UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIHUAHUA

FACULTAD DE INGENIERÍA

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO



METODOLOGÍA PARA EL PRONÓSTICO DEL CAUDAL EN CUENCAS NO AFORADAS

POR:

ING. JOSE ARNULFO PRECIADO MARTINEZ

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERIA

CHIHUAHUA, CHIH., MÉXICO

OCTUBRE 2018



Metodología para el pronóstico del caudal en cuencas no aforadas. Tesis presentada por José Arnulfo Preciado Martínez como requisito parcial para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, ha sido aprobada y aceptada por:

M.I. Javier González Cantú

Director de la Fagultad de Ingeniería

Dr. Alejandro Villalobos Aragón

Secretario de Investigación y Posgrado

M.C. Alejandro Calderón Landaverde

Coordinador(a) Académico

Dr. Fernando Rafael Astorga Bustillos

Director(a) de/Tesis

Fecha: Octubre del 2018

Comité:

Dr. Fernando Rafael Astorga Bustillos

Dr. Antonio Campa Rodríguez

M.I. Jorge Alejandro Martínez Sosa

M.I. José Antonio Portillo Oseguera

© Derechos Reservados

José Arnulfo Preciado Martinez

Vista del puerto 1000-7 Tlaquepaque, jal. Fraccionamiento Las terrazas

Octubre 2018





ING. JOSÉ ARNULFO PRECIADO MARTÍNEZ

Presente

En atención a su solicitud relativa al trabajo de tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, nos es grato transcribirle el tema aprobado por esta Dirección, propuesto y dirigido por el director **Dr. Fernando Rafael Astorga Bustillos** para que lo desarrolle como tesis, con el título: "METODOLOGÍA PARA EL PRONÓSTICO DEL CAUDAL EN CUENCAS NO AFORADAS".

ÍNDICE
Dedicatoria
Agradecimientos
Resumen
Índice de contenido
Índice de tablas
Índice de figuras
CAPITULO I. ANTECEDENTES

- 1.1 Estado del arte
- 1.2 Hipótesis
- 1.3 Objetivo

CAPITULO II. METODOLOGÍA

- 2.1 Descripción del sitio de estudio
- 2.2 Procedimientos
- 2.3 Normatividad
- 2.4 Materiales y equipos
- 2.5 Software

Tel. (614) 442-95-00 www.fing.uach.mx



CAPITULO III. RESULTADOS

- 3.1 Determinación de las relaciones IDF en 12 diferentes ubicaciones de la República Mexicana
- 3.2 Hietogramas de diseño Todos Santos, Baja California Sur
- 3.3 Estudio hidrológico previo a un desarrollo industrial

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES **Bibliografía**

Solicitamos a Usted tomar nota de que el título del trabajo se imprima en lugar visible de los ejemplares de las tesis.

> ATENTAMENTE "Naturam subiecit aliis"

EL DIRECTOR

M.I. JAVIER GONZÁLEZ CANTÚ

EL SECRETARIO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

₩IŲLALOBOS ARAGÓN . ALEJANĎRO

Dedicatoria

La presente	Tesis es f	ruto de 1	un esfuerzo	que h	a sido	motivado	por	muchas	personas,	a quienes	doy
gracias por	formar po	arte de n	1i vida								

A mi hija Abigail

A mis padres, por su esfuerzo y ejemplo

A mi esposa Liliana, por su amor y paciencia

A toda mi familia, por su cariño y confianza

A mis profesores y amigos, por su apoyo incondicional

Nunca consideres el estudio como una obligación, sino como una oportunidad para penetrar en el bello y maravilloso mundo del saber (Albert Einstein)

Agradecimientos

Sin lugar a dudas esta etapa de mi vida hubiera sido inviable sin la ayuda y la cooperación de muchos, agradezco...

A Dios, por permitirme estos momentos

A mis amados padres, pilares fundamentales en mi vida

Al Sr. Rafael Magaña Ramírez, por su apoyo incondicional

A mis profesores y amigos, por compartir el conocimiento

A mis Universidades, por formarme profesionalmente

Gracias a todos!

Resumen

Inicialmente se hace una descripción del fenómeno natural y la correspondiente representación matemática de cada uno de los procesos que intervienen en el modelo hidrológico empleado para la determinación de hidrogramas de diseño. En este contexto; se describen las características geomorfológicas principales a determinar en un estudio hidrológico, se exponen los modelos matemáticos más conocidos a nivel mundial que se utilizan para estimar las curvas IDF, se presenta una expresión para el cálculo del factor de reducción de área que se ha utilizado en México cuando las lluvias se obtienen a partir de curvas IDF, se explican dos métodos para obtener hietogramas de diseño en base a relaciones IDF (bloque alterno e intensidad instantánea), se muestran los procedimientos propuestos por el SCS para determinar la lluvia en exceso y la determinación de hidrogramas de diseño, se expresa la necesidad de discretizar cuencas y se propone el método de Muskingum para el tránsito de hidrogramas. Como resultado de la representación y conexión matemática de los procesos anteriores, se obtiene un modelo hidrológico que nos permite simular un sistema hidrológico y obtener hidrogramas de diseño en cuencas no aforadas. Enseguida se describe la metodología general, se presentan las ecuaciones propuestas para la obtención de hietogramas en base al método de intensidad instantánea y se ilustra un procedimiento para obtener las relaciones IDF a partir de mapas de isoyetas de la SCT. Posteriormente se realizan 3 estudios para mostrar la metodología: en un primer estudio se determinan las relaciones IDF en 12 diferentes ubicaciones de la República Mexicana encontrándose en cada una de ellas el modelo IDF con mejor ajuste, en el segundo estudio se obtuvieron los hietogramas de diseño (para TR 20 años, FRA =0.9579 y una duración de 60 minutos) por el método de bloques alternos y de intensidad instantánea en el municipio Todos Santos, BCS, finalmente en tercer lugar se realizó un estudio hidrológico previo a un desarrollo industrial teniendo como resultado hidrogramas en las ubicaciones de interés para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años. Por último, se recuerda la necesidad diseñar obras de protección y/o control para manejar las alteraciones hidrológicas que producen las urbanizaciones.

Índice de Contenido

Dedicatoria	v
Agradecimientos	vi
Resumen	vii
Índice de Contenido	viii
Índice de Tablas	X
Índice de Figuras	xii
CAPITULO I. ANTECEDENTES	1
1.1 ESTADO DEL ARTE	1
1.1.1 Ciclo hidrológico	2
1.1.2 Concepto de hidrología	2
1.1.3 Modelos hidrológicos	3
1.1.4 La cuenca hidrológica	3
1.1.5 Curvas intensidad – duración – frecuencia (idf)	4
1.1.6 Factor de reducción por tamaño de área de la cuenca	7
1.1.7 Hietogramas de precipitación utilizando las relaciones idf	8
1.1.8 Hidrogramas de diseño	11
1.2 HIPOTESIS	30
1.3 OBJETIVO	30
CAPITULO II. METODOLOGÍA	31
2.1. DESCRIPCION DEL SITIO DE ESTUDIO	31
2.2 PROCEDIMIENTOS	32
2.2.1 Descripción de la metodología propuesta	32
2.2.2 Ecuaciones propuestas para generar hietogramas de diseño	34
2.2.3 Procedimiento para determinar ecuaciones idf a partir de mapas de isoyeta	s de la sct. 35
2.3 NORMATIVIDAD	
2.3.1 Proyecto de norma mexicana	39
2.4 MATERIALES Y EQUIPOS	40
2.4.1 Materiales	40

2.4.2 Equipo	42
2.5 SOFTWARE	42
CAPITULO III. RESULTADOS	43
3 ESTUDIOS	43
3.1 Determinación de las relaciones idf en 12 diferentes ubicaciones de la Repu	
3.2 Hietogramas de diseño Todos Santos, Baja, california Sur	52
3.3 Estudio hidrológico previo a un desarrollo industrial	56
CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105
Bibliografía	106

Índice de Tablas

Tabla 1. Condición de humedad antecedente propuesta por el SCS.	.14
Гabla 2. Tipos de suelo (Mockus, 1972)	
Γabla 3. Número N de la curva de escurrimiento para los complejos hidrológicos suelo-cobertura de	
cuencas agrícolas y rurales (Mockus, 1972).	15
Гabla 4. Clasificación de las cuencas según su tamaño (Campos, 1998)	17
Γabla 5. Coeficientes del hidrograma unitario sintético del SCS	
Γabla 6. Coeficiente de rugosidad de Manning para cauces naturales (M-PRY-CAR-1-006-003/00	
	26
Γabla 7. Ecuaciones propuestas para hietogramas de diseño en base al método de intensidad instantán	
Γabla 9. Intensidades de precipitación para las 12 ubicaciones seleccionadas, tomadas de los mapas de	e
soyetas de la SCT.	
Γabla 10. Parámetros para modelo de Bernard	
Гаbla 11. Parámetros para modelo de Sherman.	
Гabla 12. Parámetros para modelo de Chow.	
Гabla 13. Parámetros para modelo de Koutsoyiannis.	
Гabla 14. Parámetros para modelo de Pereyra.	50
Γabla 15. Resultados en orden de correspondencia de los modelos utilizados en las 12 ubicaciones	
seleccionadas	
Γabla 16. Intervalos de parámetros encontrados en las 12 ubicaciones seleccionadas	
Γabla 17. Precipitación acumulada para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos, con coeficientes	
de avance r=0.50 y FRA=0.9579 con intervalos @ 5, 2 y 1 minutos	
Гabla 18. Relaciones ID e IDF, estación Todos Santos, Baja California Sur	
Γabla 19. Hietograma de diseño, método de bloques alternos para una tormenta de Tr 20 años en Tod	
Santos y FRA=0.9579 con intervalos @ 5 minutos.	
Γabla 20. Hietograma de diseño, método de la intensidad instantánea para una tormenta de Tr 20 año	
en Todos Santos y FRA=0.9579 con intervalos @ 5 minutos	
Γabla 21. Características principales de las subcuencas para emplearse en el modelo hidrológico	.58
Γabla 22, Características principales de los cauces para el tránsito de hidrogramas a emplearse en el	
	59
Γabla 23, Registro de intensidades para Cuenca en estudio obtenida de los mapas de Isoyetas de la SC	
10, 20, 25, 50 y 100 años.	
Tabla 25. Coeficientes de correlación lineal y de determinación para diferentes intervalos de tiempo y	y
Гr 10, 20, 25, 50 y 100 años.	
Γabla 26. Coeficientes de las relaciones ID para duraciones de 5 a 240 minutos y Tr 10 a 100 años,	.70
Γabla 27. Coeficientes de las relaciones IDF para duraciones de 5 a 240 minutos y Tr 10 a 100 años	
Γabla 28. Coeficientes de las relaciones ID, modelo general	
Tabla 29. Coeficientes de las relaciones ID, modelo de Ponce	
Γabla 30. Coeficientes de las relaciones ID, modelo general + Ponce	
Γabla 31. Coeficientes de las relaciones ID, modelo Polinomico.	
Γabla 32. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Wenzel.	
Гabla 33. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Bernard	
Tabla 34. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Sherman.	

Tabla 35. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Chow.	75
Tabla 36. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Koutsoyiannis	75
Tabla 37. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Pereyra.	76
Tabla 38. Precipitación acumulada en 5 días, estación 11009, Celaya. Guanajuato	.77
Tabla 39. Valores de CN obtenidos mediante la herramienta VNE-IMTA.	77
Tabla 40. Cálculo del factor de reducción por tamaño de cuenca	.81
Tabla 41. Hietograma por el método de intensidad instantánea empleando la relación de Chow, Tr 10	
años	.82
Tabla 42. Resumen de valores de K, X y N para el tránsito de hidrogramas	.84
Tabla 43. Gasto de referencia m3/s para la determinación de K y x.	85
Tabla 44. Valores de K y x para secciones rectangulares, método de Xiao-meng Song et al., 2011	.86
Tabla 45. Valores de K y x para secciones triangulares, método de Xiao-meng Song et al., 2011	.86
Tabla 46. Valores de K y x para secciones parabólicas, método de Xiao-meng Song et a.,, 2011	.87
Tabla 47. Valores de K y x promediando los tipo de sección, método de Xiao-meng Song et al., 2011.	.88
Tabla 48. Valores de K, x y N, método de Xiao-meng Song et al., 2011	.89
Tabla 49. Valores de K, x y N, método de Linsley et al, 1958	.90
Tabla 50. Valores de K, x y N, método Instituto Flumen, España.	.91
Tabla 51. Datos de cuencas para emplearse en el HEC-HMS	.91
Tabla 52. Gastos máximos (m3/s) para distintos periodos de retorno considerando AMC-II	.94
Tabla 53. Volumen escurrido (1,000 m3) para distintos periodos de retorno considerando AMC-II	.95
Tabla 54. Gastos máximos (m3/s) para distintos periodos de retorno considerando AMC-III	96
Tabla 55. Volumen escurrido (1,000 m3) para distintos periodos de retorno considerando AMC-III	.97

Índice de Figuras

Figura 1. Ciclo Hidrológico	2
Figura 2. Esquema de una cuenca	
Figura 3. Factor de reducción de área por tamaño de la cuenca	
Figura 4. Ajuste de un hietograma mediante curvas. (Chow et al., 1994)	10
Figura 5. Relación entre hietograma e hidrograma. Adaptado de (Campos, 1998)	
Figura 6. Hidrograma unitario empleado por el SCS.	
Figura 7. Capas utilizadas para generar el catálogo nacional de CN para AMC-II (Ben-Hur.,et al, 201	
Figura 8. Valor de CN nacional para AMC-II (Ben-Hur.,et al, 2016).	19
Figura 9. Procedimiento para la obtención de CN empleando el VNE.	20
Figura 10. Ejemplo hipotético de discretización de una Cuenca. (Campos, 2000)	
Figura 11. Tránsito de un hidrograma.	
Figura 12. Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un cauce	
Figura 13. Sitio de estudio.	
Figura 14. Diagrama de flujo de la metodología propuesta	
Figura 15. Importación y Georefenciación de mapas de isoyetas en Autodesk Civil 3d, ejemplo	
Figura 16. Polilineas características que representan las intensidades de lluvia mm/h, ejemplo	
Figura 17. Modelo TIN a partir de mapas de isoyetas, ejemplo	36
Figura 18. Modelo mostrando las variaciones de intensidades de precipitación, ejemplo	37
Figura 19. Cuenca de interés sobrepuesta sobre modelo de intensidades de precipitación, ejemplo	37
Figura 20. Determinación de la intensidad promedio de la Cuenca, ejemplo.	38
Figura 21, Ejemplo de modelo de elevación digital	40
Figura 22, representación de un modelo digital de elevación en formato raster	
Figura 23. Ubicación de las 12 estaciones seleccionadas para obtener sus ecuaciones IDF	
Figura 24. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Bernard	46
Figura 25. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Sherman	46
Figura 26. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Chow	47
Figura 27. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Koutsoyiannis	47
Figura 28. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Pereyra	48
Figura 29. Hietogramas de diseño para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos, con coeficientes	de
avance r=0.50 y FRA=0.9579 con intervalos @ 5 minutos.	54
Figura 30. Hietogramas de diseño para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos, con coeficientes	de de
avance r=0.50 y FRA=0.9579 con intervalos @ 2 minutos.	54
Figura 31. Hietogramas de diseño para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos, con coeficientes	de de
avance r=0.50 y FRA=0.9579 con intervalos @ 1 minuto.	
Figura 32. Predio industrial en las cercanías de Celaya, Guanajuato	57
Figura 33. Elevaciones y escurrimientos	
Figura 34. Escurrimiento más alejado.	62
Figura 35. Pendientes clasificadas.	
Figura 36. Subcuencas y predio en estudio.	
Figura 37. Cuencas y ubicaciones de interés.	
Figura 38. Ubicaciones de interés dónde conocer las avenidas de diseño	
Figura 39. Curvas IDF de la Cuenca en estudio.	
Figura 40. Histograma formado con los tiempos de concentración de las cuencas	
Figura 41. Número de escurrimiento considerando edafología, cobertura vegetal y uso de suelo, obter	
mediante el VNE-IMTA	79

Figura 42.	Número de escurrimiento ponderados en cada subcuenca, obtenido mediante el VNE-IMTA	Α.
	•	.80
Figura 43.	Hietograma, Tr 10 años, duración 30 minutos.	.84
•	Modelo de las cuencas en HEC-HMS	.93
Figura 45.	Modelo final de cuencas en Hec Hms.	.94
Figura 46.	Gráfico de gastos máximos para distintos periodos de retorno considerando AMC-II	.95
Figura 47.	Gráfico de volumen escurrido para distintos periodos de retorno considerando AMC-II	.96
Figura 48.	Gráfico de gastos máximos para distintos periodos de retorno considerando AMC-III	.97
Figura 49.	Gráfico de volumen escurrido para distintos periodos de retorno considerando AMC-III	.98
Figura 50.	Hidrogramas en la descarga considerando AMC-II	.99
Figura 51.	Hidrogramas en P1 considerando AMC-II	.99
Figura 52.	Hidrogramas en P2 considerando AMC-II	100
Figura 53.	Hidrogramas en P3 considerando AMC-II	100
Figura 54.	Hidrogramas en P4 considerando AMC-II	101
Figura 55.	Hidrogramas en P5 considerando AMC-II	101
Figura 56.	Hidrogramas en la salida considerando AMC-III	102
Figura 57.	Hidrogramas en P1 considerando AMC-III	102
Figura 58.	Hidrogramas en P2 considerando AMC-III	103
Figura 59.	Hidrogramas en P3 considerando AMC-III	103
Figura 60.	Hidrogramas en P4 considerando AMC-III	104
Figura 61.	Hidrogramas en P5 considerando AMC-II	104

CAPITULO I. ANTECEDENTES

1.1 ESTADO DEL ARTE

La urbanización es el proceso de transformación de tierras rurales para el uso urbano. Este proceso influye sobre el ciclo hidrológico, y por desgracia, en la mayoría de las veces, de forma negativa. El proceso de urbanización conlleva la reducción de la infiltración mediante la eliminación de la vegetación natural (que intercepta la precipitación y promueve la evapotranspiración), la desaparición de irregularidades en el suelo dónde se almacena el agua precipitada y la sustitución de suelos por superficies más impermeables; es decir en términos de la hidrología, la urbanización afecta el ciclo hidrológico modificando el tiempo de concentración del área afectada lo que incrementa el volumen y la velocidad de los escurrimientos. Esto trae como consecuencias deslave de zonas altas, modificación de la morfología de los ríos, aumento de sedimentos, taponamiento en zonas bajas, saturación de arroyos y redes, acarreo de sólidos y basura, inundaciones en zonas bajas y contaminación. Para prevenir estas consecuencias se tienen las siguientes premisas a considerar en todo proyecto de urbanización: el drenaje urbano debe estar ligado a las cuencas hidrográficas, las aguas pluviales requieren espacio, ningún usuario debe modificar el "hidrograma original" existente en la cuenca, control y aprovechamiento del agua de lluvia infiltrando dónde aún sea viable. Los impactos hidrológicos no deben ser transferidos; es decir las avenidas máximas después de la urbanización deberán ser igual o menores a las avenidas máximas antes de la urbanización (impacto hidrológico cero).

En este trabajo, solo se hará referencia a algunos tópicos sobresalientes de la hidrología superficial principalmente la precipitación y la cuantificación del escurrimiento.

Los objetivos del estudio de la hidrología al planificar un desarrollo industrial pueden resumirse de la siguiente manera:

- Determinación de avenidas máximas antes de la urbanización, este parámetro nos define la avenida máxima que se podrá descargar aguas abajo una vez realizada la urbanización y por otra parte ayuda al diseño de obras de protección contra inundaciones.
- Calculo de la precipitación máxima sobre el desarrollo industrial, esto con la finalidad de conocer los volúmenes de agua que deben ser drenados.

1.1.1 CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico se considera el concepto fundamental de la hidrología, como cualquier ciclo, el hidrológico no tiene principio ni fin y su descripción comienza en cualquier punto. El agua sobre la superficie terrestre o en cuerpos de agua se evapora bajo el efecto de la radiación solar y el viento, el vapor de agua se eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae en forma de precipitación. Durante su trayecto el agua precipitada puede volverá evaporarse o ser interceptada por las plantas o las construcciones, luego fluye por la superficie hasta las corrientes o se infiltra. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra y otra llega hasta los océanos y otros grandes cuerpos de agua. Del agua infiltrada, una parte es absorbida por las plantas y posteriormente es transpirada hacia la atmósfera y otra parte fluye bajo la superficie de la tierra hacia las corrientes y el mar u otros cuerpos de agua, o bien hacia zonas profundas del suelo (percolación) para ser almacenada como agua subterránea y después aflorar en manantiales, ríos o el mar.

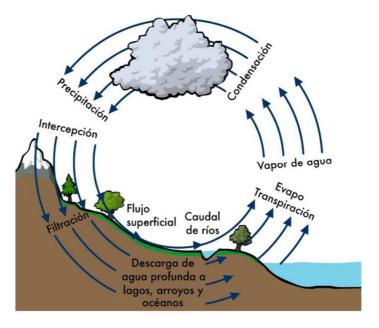


Figura 1. Ciclo Hidrológico

1.1.2 CONCEPTO DE HIDROLOGÍA

A través de los años la Hidrología ha sido definida de diversas formas, dos fuentes definen a la hidrología como:

a) Hidrología es la ciencia que estudia el agua de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas, así como su relación con el ambiente, incluidos seres vivientes.

b) Hidrología es la ciencia que trata los procesos que rigen el agotamiento y recuperación de los recursos de agua en las áreas continentales de la tierra y en las diversas fases del ciclo hidrológico.

1.1.3 MODELOS HIDROLÓGICOS

Dooge (1978) define a un sistema hidrológico como una serie de procesos físicos, químicos o biológicos que actúan sobre unas variables de entrada para convertirlas en variables de salida. Se entiende por variable toda característica cuantificable del sistema, que asume distintos valores numéricos en tiempos diferentes; en cambio, un parámetro es una característica cuantificable que permanece constante. Un modelo hidrológico es una representación simplificada de un sistema hidrológico. Existen tres tipos: físicos, analógicos y matemáticos. En los modelos matemáticos el comportamiento del sistema es representado por ecuaciones y declaraciones lógicas que expresan las relaciones entre variables y parámetros (Clarke, 1973). Entonces, un modelo hidrológico conceptual es la representación matemática simplificada de alguno o todos los procesos del ciclo hidrológico, por medio de un conjunto de conceptos hidrológicos expresados en formas matemáticas y conectadas entre sí en tiempo y espacio, en forma tal que corresponden al fenómeno natural (Campos, 1994 y WMO-UNESCO, 1974)

1.1.4 LA CUENCA HIDROLÓGICA

1.1.4.1 Concepto de cuenca hidrológica

En general podemos definir una cuenca hidrológica como: Extensión de tierra dónde la lluvia que cae sobre la misma escurre y se drena hacia un mismo punto de salida.

1.1.4.2 Elementos de la cuenca.

Los principales elementos de una cuenca necesarios a determinar en estudio hidrológico son:

- Parteaguas: es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas.
- Área de la cuenca: proyección horizontal delimitada por el parteaguas.
- Cauce o corriente principal: la corriente principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma y generalmente es la de mayor longitud o la corriente de mayor orden. Las demás corrientes se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y solo una corriente principal.
- Longitud del cauce principal: se refiere a la longitud en proyección horizontal del cauce principal.

- Pendiente del cauce principal: uno de los indicadores del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que está pendiente varia a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media.
- Tiempo de concentración de la cuenca: es el tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio. Equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma.
- Tiempo de retraso de la cuenca: es el tiempo que transcurre entre el centroide de la tormenta y el gasto máximo de la avenida.
- Precipitación: es la componente principal en la generación del escurrimiento superficial y subterráneo, por lo cual es indispensable cuantificarla tanto a de manera puntual como a nivel de cuenca. Para calcular los escurrimientos de una cuenca es necesario conocer tanto la distribución temporal de la lluvia como su distribución espacial.

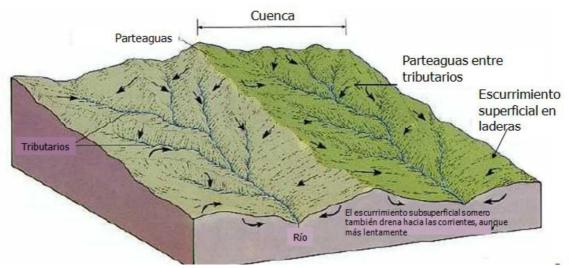


Figura 2. Esquema de una cuenca

1.1.5 CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA (IDF)

En cada la zona geográfica los eventos de lluvia tienen características únicas que deben ser tomadas en cuenta en los proyectos de diseño hidrológico y de drenaje pluvial. Las características más importantes que deben tomarse en cuenta son desde el punto de vista de la hidrología: su intensidad, duración y periodo de ocurrencia. Los eventos de lluvia o

tormentas de diseño pueden representarse mediante modelos matemáticos que representan curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF).

Dependiendo del tipo de información disponible las Curvas IDF pueden ser construidas o estimadas, en el primer caso se procesan datos de pluviógrafo y en el segundo de pluviómetro. Entonces, cuando se analizan probabilísticamente los registros de un pluviógrafo y se presentan los resultados o predicciones en un gráfico logarítmico con las duraciones en las abscisas, las intensidades en las ordenadas y la frecuencia definiendo cada curva correspondiente a un periodo de retorno, se están construyendo unas curvas IDF. Por otra parte, cuando a partir de datos de lluvia máxima diaria anual, se obtienen sus predicciones con duración de 24 horas y tales datos se utilizan conjuntamente con una formula empírica que representa las curvas IDF, se está en un proceso de estimación de estas (Campos D. F., 2010).

La intensidad (I) se define como la tasa temporal de precipitación, es decir la profundidad de lluvia por unidad de tiempo. La duración (D) de la tormenta es el tiempo que transcurre desde que inicia la precipitación de la tormenta hasta que esta cesa. La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno, (F) que es el intervalo de tiempo entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones, con el fin de evitar la lectura de la intensidad de la lluvia de diseño, en una gráfica (Chow et al., 1994). Estos modelos se pueden clasificar por su metodología en dos grupos, uno en el cual se relacionan las variables de "Intensidad - Duración" para cada periodo de retorno por separado, el otro método relaciona simultáneamente las variables "Intensidad – Duración –Frecuencia".

A continuación se presentan los modelos matemáticos más conocidos, a nivel mundial, que se utilizan para estimar las curvas IDF, tomados de (Pereyra et al., 2004).

1.1.5.1 Ecuaciones que relacionan la intensidad de la lluvia con la duración de la tormenta

1. El modelo más sencillos de intensidad-duración está dado por la ecuación,

$$i = \frac{\lambda}{d^{\eta}}$$

Ecuación 1

2. Modelo propuesto por (Ponce, 1989),

$$i = \frac{\lambda}{d + \theta}$$

Ecuación 2

3. Un modelo general que combina las dos ecuaciones anteriores nos da,

$$i = \frac{\lambda}{(d+\theta)^{\eta}}$$

Ecuación 3

4. Modelo propuesto por (Wenzel, 1982),

$$i = \frac{\lambda}{d^n + \theta}$$

Ecuación 4

5. Ecuación polinomial de tercer grado,

$$i = A + BX + CX^2 + DX^3$$

Ecuación 5

Dónde:

i=intensidad de la lluvia en mm/h.

d= duración de la lluvia en minutos.

X = Ln (d en minutos).

 λ , θ , η , A, B, C y D son parámetros que se determinan por regresión o por aproximaciones sucesivas.

1.1.5.2 Ecuaciones que relacionan la intensidad de la lluvia de una tormenta con la duración y frecuencia de ocurrencia de ésta

1. Modelo propuesto por (Bernard, 1932),

$$i = \frac{\lambda T^{\psi}}{d^{\eta}}$$

Ecuación 6

2. Modelo propuesto por (Sherman, 1931),

$$i = \frac{\lambda T^{\psi}}{(d+\theta)^{\eta}}$$

Ecuación 7

3. Modelo propuesto por (Chow et al., 1994),

$$i = \frac{\lambda T^{\psi}}{d^n + \theta}$$

Ecuación 8

4. Modelo propuesto por (Koutsoyiannis et al., 1998)

$$i = \lambda \left\{ \frac{\psi - \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]}{(d + \theta)^n} \right\}$$

Ecuación 9

5. Modelo propuesto por (Pereyra Díaz, 2012)

$$i = \frac{\lambda T^{\psi}}{\exp(nd) + \theta}$$

Ecuación 10

Dónde:

i=intensidad de la lluvia en mm/h.

d= duración de la lluvia en minutos.

T= periodo de retorno para el evento de diseño en años.

 $\lambda,\,\psi,\,\theta$ y η son parámetros que se determinan por regresión o por aproximaciones sucesivas.

1.1.6 FACTOR DE REDUCCIÓN POR TAMAÑO DE ÁREA DE LA CUENCA

Las lluvias obtenidas a través de la curvas IDF son puntuales y por ello deben ser ajustadas, es decir reducidas, para adecuarlas al tamaño de cuenca en la cual se utilizara la tormenta de diseño, ya que todos los aguaceros son menos intensos entre más área abarcan. El factor de reducción por área (FRA) que se ha utilizado en México con resultados que se consideran aceptables está definido por la expresión siguiente:

$$FRA = 1.0 - 0.3549 * D^{-0.42723} * (1 - e^{-0.005794*A})$$

Ecuación 11

En la cual, D es la duración de la precipitación en horas y A es el área de la cuenca en km2. (Campos D. F., 2010).

En la Figura 3 se representa la variación en el FRA para cuencas desde 1 km² hasta 50 km².

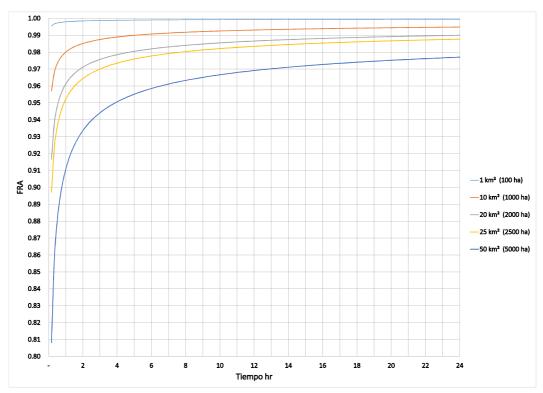


Figura 3. Factor de reducción de área por tamaño de la cuenca.

1.1.7 HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN UTILIZANDO LAS RELACIONES IDF

En los métodos de diseño en hidrología desarrollados hace muchos años, tal como el racional, solo se utilizaba el caudal pico. No existía consideración alguna sobre el tiempo de distribución del caudal (el hidrograma del caudal) o sobre la distribución temporal de la precipitación (el hietograma de precipitación). Sin embargo, los métodos desarrollados más recientemente, los cuales utilizan el análisis de flujo no permanente, requieren de predicciones confiables del hietograma de diseño para obtener los hidrogramas de diseño, (Chow et al., 1994). Es decir; en los métodos hidrológicos actuales es necesario conocer los hietogramas o tormentas de diseño.

Existen dos tipos fundamentales de tormentas de diseño: las históricas y sintéticas o hipotéticas. Las primeras son eventos severos o extraordinarios que han ocurrido en el pasado y que fueron registrados; además pueden estar bien documentados en relación con los problemas y daños que causaron a la ciudad y su sistema de drenaje. Las segundas se obtiene a partir del estudio y generalización de un gran número de tormentas severas observadas; la idea es estimar un hietograma que represente las tormentas de la zona. (Campos D. F., 2010)

1.1.7.1 Método del bloque alterno

Una vez determinada la duración de la tormenta (cómo el tiempo de concentración de la cuenca), se pueden obtener hietogramas a parir de ecuaciones IDF de acuerdo a los siguientes pasos (Chow et al., 1994). :

- 1. Se divide el tiempo de duración en intervalos de tiempo Δt .
- 2. Obtener de la ecuación IDF correspondiente, los valores de intensidad de precipitación para cada intervalo Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$,... hasta la duración total de la precipitación.
- 3. Calcular la profundidad o volumen de precipitación caída en cada intervalo, multiplicando la intensidad por la duración del intervalo (en horas).
- 4. Restar los valores sucesivos de profundidad de precipitación (en mm) calculados antes.
- 5. Reordenar los resultados de manera que el mayor valor esté en medio de la serie, y se vayan alternando en orden descendente alternativamente a lado y lado de ese máximo.

1.1.7.2 Método de la intensidad instantánea

El método de la intensidad instantánea (Método Chicago) se atribuye a Keifer y Chu (1957), quienes lo presentaron por primera vez como un método para el cálculo de tormentas para el diseño de alcantarillas para la ciudad de Chicago (Akan, A. O., 1993; Akan, A. O. y Houghtalen, R. J., 2003)

El concepto de éste criterio se basa en la distribución de valores de las curvas IDF; y su hietograma resultante es una lluvia sintética distribuida en el tiempo. Si se conoce la ecuación que define la relación IDF, se pueden desarrollar ecuaciones que describen la variación de la intensidad de lluvia con el tiempo, y por consiguiente el hietograma de diseño; por ejemplo, Keifer y Chu utilizan la siguiente ecuación:

$$Iprom = \frac{c}{T_d^e + f}$$

Ecuación 12

Chow (1994) en su libro Hidrología Aplicada muestra el desarrollo del método, mismo que se aplica a continuación:

Considérese el hietograma de tormenta mostrado en la Figura 4. La línea horizontal punteada dibujada en el hietograma para una intensidad de precipitación dada intersecara el hietograma antes y después del pico. Medido con respecto al tiempo de intensidad pico, el

tiempo de intersección antes del pico se denota como t_a y después del pico como t_b . El tiempo total entre las intersecciones se denomina T_d de tal manera que

$$T_d = t_a + t_b$$

Ecuación 13

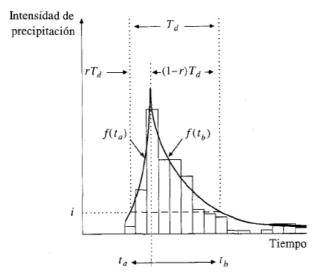


Figura 4. Ajuste de un hietograma mediante curvas. (Chow et al., 1994)

El coeficiente de avance de la tormenta se define como la relación del tiempo antes del pico con respecto al tiempo entre intersecciones

$$r = \frac{t_a}{T_d}$$

Ecuación 14

Utilizando las ecuaciones 13 y 14 se encuentra que

$$T_d = \frac{t_a}{r} = \frac{t_b}{1 - r}$$

Ecuación 15

Tal como se muestra en la Figura 4 se supone que dos curvas, $i_a = f(t_a)$ e $i_b = f(t_b)$, se ajustan a las intensidades de precipitación del hietograma, dónde i_a e i_b son las intensidades de precipitación antes y después del pico, respectivamente. Luego la cantidad de lluvia R durante el pico T_d está dada por el área bajo las curvas:

$$R = \int_0^{rT_d} f(t_a) dt_a + \int_0^{(1-r)T_d} f(t_b) dt_b$$

Ecuación 16

Nótese que f (t_a) = f (t_b) para cualquier T_d ; diferenciando la ecuación 16 con respecto a T_d se tiene

$$\frac{dR}{dT_d} = f(t_a) = f(t_b)$$

Ecuación 17

Si la intensidad de la lluvia promedio para la duración T_d es i_{med} , entonces:

$$R = Td * i_{med}$$

Ecuación 18

Diferenciando la ecuación 18 con respecto a T_d se obtiene

$$\frac{dR}{dT_d} = i_{med} + T_d \frac{di_{med}}{dT_d} = f(t_a) = f(t_b)$$

Ecuación 19

Diferenciando la ecuación 12 y sustituyendo el resultado en la ecuación 19 puede demostrarse que la intensidad i para la cual la línea interseca el hietograma para una duración T_d está dada por

$$i = \frac{c[(1-e) T_d^e + f]}{(T_d^e + f)^2}$$

Ecuación 20

Las ecuaciones para las intensidades i_a e i_b en términos de t_a y t_b se encuentran al sustituir T_d de la ecuación 15 en la ecuación 20.

1.1.8 HIDROGRAMAS DE DISEÑO

Para diseñar las diferentes obras hidráulicas como son las presas (almacenamiento, derivación, protección contra inundaciones), bordos de protección en las márgenes de los ríos contra inundaciones, drenaje pluvial, cruces en carreteras (alcantarillas), entre otras obras; es necesario obtener los eventos de diseño para un determinado periodo de retorno (probabilidad de excedencia) en función de la importancia de las obras mencionadas. Estos eventos de diseño se pueden obtener a través de modelos que transforman la precipitación en escurrimiento; siendo el escurrimiento, al agua proveniente de la lluvia que por acción de la gravedad terrestre fluye por debajo o sobre la superficie terrestre hasta llegar a un cauce para formar una corriente.

La precipitación origina variaciones en el gasto que fluye a través de una corriente, estas variaciones se pueden representar graficando el gasto contra el tiempo de manera que se obtiene un "hidrograma" que nos define la respuesta de la corriente a la precipitación. En Figura 5 se muestra la relación entre hietograma e hidrograma de una cuenca.

El escurrimiento directo es producto de la precipitación de una tormenta y aporta la mayoría del gasto en un hidrograma, a diferencia del escurrimiento base que es resultado de varias lluvias. El determinar en qué punto del hidrograma se divide el escurrimiento base del directo es un tarea complicada, siendo la mayor parte del problema el determinar el escurrimiento base y su comportamiento.

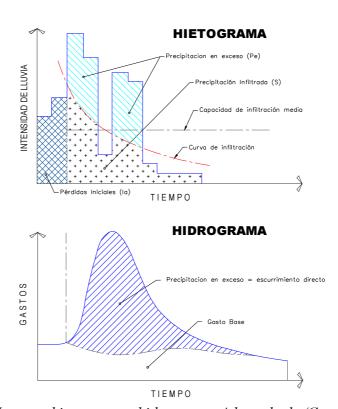


Figura 5. Relación entre hietograma e hidrograma. Adaptado de (Campos, 1998)

En la actualidad se tienen documentados varios métodos para para separar el gasto base y el directo, estos métodos en la mayoría de ellos es necesario estimar la retención en la superficie y la capacidad de infiltración del suelo para determinar la precipitación efectiva. Esto es; "la precipitación efectiva o exceso de precipitación, es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo".

Una vez determinada la precipitación efectiva es necesario transformarla en escurrimiento, para lo cual también se tienen documentados varios métodos a la fecha, sin embargo la mayoría requieren que la cuenca en estudio este aforada.

Puesto que la mayor parte de las cuencas del país no cuentan con datos de escurrimiento, es necesario aplicar métodos para estimar la infiltración, y por lo tanto la precipitación efectiva, a partir de las características fisiológicas de la cuenca y de la lluvia total.

En este trabajo para determinar la lluvia en exceso y su posterior transformación a escurrimiento; se utilizara el método del "número de escurrimiento" y el método "hidrograma unitario sintético" respectivamente, ambos propuestos por U.S. Soil Conservation Service. Esta metodología es una de las **más difundidas a nivel global** para estimar escurrimientos.

1.1.8.1 Método del U.S. Soil Conservation Service para determinar la lluvia en exceso

El modelo propuesto por el Soil Conservation Service (SCS, 2004), el Número de Curva (CN) estima la precipitación en exceso en función de la precipitación total, tipo de cobertura vegetal, uso de suelo y la condición de humedad antecedente, usando la siguiente ecuación:

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

Ecuación 21

Dónde: Pe = precipitación en exceso acumulada en un tiempo t; P = precipitación acumulada de la tormenta en un tempo t; I_a = pérdidas o sustracciones iniciales y S = infiltración potencial máxima.

Resultado del análisis experimental en muchas cuencas pequeñas, el SCS desarrollo las siguientes relaciones empíricas para I_a y S.

$$I_a = 0.2 * S$$

Ecuación 22

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Ecuación 23

Dónde: CN = Numero de curva N

Los valores propuestos por el SCS para CN varían dentro de un rango de 100 para cuerpos de agua hasta un aproximado de 30 para suelos permeables con altas tasas de infiltración.

Por otra parte, el método del CN toma en cuenta la condiciones o estado de humedad antecedente AMC (Antecedent Moisture Condition) previos de la cuenca, clasificando la AMC en tres intervalos determinados por la lluvia total en un periodo de 5 días anteriores a la tormenta.

Cualitativamente para clasificar los intervalos del AMC tenemos:

- AMC-I, es el límite inferior de humedad o el límite superior de S (infiltración potencial máxima). Hay un mínimo potencial de escurrimiento. Los suelos de la cuenca se encuentran en un estado seco (sin llegar a un estado de marchitez de la vegetación). Esto es, cuando apenas se ha producido lluvia cuando cae la tormenta de proyecto.
- AMC-II, este es el caso promedio de las condiciones de humedad que se da cuando se produce la avenida máxima anual.
- AMC-III, es el límite superior de humedad o el límite inferior de S (infiltración potencial mínima). Hay un máximo potencial de escurrimiento. Esto es cuando se produjeron lluvias intensas o lluvias ligeras y temperaturas bajas en los 5 días previos a la tormenta de proyecto y los suelos está prácticamente saturado.

Cuantitativamente para clasificar los intervalos del AMC tenemos la Tabla 1 propuesta por el SCS:

Condición de humedad antecedente (AMC)

Estación seca Estación de crecimiento

I (seca) menor de 1.3 menor de 3.5

II (media) 1.3 a 2.5 3.5 a 5

II (húmeda) más de 2.5 más de 5

Tabla 1. Condición de humedad antecedente propuesta por el SCS.

El CN se ha estimado tradicionalmente a partir de tablas que clasifican los suelos en función del uso del suelo y una clasificación de grupo hidrológico. Las tablas 2 y 3 son un ejemplo de esta clasificación, estas tablas fueron elaboradas considerando un estado de humedad antecedente tipo AMC-II.

Tabla 2. Tipos de suelo (Mockus, 1972)

Tipo de suelo	Textura del suelo			
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.			
В	Arenas finas y limos			
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.			
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizantes de roca sana; suelos muy permeables			

Tabla 3. Número N de la curva de escurrimiento para los complejos hidrológicos suelocobertura de cuencas agrícolas y rurales (Mockus, 1972).

B	Grupo Hidrológico de suelo:				
Descripción del terreno	Α	В	C	D	
Barbecho en surcos rectos	77	86	91	94	
Terreno de cultivos:					
sin tratamiento de conservación	72	81	88	91	
con tratamiento de conservación	62	71	78	81	
Pastizal natural en condición hidrológica pobre	68	79	86	89	
Pastizal natural en condición hidrológica buena	39	61	74	80	
Pradera (pasto permanente)	30	58	71	78	
Lotes de bosque en zonas agrícolas:					
condición hidrológica pobre	45	66	77	83	
condición hidrológica buena	25	55	70	77	
Bosque:					
muy esparcido o de baja transpiración	56	75	86	91	
esparcido o de baja transpiración	46	68	78	84	
muy denso o de alta transpiración	26	52	62	69	
Casco hacienda o de ranchos	15	44	54	61	
Caminos de tierra o de ranchos	59	74	82	86	
Caminos de tierra incluyendo derecho de vía	72	82	87	89	
Caminos con pavimentos duro incluyendo derecho de vía	74	84	90	92	
Superficie impermeable	100	100	100	100	

La mayoría de las referencias consideran AMC-II para calcular CN considerando una condición de humedad media, es decir estas tablas nos dan $CN_{(II)}$; si se tiene AMC-I o AMC-III el número de curva equivalente se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$CN_{(I)} = \frac{4.2 * CN_{(II)}}{10 - 0.058 * CN_{(II)}}$$

Ecuación 24

$$CN_{(III)} = \frac{23 * CN_{(II)}}{10 + 0.13 * CN_{(II)}}$$

Ecuación 25

1.1.8.2 Método del U.S. Soil Conservation Service (SCS, 2004) para determinar el hidrograma de diseño

El hidrograma unitario empleado por el SCS fue desarrollado por Víctor Mockus (1972), este se obtuvo a partir del análisis del hidrograma de un gran número de cuencas de diferente tamaño, forma y ubicación; Este hidrograma fue definido en función del gasto pico (q_p) contra el tiempo (T_p) , ver Figura 6.

$$Q_p = q_p * P_e$$

Ecuación 26

$$q_p = \left(\frac{0.2083 * A_c * Q}{T_p}\right)$$

Ecuación 27

$$T_p = \frac{d_e}{2} + T_r$$

Ecuación 28

Dónde:

 Q_p = gasto pico en el hidrograma de diseño en m3/s.

 q_p = gasto pico en el hidrograma unitario en m3/s/mm.

Q = escurrimiento unitario considerado igual a 25.4 mm (1 Plg)

P_e = precipitación en exceso en mm (determinada según ecuación 21).

 A_c = área de la cuenca en km².

 T_p = tiempo pico en horas.

Tr = tiempo de retraso en horas (T_{lag}) = 0.60 Tc

d_e = duración en exceso en horas.

La duración en exceso (d_e) d acuerdo a Ponce (1994), puede aproximarse según el tamaño de la cuenca con a las siguientes relaciones:

Para cuencas medianas y grandes. $d_e = 2 * \sqrt{T_c}$

Para cuencas pequeñas. $d_e = T_c$

Dónde:

Tc= tiempo de concentración de la cuenca en horas.

Por otra parte el Natural Resources Conservation Service considera $d_e = 0.133 * T_c$

Tabla 4. Clasificación de las cuencas según su tamaño (Campos, 1998)

Tamaño de la cuenca	Tamaño de la cuenca, en km²				
Muy pequeña	< 25				
Pequeña	25 a 250				
Intermedia – Pequeña	250 a 500				
Intermedia – Pequeña	500 a 2500				
Grande	2500 a 5000				
Muy grande	> 5000				

Tabla 5. Coeficientes del hidrograma unitario sintético del SCS.

Tiempo (t/t_p)	Gasto (q/q_p)	Gasto Acumulado (Q_a/Q)	Tiempo (t/t_p)	Gasto (q/q_p)	Gasto Acumulado (Q_a/Q)	Tiempo (t/t_p)	Gasto (q/q_p)	Gasto Acumulado (Q_a/Q)
0.0	0.000	0.000	1.1	0.990	0.450	2.4	0.147	0.934
0.1	0.030	0.001	1.2	0.930	0.522	2.6	0.107	0.953
0.2	0.100	0.006	1.3	0.860	0.589	2.8	0.077	0.967
0.3	0.190	0.012	1.4	0.780	0.650	3.0	0.055	0.977
0.4	0.310	0.035	1.5	0.680	0.700	3.2	0.040	0.984
0.5	0.470	0.065	1.6	0.560	0.751	3.4	0.029	0.989
0.6	0.660	0.107	1.7	0.460	0.790	3.6	0.021	0.993
0.7	0.820	0.163	1.8	0.390	0.822	3.8	0.015	0.995
0.8	0.930	0.228	1.9	0.330	0.849	4.0	0.011	0.997
0.9	0.990	0.300	2.0	0.280	0.871	4.5	0.005	0.999
1.0	1.000	0.375	2.2	0.207	0.908	5.0	0.000	1.000

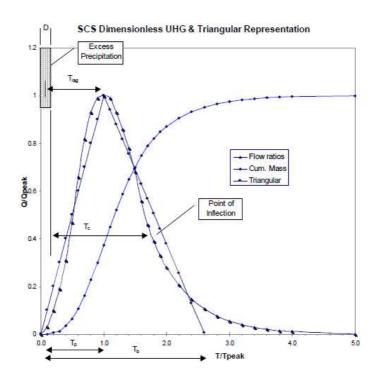


Figura 6. Hidrograma unitario empleado por el SCS.

1.1.8.3 Determinación del Valor de CN

Para determinar el CN de una cuenca es necesario recolectar información acerca del tipo de uso de suelo (edafología), tipo de cobertura vegetal y humedad antecedente. Para tal efecto en Diciembre de 2016 el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) en conjunto con la Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) desarrollo un visor, cuyo propósito es "Mostrar la variación del número de escurrimiento en la cuenca de estudio de acuerdo con el tipo de suelo, cobertura vegetal y usos del suelo, pendiente del terreno y humedad antecedente, para obtener el valor del número de escurrimiento medio de la cuenca"

El Visor de Números de Escurrimiento (VNE) es una herramienta que calcula el número de escurrimiento "N" medio en cualquier cuenca del país, considerando el tipo de suelo o edafología y la cobertura vegetal y uso del suelo. También se realizan cálculos para corregir el valor de "N" de acuerdo con la pendiente del terreno y con la humedad antecedente en la cuenca. Los insumos principales para desarrollar la aplicación fueron el Conjunto de Datos Vectorial Edafológico escala 1:250,000 Serie II y los archivos vectoriales de Uso de Suelo y Vegetación Serie V escala 1:250,000, publicados por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). La información vectorial fue reclasificada de acuerdo con la metodología de los números de escurrimiento N, propuesto por el United States Soil Conservation Service (USSCS, hoy NRCS y Ben-Hur.,et al, 2016). Ver Figuras 7 y 8.

Como resultado del trabajo desarrollado por el IMTA, se cuenta en la actualidad con un mapa nacional de CN_{II}, a partir del cual se calcula el valor de CN_{II} medio en cualquier cuenca de interés. *El catálogo y mapa nacionales de números de escurrimientos deberá ser actualizado en la medida que se cuente con nueva información sobre edafología y cobertura vegetal y usos del suelo.*

Mosaicos escala 1:250,000

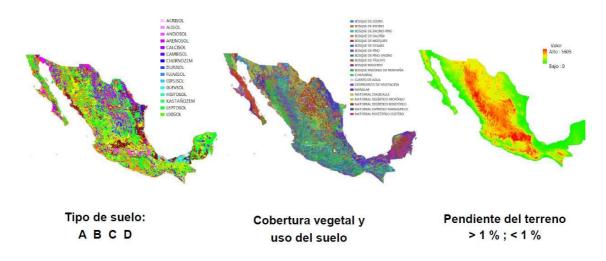


Figura 7. Capas utilizadas para generar el catálogo nacional de CN para AMC-II (Ben-Hur., et al, 2016).

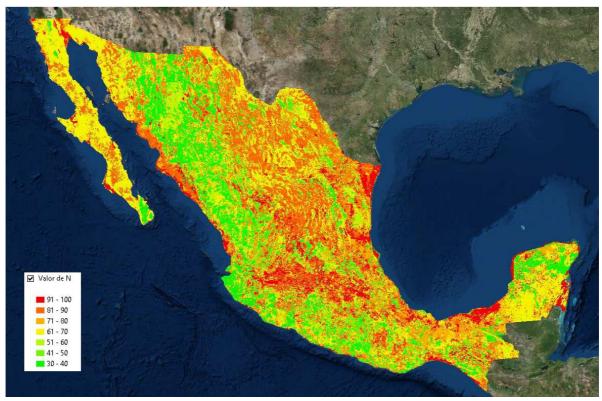


Figura 8. Valor de CN nacional para AMC-II (Ben-Hur., et al, 2016).

Procedimiento para la utilización del visor para el VNE:

a) Generar un archivo Shapefile con la(s) subcuenca(s) de estudio en proyección cónica conforme la siguiente referencia espacial:

Proyección Cónica Conforme de Lambert con datum ITRF 1992

(CCL_ITRF_1992) Falso Este: 2'500,000.0

Falso Norte: 0.0

Meridiano Central: -102.0 1er Paralelo Estándar: 17.5 2o Paralelo Estándar: 29.5 Latitud al Origen: 12.0 Unidad Lineal: Metro (1.0)

Datum: ITRF1992

b) Este Shapefile se comprime en formato Zip y sube al Visor en línea para que se genere el resultado con el valor CN_{II} que se visualiza en la interfaz del sistema. Ver Figura 9.



Figura 9. Procedimiento para la obtención de CN empleando el VNE.

c) Además del valor de CN_{II}, el visor nos genera un archivo Shapefile que contiene una tabla de atributos dónde los resultados del cálculo se encuentran en los siguientes campos:

N_condN: valor del número de escurrimiento medio de la cuenca bajo condiciones normales.

N_corrS0: corrección al valor del número de escurrimiento medio de la cuenca para pendientes muy bajas, cercanas a cero.

N_corrS: corrección al valor del número de escurrimiento medio de la cuenca para pendientes mayores a 5%.

La tabla de atributos contiene además otros campos con información del INEGI que describen las características del tipo de suelo y la cobertura vegetal y usos del suelo.

1.1.8.4 Discretización de cuencas

Desde un punto de vista general, un sistema hidrológico es una serie de procesos físicos, químicos y/o biológicos que actúan sobre unas variables de entrada para convertirlas en variables de salida. En los modelos matemáticos el comportamiento del sistema hidrológico es representado por ecuaciones y declaraciones lógicas que expresan las relaciones entre variables y parámetros. Estos últimos son magnitudes cuantificables que caracterizan al sistema y que permanecen contantes. Los modelos pueden ser de simulación continua o de eventos. (Campos, 1993).

En realidad los parámetros de un modelo matemático tienen variación temporal y espacial, por ello para representarlos por unos valores promedio adecuados, es necesario al modelar utilizar intervalos cortos y dividir la cuenca en subcuencas, en las cuales tales magnitudes medias sean efectivamente una buena aproximación. (Campos, 1993).

El primer factor que define el número y localización de las subcuencas, es la variabilidad de los procesos hidrometeorológicos y de las condiciones fisiográficas de la cuenca, ya que con cada subcuenca se intenta representar y adoptar áreas de cuenca con las mismas propiedades hidrológicas e hidráulicas. El segundo factor que determina la discretización de la cuenca es el propósito del estudio; esto implica la definición de áreas de interés en la cuenca (estudios de impacto de sus cambios físicos) y en especial de puntos específicos (puentes, embalses existentes o en proyecto, zonas urbanas, etc.) los cuales determinan las subcuencas por analizar (USACE, 1981).

Al definir las subcuencas, ya sea debido a las características físicas de la cuenca o por interés particular, queda establecida la discretización necesaria y con ello la necesidad de

transitar crecientes, regularizarlas en embalses y estimar aportaciones laterales a cauces, para obtener el hidrograma final y en los puntos de interés. En la Figura 10 se muestra un ejemplo hipotético de discretización de una cuenca

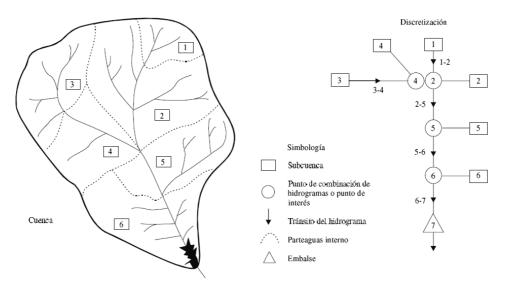


Figura 10. Ejemplo hipotético de discretización de una Cuenca. (Campos, 2000)

1.1.8.5 Transito de hidrogramas

Se denomina tránsito de hidrogramas al procedimiento mediante el cual se puede determinar un hidrograma en un punto de un curso de agua a partir de otro hidrograma conocido en un uno o más puntos aguas arriba. Como se observa en la Figura 11 el hidrograma generado por un volumen en un punto A (aguas arriba) es inicialmente más alto y de menor duración que el hidrograma generado por el mismo volumen una vez que avanza aguas abajo el cual es más bajo y de mayor duración.

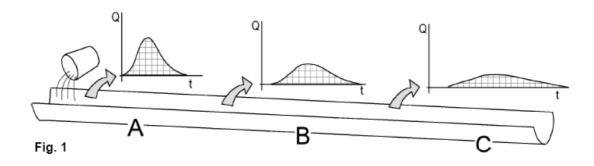


Figura 11. Tránsito de un hidrograma.

Existen varios criterios para clasificar los métodos de tránsito de hidrogramas. Uno de ellos se debe a Jones (1981) y se basa en las simplificaciones aplicadas en las ecuaciones de Navier-Stokes de la dinámica del flujo en cauces; otros más prácticos han sido propuestos por Raudkivi (1979), Weinmann y Laurenson (1979) quienes los clasifican en modelos de proceso, frecuentemente llamados métodos hidráulicos, y los modelos que usan un enfoque conceptual, comúnmente denominados métodos hidrológicos. Los desarrollos recientes en el campo de las técnicas numéricas y la accesibilidad a computadoras cada vez más eficientes, han conducido a un mayor uso de los métodos hidráulicos, los cuales han alcanzado un alto nivel de perfección. Sin embargo, sus altas demandas en cantidad y calidad de los datos necesarios, así como en recursos computacionales, restringen su eficiencia en las aplicaciones prácticas y de carácter simple. Por su parte, los métodos hidrológicos producen resultados menos costosos y rápidos, pero limitados en exactitud y generalización, pues únicamente son confiables dónde han sido previamente calibrados. La técnica hidrológica más difundida es la conocida como Método de Muskingum. (Campos, 2000)

El método de Muskingum se fue desarrollado por el Servicio de conservación del distrito de Muskingum, Ohio en el año de 1930, este método se puede consultar en casi cualquier texto básico de hidrología superficial. El método de Muskingum fue presentado por McCarthy (1934) y maneja relaciones caudal-almacenamiento variables. Este método modela el almacenamiento en un cauce mediante la combinación de dos tipos de almacenamiento, tal como se muestra en la Figura 12.

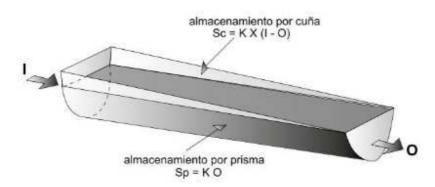


Figura 12. Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un cauce.

La ecuación de Muskingum se puede expresar como:

$$S = S_c + S_0$$

Ecuación 29

$$S = K[X * I + (1 - X) * O]$$

Ecuación 30

Dónde:

S= volumen de almacenamiento en el tramo en m³/s.

I= Gasto de entrada en m³/s.

O= Gasto de salida en m³/s.

K= tiempo de viaje de la onda de crecida a través del cauce en h.

X= Factor de peso, adimensional

Los dos principales parámetros a determinar son en el Método de Muskingum son:

- 1. K; que representa el tiempo de transito de la onda flujo de aguas hacia aguas abajo arriba de avenida a través del tramo.
- 2. X; que es el parámetro que define el peso que tienen los gastos de entrada y salida en el almacenamiento en el tramo; es cero cuando sólo es función del gasto de salida, como en los embalses, y alcanza un valor de 0.50 cuando los gastos de entrada y salida tienen el mismo peso, lo cual equivale a que no se tiene atenuación en el tramo, sólo se traslada la onda de la creciente. Para la mayoría de las corrientes naturales x varía de 0.40 a 0.50, pero la presencia de grandes planicies de inundación reduce el valor hasta 0.30 o menos (Gray y Wigham, 1970 y Viessman et al., 1977).

Existen métodos para obtener los parámetros K y X en cauces cuyas avenidas han sido aforadas en los extremos del tramo de interés, sin embargo en la mayoría de los casos no se cuenta con los datos de aforo por lo cual es necesario emplear métodos simplificados para estimar dichos parámetros, algunos de estos son:

a) Engineer Manual by the US Army Corps, (U.S. Army Corps of Engineers, 1994).

$$K = \frac{L}{V_w}$$

Ecuación 31

$$V_w = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy}$$

Ecuación 32

Alternativamente, para canales naturales V_w se puede obtener a partir de la relación:

$$\frac{V_w}{V_{av}} = 1.5$$

Ecuación 33

$$V_{av} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

Ecuación 34

Dónde:

L= Longitud del cauce en m.

V_w= Velocidad de la onda de crecida en m/h.

B = ancho en la parte superior del flujo en m.

 V_{av} = velocidad promedio (formula de Manning).

n = coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional), puede ser estimado según la Tabla 6 o calcularse de acuerdo a: Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains (Arcement & Schneider, 1989)

$$X = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{Q_0}{B * S_0 * C * \Delta_x} \right]$$

Ecuación 35

Dónde:

 Q_0 = gasto promedio tomado del hidrograma de entrada en m³/s.

B = Ancho de flujo en la parte superior en m.

 S_o = pendiente de fricción o pendiente del lecho en m/m.

C = Velocidad de la onda de crecida en m/h.

 Δ_x = longitud del cauce en m.

Tabla 6. Coeficiente de rugosidad de Manning para cauces naturales (M-PRY-CAR-1-006-003/00 DGST SCT)

Condiciones del cauce	Coeficie	ente de ru (n)	ıgosidad
	Minimo		Máximo
 A) Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas hasta de 30 m): 		90 7	
Corrientes en planicies:			
 a) Limpios, rectos, sin deslaves ni remansos profundos 	0,025	0,030	0,033
 b) Igual al anterior, pero más rocosos y con hierba 	0,030	0,035	0,040
 c) Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo 	0,033	0,040	0,045
d) Igual al anterior, con hierba y roca	0,035	0,045	0,050
 e) Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficientes 	0,040	0,048	0,055
f) Igual que en d), pero más rocosas	0,045	0.050	0,060
g) Tramos irregulares con hierbas y estanques profundos	0,050	0,070	0.080
 h) Tramos con mucha hierba, estanques profundos, o cauces de avenidas con raíces y plantas subacuáticas 	0,075	0,100	0,150
 Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce; taludes muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan sumergidos en las avenidas: 		<u> </u>	
a) Fondo de grava, boleo y algunos cantos rodados	0,030	0,040	0.050
b) Fondo de boleo y grandes rocas	0,040	0,050	0,070
B) Planicies de avenidas:	73311	THE	100
Pastura sin arbustos:	HHA	11111	1111/1
a) Pasto bajo	0,025	0,030	0,035
b) Pasto alto	0,030	0,035	0,050
Areas cultivadas:	2000		
a) Sin cosecha	0,020	0,030	0,040
b) Cosecha en tierra labrada y pradera	0,025	0,035	0,045
c) Cosecha de campo	0,030	0,040	0,050
3. Arbustos:			111111
a) Arbustos diseminados y mucha hierba	0,035	0,050	0,070
 b) Pocos arbustos y árboles, en invierno 	0,035	0,050	0,060
c) Pocos arbustos y árboles, en verano	0,040	0,060	0.080
 d) Mediana a densa población de arbustos, en invierno 	0,045	0,070	0,110
e) Mediana a densa población de arbustos, en verano	0,070	0,100	0,160
4. Árboles:	371111	71711	
 a) Población densa de sauces, en verano, rectos 	0,110	0,150	0,200
b) Terrenos talados con troncos muertos	0,030	0.040	0,050
c) Igual al anterior, pero con troncos retofiables	0,050	0,060	0,080
d) Árboles de sombra y avenidas debajo de las ramas	0,080	0,100	0,120
e) Igual al anterior, pero las avenidas alcanzan las ramas	0,100	0,120	0,160
C) Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas mayor de 30 m):	7/////	()))))	/////
Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0,025	-	0,060
Secciones rugosas e irregulares	0,035	12.50	0,100

b) Xiao-meng SONG et. al, (2011)

Este documento describe un método de transito de avenidas aplicado en una cuenca no aforada, utilizando el modelo Muskingum con parámetros variables de tiempo de viaje de onda K y coeficiente de descarga de peso x basado en las características físicas del rio y sus avenidas, incluyendo la pendiente del lecho, longitud, ancho y gasto. Se estiman los valores de K y x a partir de secciones tipo para "canal ancho tipo" rectangular, triangular y parabólico. Las ecuaciones propuestas para obtener los valores de K son:

Para secciones rectangulares

$$K = \frac{0.6 * n^{0.6} * L * c^{0.4}}{3600 * Q_o^{0.2} * S^{0.3}}$$

Ecuación 36

Para secciones triangulares

$$K = \frac{0.75 * n^{0.6} * L * c^{0.4}}{3600 * Q_0^{0.2} * S^{0.3}}$$

Ecuación 37

Para secciones parabólicas

$$K = \frac{0.69 * n^{0.6} * L * c^{0.4}}{3600 * Q_o^{0.2} * S^{0.3}}$$

Ecuación 38

Y las ecuaciones propuestas para x son:

Para secciones rectangulares:

$$x = \frac{1}{2} - \frac{0.3 * Q_o^{0.3} * n^{0.6}}{S^{1.3} * c^{0.8} * L}$$

Ecuación 39

Para secciones triangulares:

$$x = \frac{1}{2} - \frac{0.3 * Q_o^{0.3} * n^{0.6}}{S^{1.3} * c^{0.8} * L}$$

Ecuación 40

Para secciones parabólicas:

$$x = \frac{1}{2} - \frac{0.3 * Q_o^{0.3} * n^{0.6}}{S^{1.3} * c^{0.8} * L}$$

Ecuación 41

Dónde:

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

L = longitud del cauce en m.

c = coeficiente entre 4.71 y 4.78.

 Q_o = gasto de referencia en m³/s.

S = pendiente del lecho en m/m.

El gasto de referencia se puede definir como:

$$Q_0 = Q_b + 0.5 * (Q_p - Q_b)$$

Ecuación 42

Dónde Qb y Qp son los gastos mínimos y máximos respectivamente en m³/s.

Los parámetros de entrada requeridos para el modelo de Muskingum para el modelo HEC-HMS son K, x, además es necesario dividir los cauces en un número de tramos N que puede ser estimado como:

$$N = \frac{K}{\Delta_t}$$

Ecuación 43

Dónde: Δ_t es el intervalo de tiempo en Hec HMS, este de be ser un valor entero.

c) Linsley et al, 1958.

Cuando no se tienen datos suficientes x se toma entre 0 y 0.2. K se hace igual al tiempo entre los gastos de pico de los hidrogramas de entrada y de salida del tramo de río o bien se estima a partir de:

$$K \cong 0.014 \frac{L^{1.6}}{H^{0.6}}$$

Dónde:

H = desnivel entre las dos secciones de los extremos del tramo del río, en km.

L = longitud del tramo del río, en km.

d) Instituto en Dinámica Fluvial e Ingeniería Hidrológica, Universidad Politécnica de Cataluña, España, (Instituto Flumen, 2004).

$$K = 0.18 \left(\frac{\Delta_{\chi}}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Ecuación 44

Dónde:

 Δ_x = distancia del cauce en km.

S = pendiente máxima de la subcuenca en m/m.

Otra relaciona alternativa es:

$$K = 0.6 * Tc$$

Ecuación 45

Dónde:

Tc = tiempo de concentración en horas.

X: En general, (en España) se usan valores entre 0.2 para las pendientes más bajas y 0.35 para las pendientes más altas.

Los parámetros de K y x seleccionados deben cumplir la condición:

$$\Delta_t > 2 * K * x$$

Ecuación 46

Si no se cumple esta condición se busca entonces el número de subtramos N

$$N > \frac{2 * K * x}{\Delta_t}$$

Ecuación 47

1.1.8.6 Obtención de hidrogramas mediante Hec-Hms

En este trabajo se utilizara el programa para obtener básicamente hidrogramas de diseño basados en los métodos propuestos por el SCS, se sugiere consultar los alcances y las capacidades del programa en los manuales del programa disponibles en la página: http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/.

Este programa es una potente herramienta que nos ayuda a trabajar en largas cuencas cuando es necesario discretizar la misma según se expuso en el capítulo 1.6.3.

1.2 HIPÓTESIS

El desarrollar una metodología para el pronóstico del caudal en cuencas no aforadas se podrá realizar utilizando herramientas de vanguardia en hidrología.

1.3 OBJETIVO

Desarrollar una metodología para el pronóstico del caudal en cuencas no aforadas, mediante software comercial, información digital de diferentes dependencias públicas tales como INEGI, SCT e IMTA.

CAPITULO II. METODOLOGÍA

2.1. DESCRIPCION DEL SITIO DE ESTUDIO

El sitio de estudio es en general toda la República Mexicana. La República Mexicana está situada en el continente americano en el hemisferio norte; parte de su territorio se encuentra en América del Norte y el resto en América Central. México se extiende entre los paralelos 14° 32′ 27" en la desembocadura del río Suchiate y el paralelo 32° 43′ 06" que pasa por la confluencia del río Gila con el Colorado; así mismo está comprendido entre las longitudes oeste de Greenwich de 118°22′00" y 86° 42′36" respectivamente. (Coordenadas extremas)



Figura 13. Sitio de estudio.

2.2 PROCEDIMIENTOS

2.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

La metodología propuesta consta de tres partes: determinación de la precipitación de diseño, obtención de las características geomorfológicas y determinación del número de escurrimiento; estas se pueden obtener empleando simultáneamente software especializado. En la Figura No. 14 se muestra un diagrama de flujo de la metodología propuesta.

Determinación de la precipitación de diseño.

Se descargan los mapas estatales de isoyetas de la SCT los cuales se digitalizan y georefencián en Civil 3D, con estos se crea un modelo TIN de intensidades para cada duración y periodo de retorno. Se importa al Civil 3D el archivo Shapefile obtenido en ArcGIS que delimita la cuenca principal, se recortan los modelos TIN a la forma de la cuenca y se obtiene con C3D la intensidad promedio de la cuenca. Con estas intensidades y la ayuda del Statistica se obtienen los parámetros para cada uno de las modelos IDF y se selecciona el de mejor ajuste; con este modelo, junto con el factor de reducción de área y los tiempos de concentración se obtienen los hietogramas de diseño de cada subcuenca.

Características geomorfológicas.

De la página del INEGI se obtienen un modelo digital de elevaciones, el cual se procesa en ArcGIS para delimitar la cuenca principal y obtener: área así como la longitud y perfil del escurrimiento más alejado. Con estos datos se obtiene de la cuenca el tiempo de concentración (Tc) y el factor de reducción de intensidad de precipitación por tamaño de área (FRA). Además del modelo digital de elevaciones es recomendable realizar visitas de campo y en su caso realizar levantamientos topográficos, lo anterior nos ayudara a formar un criterio para discretizar la cuenca y ubicar los puntos dónde se necesita conocer las avenidas máximas. Para discretizar la cuenca y obtener las características geomorfológicas de las subcuencas y cauces utilizamos el HEC-GeoHMS. Con los datos obtenidos del HEC-GeoHMS se obtiene el tiempo de concentración de cada subcuenca (que se toma como el tiempo de duración para los hietogramas) y los parámetros "K" y "x" que definen el tránsito de hidrogramas.

Determinación del Número de Escurrimiento.

Se recaba información histórica de precipitaciones para encontrar la condición de humedad antecedente, se sube al VNE-IMTA el archivo SHAPE de las subcuencas y obtenemos como resultado otro archivo SHAPE con los números de escurrimiento correspondientes a una condición AMC-II y pendientes cercanas a cero y mayores a 5%. Considerando la pendiente media de las subcuencas y la condición de humedad antecedente se selecciona el número de escurrimiento a usar.

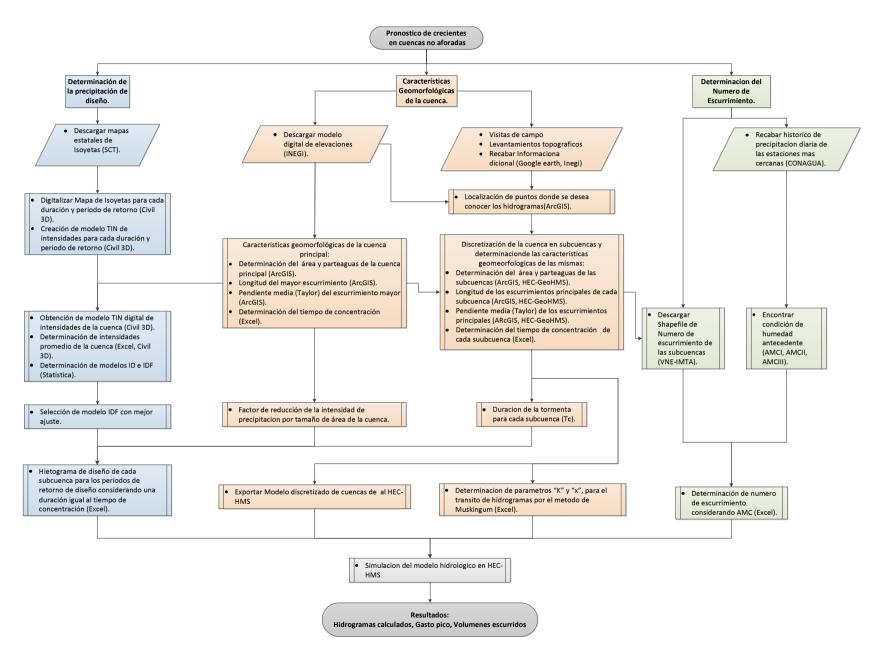


Figura 14. Diagrama de flujo de la metodología propuesta.

2.2.2 ECUACIONES PROPUESTAS PARA GENERAR HIETOGRAMAS DE DISEÑO

Dada la facilidad para la aplicación del Método de la Intensidad Instantánea en hojas de cálculo electrónico, en este trabajo se desarrollaron ecuaciones para hietogramas de diseño tomando como base los modelos IDF más reconocidos en la actualidad, el procedimiento general se describe a continuación.

Examinando las ecuaciones IDF presentadas en los puntos 1.1.5.1 y 1.1.5.2, encontramos que algunas de estas comparten similitud de términos y forma con la ecuación original utilizada por (Keifer & Chu, 1957) para desarrollar hietograma de diseño. Siendo estas las propuestas por (Ponce, 1989; Sherman, 1931; Chow et al., 1994; Koutsoyiannis et al., 1998 y Pereyra Díaz, 2012).

Diferenciando las ecuaciones IDF para cada uno de los modelos descritos en el párrafo anterior, según el método propuesto por Keifer y Chu (*ecuación 19*), obtenemos las ecuaciones mostradas en la Tabla 7 a partir de las cuales se pueden generar los hietogramas según el método de intensidad instantánea.

Tabla 7. Ecuaciones propuestas para hietogramas de diseño en base al método de intensidad instantánea.

Autor	Ecuacion IDF	Ecuacion Hietograma
Ponce (1989)	$i = \frac{\lambda}{d + \theta}$	$i_a = i_b = \frac{\theta \cdot \lambda}{\left(\theta + \mathbf{d}\right)^2}$
General + Ponce	$i = \frac{\lambda}{(d+\theta)^{\eta}}$	$i_a = i_b = \lambda \cdot \left[\frac{1}{(\theta + d)^{\eta}} - \frac{\eta \cdot d}{(\theta + d)^{\eta + 1}} \right]$
Wenzel (1982)	$i = \frac{\lambda}{d^{\eta} + \theta}$	$i_a = i_b = \frac{\lambda \cdot (\theta - \eta \cdot d^{\eta} + d^{\eta})}{(\theta + d^{\eta})^2}$
Sherman (1931)	$i = \frac{\lambda * T^{\psi}}{(d+\theta)^{\eta}}$	$i_a = i_b = \mathbf{T}^{\psi} \cdot \lambda \cdot \left[\frac{1}{(\theta + \mathbf{d})^{\eta}} - \frac{\eta \cdot \mathbf{d}}{(\theta + \mathbf{d})^{\eta + 1}} \right]$
Chow et al. (1994)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{d^{\eta} + \theta}$	$i_a = i_b = \frac{T^{\psi} \cdot \lambda \cdot \left(\theta - \eta \cdot d^{\eta} + d^{\eta}\right)}{\left(\theta + d^{\eta}\right)^2}$
Koutsoyiannis et al. (1998)	$i = \lambda \left\{ \frac{\psi - \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]}{(d + \theta)^{\eta}} \right\}$	$i_a = i_b = \lambda \left[\psi - \ln \left[-\ln \left[\frac{1}{T} \cdot (T - 1) \right] \right] \right] \left[\frac{1}{(\theta + d)^{\eta}} - \frac{\eta \cdot d}{(\theta + d) \cdot (\theta + d)^{\eta}} \right]$
Pereyra et al. (2012)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{\exp(\eta * d) + \theta}$	$i_a = i_b = \frac{T^{\psi} \cdot \lambda \cdot \left(\theta + e^{\eta \cdot d} - \eta \cdot d \cdot e^{\eta \cdot d}\right)}{\left(\theta + e^{\eta \cdot d}\right)^2}$

Dónde:

i=intensidad de la lluvia en mm/h.

d= duración de la lluvia en minutos.

T= periodo de retorno para el evento de diseño en años.

 λ , ψ , θ y η son parámetros que se determinan por regresión o por aproximaciones sucesivas

2.2.3 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR ECUACIONES IDF A PARTIR DE MAPAS DE ISOYETAS DE LA SCT

El procedimiento consiste en ajustar los modelos matemáticos expuestos en 1.1.5 empleando las intensidades registradas en los cuadernos de isoyetas (curvas de igual intensidad) de la SCT como se describe a continuación:

a) Digitalización de los mapas de isoyetas.

Se importan y georefencián los mapas en el programa Autodesk Civil 3D, ver Figura 15.

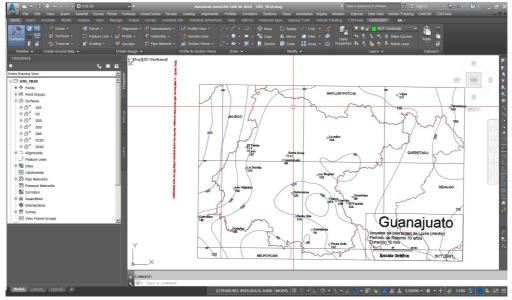


Figura 15. Importación y Georefenciación de mapas de isoyetas en Autodesk Civil 3d, ejemplo.

Para cada isoyeta se generan polilineas características cuyas elevaciones representa las intensidades de precipitación en mm/h, ver Figura 16.

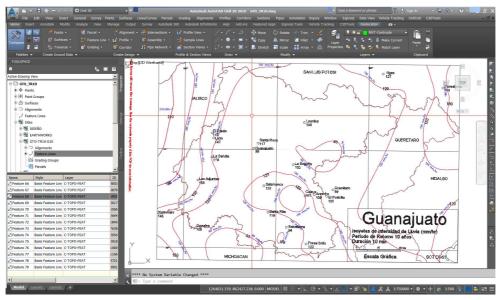


Figura 16. Polilineas características que representan las intensidades de lluvia mm/h, ejemplo.

b) Creación de modelo digital de Intensidades de precipitación.

Con la ayuda del Civil 3D, a partir de las polilineas características de intensidades se genera un modelo tridimensional de intensidades compuesto por una serie de planos de forma triangular en dónde sus vértices representan intensidades de precipitación, ver Figura 17. Cada uno de los planos triangulares representa una parte del modelo tridimensional de intensidades y comparten uno de sus segmentos con otro plano para formar una red irregular triangular (TIN triangular irregular network).

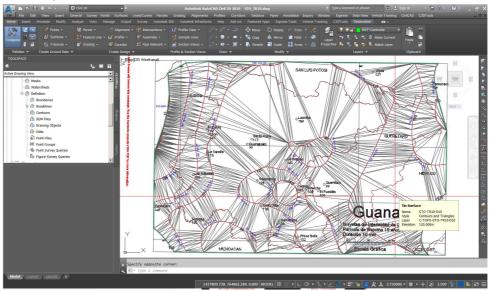


Figura 17. Modelo TIN a partir de mapas de isoyetas, ejemplo.

A partir del modelo tridimensional de intensidades se pueden realizar diferentes formatos de presentación para visualizar de mejor manera la variación de intensidades de precipitación, ver Figura 18.

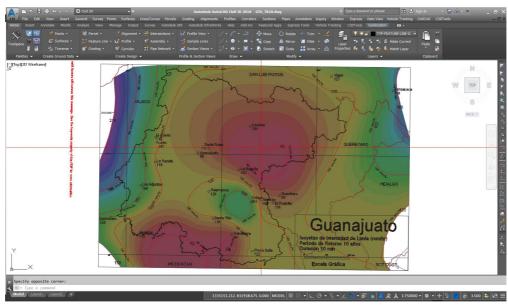


Figura 18. Modelo mostrando las variaciones de intensidades de precipitación, ejemplo.

c) Determinación de intensidades de precipitación para cuencas.
 Sobre los modelos tridimensionales de precipitación se sobrepone la cuenca en estudio previamente delimitada, ver Figura 19.

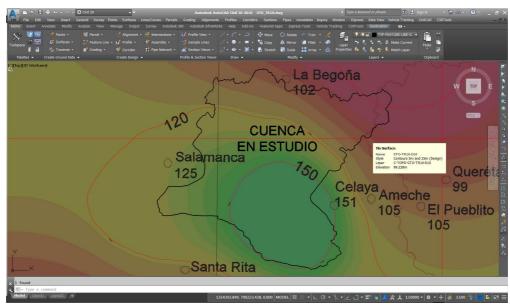


Figura 19. Cuenca de interés sobrepuesta sobre modelo de intensidades de precipitación, ejemplo.

Con la ayuda del Civil 3D se recorta el modelo de intensidades a la superficie cubierta por la cuenca en estudio a partir de la cual consultando las estadísticas del modelo se obtiene la intensidad promedio (mean elevation 132.072m) que corresponde a mm/h, ver Figura 20.

De esta manera, para cada periodo de retorno y duración se calcula la intensidad a partir de los mapas de isoyetas y se forma una base de datos (IDF) de la cuenca



Figura 20. Determinación de la intensidad promedio de la Cuenca, ejemplo.

d) Con los valores IDF se ajustan cada uno de las ecuaciones presentadas anteriormente (Ecuaciones. 1 a 10), de tal manera que se calculan las variables λ , ψ , θ , η , A, B, C y D correspondientes a cada modelo. Estas variables se pueden obtener empleando métodos de correlación lineal múltiple o por aproximaciones sucesivas.

En nuestro caso se obtienen las variables con la ayuda de software (STATISTICA v.10) apoyándonos del procedimiento siguiente:

Debido a que las ecuaciones que describen cada modelo son no lineales e hiperbólicas, para resolverlas se utilizó el método de aproximaciones sucesivas de Quasi-Newton (Nocodal y Wright, 2000; Fletcher, 2000), esto en el módulo de estimación no—lineal del software STATISTICA v.5.5, Statsoft (1999). Luego del ajuste se hizo el análisis de residuales (Re= intensidad observada — intensidad estimada por el modelo) con el propósito de verificar que éstos se distribuyeran aleatoriamente alrededor del cero. Finalmente, se calculó el error estándar de estimación que se define como la raíz cuadrada de la varianza residual (Haber y Runyon, 1973 y Pereyra et al., 2004)

2.3 NORMATIVIDAD

Las siguientes normativas están relacionadas con la estimación de crecientes:

2.3.1 PROYECTO DE NORMA MEXICANA

PROY-NMX-AA-168-SCFI-2012, DRENAJE PLUVIAL URBANO – ESPECIFICACIONES PARA EL MANEJO DEL AGUA PLUVIAL EN ZONAS URBANAS.

A continuación se presenta un extracto:

7 CONTROL DE CRECIENTES.

- 7.1 Para el proyecto de drenaje pluvial urbano, el control de crecientes se refiere a la mitigación del incremento de los gastos máximos probables causados por factores como lluvias extraordinarias, condiciones de cuenca hidrológica aguas arriba, y el grado de urbanización del predio en proyecto.
- 7.2 Se debe conservar hacia aguas abajo el volumen de escurrimiento que se presentaba en las condiciones naturales, previas a la urbanización, siempre y cuando esto no represente un riesgo para las personas y sus bienes; de lo contrario se deben reducir los gastos excedentes para periodos de retorno (Tr) de hasta 30 años al interior del predio y a niveles que sean manejables por la urbanización aguas abajo, que la autoridad debe aprobar. Para niveles superiores de crecientes la autoridad ejecutará las obras de protección necesarias.
- 7.3 Como lo establece este proyecto, el gasto pico o máximo de un hidrograma de crecientes para un periodo de retorno (Tr) de 100 años para el sitio de proyecto de drenaje pluvial urbano se debe reducir como mínimo a la misma magnitud que tenía en condiciones naturales previas a la urbanización, en su defecto se debe reducir como mínimo al 50%.
- 7.4 El responsable del diseño del drenaje pluvial urbano debe estimar hidrogramas de crecientes para periodos de retorno de 5, 20, 50 y 100 años y calcular perfiles de la superficie libre en diversas secciones transversales, con las que dibujará planicies de inundación sobre cauces, depresiones y terrenos bajos dentro del predio, para:
 - a. Condición sin urbanizar.
 - b. Condición urbana.

2.4 MATERIALES Y EQUIPOS

2.4.1 MATERIALES

MODELOS DE ELEVACION DIGITAL

El primero de los dos insumos principales empleados en el presente trabajo es el "Continua de Elevaciones Mexicano 3.0 (CEM 3.0)" administrado por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía INEGI. Ver Figura 21.

De acuerdo al INEGI: Un modelo digital de elevación es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en el mismo. Estos valores están contenidos en un archivo de tipo raster con estructura regular, el cual se genera utilizando equipo de cómputo y software especializados. Ver Figura 22.

En los modelos digitales de elevación existen dos cualidades esenciales que son la exactitud y la resolución horizontal o grado de detalle digital de representación en formato digital, las cuales varían dependiendo del método que se emplea para generarlos y para el caso de los que son generados con tecnología LIDAR se obtienen modelos de alta resolución y gran exactitud (valores submétricos).

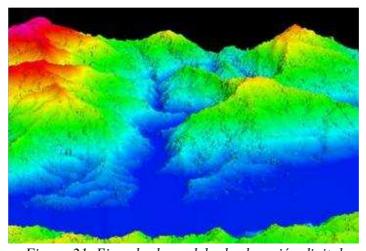


Figura 21, Ejemplo de modelo de elevación digital

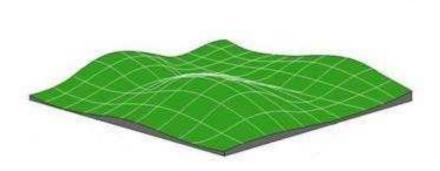


Figura 22, representación de un modelo digital de elevación en formato raster

MAPAS DE ISOYETAS DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

En México la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) publica en su página de internet mapas de isoyetas (http://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/isoyetas/) para cada estado de nuestro país. Estos mapas de isoyetas intensidad han sido elaborados en base en las necesidades de diseño de caminos y puentes de la (SCT) para duraciones de 5, 10, 20, 30, 60, 120 y 240 minutos, para los periodos de retorno de 10, 20, 25, 50, y 100 años, también se tienen con duración de 24 horas para Tr de 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años. La última actualización de los cuadernos de isoyetas de la SCT en su página de internet es con fecha 09/Dec/2015, 18:31

Las isoyetas de la SCT son empleadas en el ámbito de la ingeniería civil (Hidráulica), esto debido a que son emitidas por una dependencia federal y a la simplicidad de elegir la tormenta de diseño, con base en la norma hidrológica, que recomienda periodos de retorno para diseño de diversas obras hidráulicas emitida por la CONAGUA. Por otra parte los mapas de isoyetas de la SCT al ser construidas en base a información obtenida de pluviógrafos representan una valiosa fuente de información para estimar relaciones IDF en periodos de retorno y duraciones diferentes a las presentadas en dichos mapas.

El cuaderno de curvas isoyetas (SCT, 1990) presenta a estas por estado para las cinco duraciones siguientes: 10, 30, 60, 120 y 240 minutos, cada una con periodos de retorno de 10, 25 y 50 años. Esta cartografía fue elaborada procesando un total de 382 pluviógrafos, los cuales variaron de un mínimo de 2 en los estados de Aguascalientes, Campeche, Morelos y Quintan Roo a un máximo de 31, 32 y 34 en los estados de Chiapas, Oaxaca y Estado de México respectivamente. (Campos D. F., 2010).

Actualmente los mapas de isoyetas de la SCT son presentados en formato PDF por lo cual para determinar intensidades en algún punto geográfico en específico es necesario realizar interpolaciones de manera gráfica. Aprovechando el avance en los sistemas computacionales CAD (Computer Aided Design) y GIS (Geographical Information System) es posible transformar los mapas de isoyetas en archivos digitales que nos ayuden a realizar estas interpolaciones ayudados de programas CAD o GIS.

2.4.2 EQUIPO

El equipo empleado fue básicamente un computador especializado para trabajo técnico comúnmente llamado en informática como "estación de trabajo" (en inglés Workstation), cuyas características se describen a continuación:

Fabricante: Hewlett-Packard Company.

Modelo: HP ZBook 15

Procesador: Intel Core i7 4800MQ CPU @ 2.7 GHz

RAM: 16.0 GB

Tarjeta gráfica: NVIDIA Quadro K1100M 2 GB

Disco duro: 500 GB 7200 RPM HDD + 32 GB SSD

2.5 SOFTWARE

A continuación el software empleado:

- AutoCAD Civil 3D (Autodesk), se utilizó en este trabajo para digitalizar los mapas de isoyetas de la SCT y obtener la precipitación media de la cuenca. Otras de sus funciones son el diseño geométrico de carreteras, proyectos de urbanización, movimiento de tierras, cálculo topográfico, etc.
- ArcGIS (ESRI), este software agrupa un conjunto de herramientas para el manejo y análisis de información geográfica. Sobre este programa trabaja la extensión Hec-GeoHMS.
- Hec-GeoHMS (US Army Corps of Engineers), se utiliza para delimitar y obtener los principales parámetros de las cuencas y subcuencas del sitio de estudio, una vez hecho lo anterior en el mismo se realiza el modelo hidrológico para ser exportado al HEC-HMS.
- HEC-HMS (US Army Corps of Engineers), este programa fue diseñado para simular el proceso de precipitación-escurrimiento en cuencas tipo dendrítico en condiciones naturales y controladas (aforadas). El programa está diseñado para aplicarse en un amplio rango de regiones geográficas para solucionar un rango general de problemas. El producto final del programa son hidrogramas que pueden ser usados directamente o en conjunto con otros programas para estudios de disponibilidad de agua, drenaje

urbano, pronóstico de flujos, impactos de urbanización futura, diseño de reservorios y vertederos, reducción de daños por inundación, regulación de inundaciones, hidrología de humedales y operación de sistemas.

- STATISTICA (StatSoft), es un paquete para usarse en investigación y análisis de datos estadísticos.
- VISOR DE NUMERO DE ESCURRIMIENTOS (SEMARNAT-IMTA), el Visor de Números de Escurrimiento es una herramienta web que permite calcular el número de escurrimiento N medio en cualquier cuenca del país mediante procesos geográficos.

CAPITULO III. RESULTADOS

3 ESTUDIOS

Para demostrar la aplicación y resultados de la metodología propuesta se realizan a continuación 3 estudios:

3.1 DETERMINACIÓN DE LAS RELACIONES IDF EN 12 DIFERENTES UBICACIONES DE LA REPÚBLICA MEXICANA

En este primer estudio se obtendrán en base a los mapas de isoyetas de la SCT, las ecuaciones IDF para las 12 estaciones mostradas en la Figura 23, y la Tabla 8. Se considera las relaciones propuestas por Sherman (1931), Bernard (1932), Sherman (1931), Wenzel (1982), Chow et al. (1994), Koutsoyiannis et al. (1998) y Pereyra Díaz (2012).



Figura 23. Ubicación de las 12 estaciones seleccionadas para obtener sus ecuaciones IDF.

Tabla 8. Coordenadas geográficas de las 12 estaciones seleccionadas.

No.	Estación	Estado	Latitud	Longitud
1	Presa Cuauhtémoc	Sonora	30°52'14.16"N	111°30'54.00"O
2	Piedras Negras	Coahuila	28°41'60.00"N	100°31'00.12"O
3	Ojinaga	Chihuahua	29°32'59.98"N	104°24'00.02"O
4	Todos Santos	B. C. Sur	23°26'54.96"N	110°13'23.88"O
5	El Cazadero	Zacatecas	23°41'35.16"N	103°05'36.96"O
6	Jesus María	Nayarit	22°15'19.08"N	104°30'57.96"O
7	Tampico	Tamaulipas	22°13'00.12"N	97°51'21.96"O
8	Izamal	Yucatán	20°56'12.84"N	89°01'31.08"O
9	Armería	Colima	18°56'17.88"N	103°56'47.04"O
10	Puebla	Puebla	19°03'00.00"N	98°10'00.12"O
11	Mihuatlan	Oaxaca	16°19'45.84"N	96°35'38.04"O
12	Comitán	Chiapas	16°13'59.88"N	92°07'59.88"O

Primeramente se formó un registro con la información consultada de los mapas de Isoyetas de la SCT para cada ubicación.

Tabla 9. Intensidades de precipitación para las 12 ubicaciones seleccionadas, tomadas de los mapas de isoyetas de la SCT.

Г			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
			Presa	Piedras	_					_				
			Cuahutemoc	Negras	Ojinaga	Todos Santos	El Cazadero	Jesus Maria	Tampico	Armeria	Puebla	Izamal	Mihuatlan	Comitan
N	d	Tr	i	i	i	i	i	i	i	i	i	i	i	i
1	5	10	153	206	136	140	136	261	170	209	270	314	103	184
2	5	20	165	223	160	166	160	314	184	246	334	363	125	217
3	5	25	169	228	170	175	167	330	189	258	352	379	133	227
4	5	50	178	242	189	200	190	382	201	295	407	427	155	259
5	5	100	187	255	211	226	212	433	211	330	461	474	177	291
6	10	10	117	161	113	94	115	185	137	143	184	216	84	150
7	10	20	125	174	134	112	134	218	148	165	215	246	102	177
8	10	25	127	178	138	117	140	228	151	172	225	255	107	185
9	10	50	134	188	160	134	158	261	160	194	256	284	125	211
10	10	100	140	198	176	151	176	293	168	216	286	313	143	237
11	20	10	92	131	89	71	89	141	104	112	127	142	57	110
12	20	20	99	142	103	85	103	167	112	130	140	158	69	129
13	20	25	101	145	108	90	108	175	114	136	152	163	72	135
14	20	50	106	154	121	104	122	200	121	154	170	179	84	153
15	20	100	112	162	136	118	136	225	127	172	189	195	95	172
16	30	10	75	112	71	59	72	125	87	99	97	115	43	88
17	30	20	81	121	84	72	84	149	94	116	110	127	52	103
18	30	25	82	124	90	75	87	157	96	122	114	131	55	107
19	30	50	87	132	103	88	99	181	102	139	120	143	63	122
20	30	100	92	139	110	100	111	204	107	156	141	156	72	136
21	60	10	47	80	46	39	45	80	63	74	61	71	25	60
22	60	20	51	88	52	47	52	96	68	88	70	79	29	70
23	60	25	52	90	58	50	55	101	69	93	73	81	31	74
24	60	50	56	96	66	58	62	117	74	107	81	89	35	84
25	60	100	59	102	69	66	69	132	78	120	89	96	40	94
26	120	10	26	46	25	25	26	43	44	48	36	44	14	35
27	120	20	28	50	30	30	30	52	48	56	42	49	16	41
28	120	25	29	52	32	32	32	55	49	60	44	51	17	43
29	120	50	31	55	37	37	36	63	52	68	49	57	19	49
30	120		32	59	40	43	40	72	55	77	55	62	21	55
31	240	10	14	25	10	13	14	22	30	29	23	23	9	19
32	_	20	15	28	17	15	16	26	33	35	27	26	10	22
33	240	25	15	28	17	16	17	27	34	36	29	27	10	23
34	240	50	16	30	20	19	20	31	37	42	33	30	12	27
35	240	100	17	32	22	21	22	35	40	48	37	33	13	30

Ayudados del programa Statistica se calcularon los valores de λ, ψ, θ y η para cada una de las relaciones propuestas, esto empleando el método de Quasi-Newton en el módulo de estimación no lineal del programa Statistica. Por motivos de espacio se muestran a continuación los resultados gráficos únicamente para la ubicación No. 7 en Armería Colima, ver Figuras 24 a 28. En las tablas 10 a 14 se muestran los parametros para cada modelo en las 12 ubicaciones seleccionadas, y por último en la tabla 15 se muestran la correspondencia de cada modelo, dónde se aprecia que el modelo con mayor correspondencia (en las 12 ubicaciones seleccionadas) es del Koutsoyiannis, seguido por el de Chow, Bernard, Sherman y Pereyra. Por ultimo en la tabla 16 se tienen los rangos para los parámetros de cada relación.

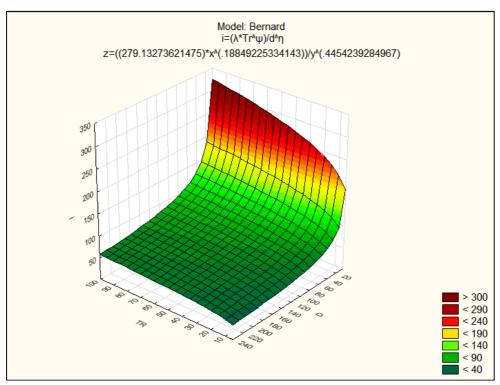


Figura 24. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Bernard.

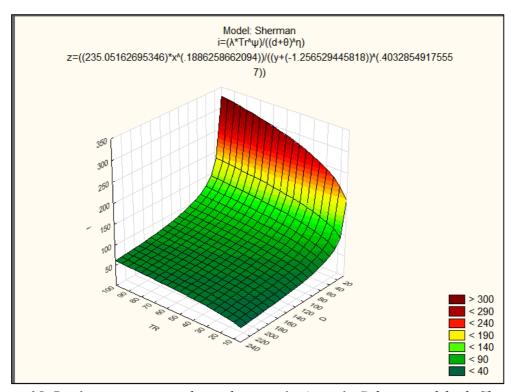


Figura 25. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Sherman

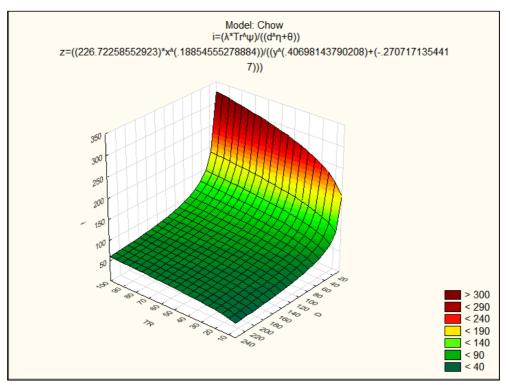


Figura 26. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Chow.

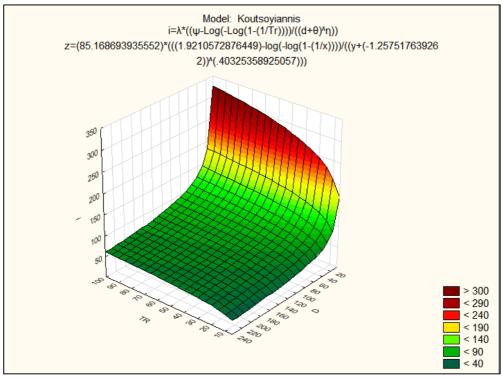


Figura 27. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Koutsoyiannis.

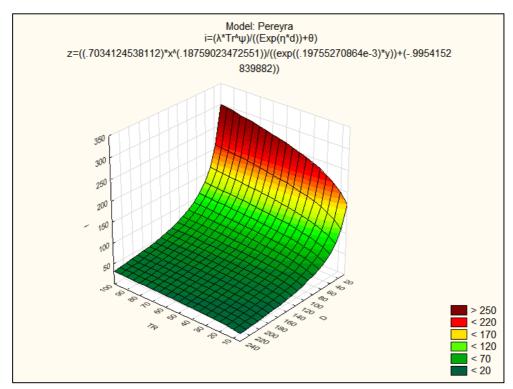


Figura 28. Parámetros encontrados en la estación Armería Colima, modelo de Pereyra.

Tabla 10. Parámetros para modelo de Bernard.

	estimación no lineal, método de estimación Quasi-Newton							
Autor	Ecuacion	R²	λ	ψ	θ	η		
Bernard (1932)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{d^{\eta}}$							
1	Presa Cuahutemoc, Sonora	97.6308%	285.736119	0.083177	-	0.476825		
2	Piedras Negras, Coahuila	97.2105%	340.062348	0.090921	-	0.413778		
3	Ojinaga, Chihuahua	96.2863%	200.775990	0.183567	-	0.448179		
4	Todos Santos, Baja California Sur	99.1421%	201.800418	0.205291	-	0.510388		
5	El Cazadero, Zacatecas.	96.4087%	201.843217	0.183320	-	0.450752		
6	Jesus Maria, Nayarit	98.2959%	380.339207	0.205360	-	0.500248		
7	Tampico, Tamaulipas	99.3659%	277.999109	0.089797	-	0.408420		
8	Armeria, Colima.	98.6314%	279.132736	0.188492	-	0.445424		
9	Puebla, Puebla.	99.7971%	508.905173	0.201777	-	0.640268		
10	Izamal, Yucatan.	99.8193%	612.590469	0.162319	-	0.62081		
11	Mihuatlan, Oaxaca.	97.4197%	164.690315	0.221775	-	0.54963		
12	Comitan, Chiapas.	97.9296%	272.273247	0.191377	-	0.47092		

Tabla 11. Parámetros para modelo de Sherman.

Sherman (1931	Sherman (1931), Modelos intensidad-duración (IDF), Coeficientes obtenidos mediante el software Statistica, Modulo de estimación no lineal, método de estimación Quasi-Newton							
Autor	Ecuacion	R²	λ	ψ	θ	η		
Sherman (1931)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{(d+\theta)^{\eta}}$							
1	Presa Cuahutemoc, Sonora	99.4952%	1,463.041421	0.082983	13.128728	0.847231		
2	Piedras Negras, Coahuila	99.2074%	1,367.005806	0.090782	13.718341	0.721935		
3	Ojinaga, Chihuahua	99.8207%	2,635.665073	0.183284	23.021461	1.009037		
4	Todos Santos, Baja California Sur	99.1867%	244.069517	0.205286	1.256117	0.557113		
5	El Cazadero, Zacatecas.	99.9383%	2,549.126796	0.183041	22.382262	1.005181		
6	Jesus Maria, Nayarit	98.6361%	671.273353	0.205105	4.031218	0.635758		
7	Tampico, Tamaulipas	99.9644%	444.816375	0.089635	4.261225	0.518112		
8	Armeria, Colima.	98.7539%	235.051627	0.188626	- 1.256529	0.403285		
9	Puebla, Puebla.	99.7999%	533.524777	0.201747	0.226448	0.652595		
10	Izamal, Yucatan.	99.8964%	807.350051	0.162219	1.401429	0.691639		
11	Mihuatlan, Oaxaca.	99.8368%	1,829.918790	0.221926	15.441719	1.107784		
12	Comitan, Chiapas.	99.8941%	1,202.206831	0.191270	11.882621	0.810911		

Tabla 12. Parámetros para modelo de Chow.

	estimación no lineal, método de estimación Quasi-Newton							
Autor	Ecuacion	R²	λ	ψ	θ	η		
Chow et al. (1994)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{d^{\eta} + \theta}$							
1	Presa Cuahutemoc, Sonora	99.5520%	1,832.732863	0.082999	10.421149	0.880296		
2	Piedras Negras, Coahuila	99.3408%	2,238.266240	0.090795	9.905553	0.798347		
3	Ojinaga, Chihuahua	99.8214%	2,493.885201	0.183289	22.327563	0.997306		
4	Todos Santos, Baja California Sur	99.2370%	317.027432	0.205296	0.970337	0.604634		
5	El Cazadero, Zacatecas.	99.9383%	2,486.266011	0.183042	22.162013	1.000064		
6	Jesus Maria, Nayarit	98.7583%	987.882861	0.205107	2.870202	0.702184		
7	Tampico, Tamaulipas	99.9608%	718.896408	0.089633	2.512594	0.593616		
8	Armeria, Colima.	98.6592%	226.722586	0.188546	- 0.270717	0.406981		
9	Puebla, Puebla.	99.8010%	554.302008	0.201741	0.164808	0.659992		
10	Izamal, Yucatan.	99.8994%	920.433933	0.162212	0.955491	0.715075		
11	Mihuatlan, Oaxaca.	99.8562%	1,542.165123	0.221933	18.184739	1.082431		
12	Comitan, Chiapas.	99.8978%	1,711.433112	0.191267	10.005991	0.870841		

Tabla 13. Parámetros para modelo de Koutsoyiannis.

Koutsoyiannis et al	Koutsoyiannis et al. (1998), Modelos intensidad-duración (IDF), Coeficientes obtenidos mediante el software Statistica, Modulo de estimación no lineal, método de estimación Quasi-Newton						
Autor	Ecuacion	R²	λ	ψ	θ	η	
Koutsoyiannis et al. (1998)	$i = \lambda \left\{ \frac{\psi - \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]}{(d + \theta)^{\eta}} \right\}$						
1	Presa Cuahutemoc, Sonora	99.5039%	160.041162	8.769082	13.127878	0.847212	
2	Piedras Negras, Coahuila	99.2216%	168.287687	7.711133	13.718243	0.721930	
3	Ojinaga, Chihuahua	99.9062%	913.219110	2.048753	23.004455	1.008555	
4	Todos Santos, Baja California Sur	99.2400%	102.291561	1.481253	1.256867	0.557133	
5	El Cazadero, Zacatecas.	99.9830%	878.490456	2.083395	22.377202	1.005097	
6	Jesus Maria, Nayarit	98.6910%	280.879939	1.484521	4.029525	0.635709	
7	Tampico, Tamaulipas	99.9800%	53.857861	7.852150	4.260891	0.518107	
8	Armeria, Colima.	98.8024%	85.168708	1.921057	- 1.257517	0.403254	
9	Puebla, Puebla.	99.8566%	217.271048	1.557961	0.222924	0.652525	
10	Izamal, Yucatan.	99.9157%	228.586278	2.803843	1.400824	0.691634	
11	Mihuatlan, Oaxaca.	99.8952%	881.094632	1.109405	15.443760	1.107901	
12	Comitan, Chiapas.	99.9389%	446.005519	1.846549	11.882346	0.810911	

Tabla 14. Parámetros para modelo de Pereyra.

Pereyra et al. (20°	Pereyra et al. (2012), Modelos intensidad-duración (IDF), Coeficientes obtenidos mediante el software Statistica, Modulo de estimación no lineal, método de estimación Quasi-Newton					
Autor	Ecuacion	R²	λ	ψ	θ	η
Pereyra et al. (2012)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{\exp(\eta * d) + \theta}$					
1	Presa Cuahutemoc, Sonora	99.4060%	0.553800	0.078141	0.000196	- 0.996684
2	Piedras Negras, Coahuila	97.9566%	0.549999	0.077999	- 0.996652	0.000083
3	Ojinaga, Chihuahua	99.8157%	2.290809	0.186149	- 0.979051	0.000894
4	Todos Santos, Baja California Sur	97.9819%	0.359432	0.219761	- 0.996731	0.000234
5	El Cazadero, Zacatecas.	99.9353%	0.499864	0.183277	- 0.995502	0.000197
6	Jesus Maria, Nayarit	97.8854%	0.686864	0.204681	- 0.996698	0.000197
7	Tampico, Tamaulipas	99.4825%	0.553800	0.078141	- 0.996684	0.000196
8	Armeria, Colima.	94.4856%	0.703412	0.187590	- 0.995415	0.000198
9	Puebla, Puebla.	99.4394%	0.452983	0.217523	- 0.998554	0.000244
10	Izamal, Yucatan.	99.4333%	2.186427	0.161835	- 0.993960	0.000781
11	Mihuatlan, Oaxaca.	99.7912%	0.381278	0.224315	- 0.995875	0.000347
12	Comitan, Chiapas.	99.7318%	1.617637	0.190710	- 0.989289	0.000548

Tabla 15. Resultados en orden de correspondencia de los modelos utilizados en las 12 ubicaciones seleccionadas.

No.	Ubicación	Re	lación IDF /	Correspond	encia & Ord	en
		Bernard (1932)	Sherman (1931)	Chow et al. (1994)	Koutsoyia nnis et al. (1998)	Pereyra et al. (2012)
1	Presa Cuahutemoc, Sonora	97.6308%	99.4952%	99.5520%	99.5039%	99.4060%
		5	3	1	2	4
2	Piedras Negras, Coahuila	97.2105%	99.2074%	99.3408%	99.2216%	97.9566%
		5	3	1	2	4
3	Ojinaga, Chihuahua	96.2863%	99.8207%	99.8214%	99.9062%	99.8157%
		5	3	2	1	4
4	Todos Santos, Baja California Sur	99.1421%	99.1867%	99.2370%	99.2400%	97.9819%
		4	3	2	1	5
5	El Cazadero, Zacatecas.	96.4087%	99.9383%	99.9383%	99.9830%	99.9353%
		5	2	3	1	4
6	Jesus Maria, Nayarit	98.2959%	98.6361%	98.7583%	98.6910%	97.8854%
		4	3	1	2	5
7	Tampico, Tamaulipas	99.3659%	99.9644%	99.9608%	99.9800%	99.4825%
		5	2	3	1	4
8	Armeria, Colima.	98.6314%	98.7539%	98.6592%	98.8024%	94.4856%
		4	2	3	1	5
9	Puebla, Puebla.	99.7971%	99.7999%	99.8010%	99.8566%	99.4394%
		4	3	2	1	5
10	Izamal, Yucatan.	99.8193%	99.8964%	99.8994%	99.9157%	99.4333%
		4	3	2	1	5
11	Mihuatlan, Oaxaca.	97.4197%	99.8368%	99.8562%	99.8952%	99.7912%
		5	3	2	1	4
12	Comitan, Chiapas.	97.9296%	99.8941%	99.8978%	99.9389%	99.7318%
		5	3	2	1	4
	,			1		
	Primero	0	0	3	9	0
	Segundo	0	3	6	3	0
	Tercero	0	9	3	0	0
	Cuarto	5	0	0	0	7
	Quinto	7	0	0	0	5

Tabla 16. Intervalos de parámetros encontrados en las 12 ubicaciones seleccionadas..

Autor	λ	ψ	θ	η
Bernard (1932)				
Maximo	612.590469	0.221775		0.640268
Minimo	164.690315	0.083177		0.408420
Sherman (1931)				
Maximo	2,635.665073	0.221926	23.021461	1.107784
Minimo	235.051627	0.082983	- 1.256529	0.403285
Chow et al. (1994)				
Maximo	2,493.885201	0.221933	22.327563	1.082431
Minimo	226.722586	0.082999	- 0.270717	0.406981
Koutsoyiannis et				
al. (1998)				
Maximo	913.219110	8.769082	23.004455	1.107901
Minimo	53.857861	1.109405	- 1.257517	0.403254
Pereyra et al.				
(2012)				
Maximo	2.290809	0.224315	0.000196	0.000894
Minimo	0.359432	0.077999	- 0.998554	- 0.996684

3.2 HIETOGRAMAS DE DISEÑO TODOS SANTOS, BAJA, CALIFORNIA SUR

Para las relaciones encontradas la estación de "Todos Santos, Baja California Sur", se analizaron los hietogramas de diseño por el método del bloque alterno y por el método de intensidad instantánea, para una cuenca con las siguientes características.

- Periodo de retorno de 20 años.
- Tiempo de concentración: 1.0 hora.
- Área de la cuenca 30 km².
- Factor de reducción de área 0.9579
- Coeficiente de avance de la tormenta 0.50

El modelo que mejor se ajusta a los mapas de las isoyetas de la SCT resulta ser el modelo propuesto por Chow con una correspondencia R² = 99.37%, Ver Tabla 18. A continuación la ecuación correspondiente para generar loa hietogramas por el método de intensidad instantánea:

$$i_a = i_b = \frac{T^{\psi} \cdot \lambda \cdot (\theta - \eta \cdot d^{\eta} + d^{\eta})}{(\theta + d^{\eta})^2}$$

Para la obtención de los hietogramas se consideraron intervalos de tiempo de 5, 2 y 1 minuto, obteniéndose los hietogramas mostrados en las Figuras 29, 30 y 31 respectivamente. En la Tabla 17 se aprecia la influencia del intervalo de tiempo seleccionado en el método de la intensidad instantánea y la diferencia en precipitación total con respecto al método de bloques alternos; esta diferencia se debe principalmente a que en el método del bloque alterno no se considera la precipitación para un tiempo de cero minutos, en cambio en el método de la intensidad instantánea diversos autores recomiendan intervalos pequeños sobre todo al centro de la tormenta para definir de mejor manera el pico del hietograma. Es recomendable entonces para el método de Intensidad Instantánea usar intervalos de tiempo cercanos a un minuto. Las tablas 19 y 20 muestran el proceso de cálculo de los hietogramas para un intervalo de 5 minutos

Tabla 17. Precipitación acumulada para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos, con coeficientes de avance r=0.50 y FRA=0.9579 con intervalos @ 5, 2 y 1 minutos.

	Precipitacio	ón acumulada (mm)	
Intervalos @	Bloque alterno	Intensidad Instantánea	Diferencia
5 minutos	43.68	78.41	79.5%
2 minutos	43.68	55.13	26.2%
1 minuto	43.68	48.38	10.8%

Tabla 18. Relaciones ID e IDF, estación Todos Santos, Baja California Sur.

Autor	Ecuacion IDF	R² Para Tr 20 años	λ	ψ	θ	η
Wenzel (1982)	$i = \frac{\lambda}{d^{\eta} + \theta}$	99.35%	627.922414		1.117411	0.620701
Ponce (1989)	$i = \frac{\lambda}{d + \theta}$	98.06%	3,044.784378		14.311947	
General + Ponce	$i = \frac{\lambda}{(d+\theta)^{\eta}}$	99.30%	479.931267		1.517867	0.572348
Sherman (1931)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{(d+\theta)^{\eta}}$	99.32%	244.069517	0.205286	1.256117	0.557113
Chow et al. (1994)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{d^{\eta} + \theta}$	99.37%	317.027432	0.205296	0.970337	0.604634
Koutsoyiannis et al. (1998)	$i = \lambda \left\{ \frac{\psi - \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]\right\}}{(d + \theta)^{\eta}} \right\}$	99.32%	102.291561	1.481253	1.256867	0.557133
Pereyra et al. (2012)	$i = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{\exp(\eta * d) + \theta}$	98.12%	0.359432	0.219761	-0.996731	0.000234



Figura 29. Hietogramas de diseño para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos, con coeficientes de avance r=0.50 y FRA=0.9579 con intervalos @, 5 minutos.



Figura 30. Hietogramas de diseño para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos, con coeficientes de avance r=0.50 y FRA=0.9579 con intervalos @ 2 minutos.



Figura 31. Hietogramas de diseño para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos, con coeficientes de avance r=0.50 y FRA=0.9579 con intervalos (a) 1 minuto.

Tabla 19. Hietograma de diseño, método de bloques alternos para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos y FRA=0.9579 con intervalos @ 5 minutos.

Chow et al. (1994)										
Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Intensidad x FRA (mm/h)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)				
5	162.14	155.32	12.94	12.94	0 - 5	1.75				
10	117.42	112.47	18.75	5.80	5 - 10	1.99				
15	95.94	91.90	22.98	4.23	10 - 15	2.35				
20	82.72	79.24	26.41	3.44	15 - 20	2.94				
25	73.55	70.45	29.35	2.94	20 - 25	4.23				
30	66.72	63.91	31.96	2.60	25 - 30	12.94				
35	61.39	58.80	34.30	2.35	30 - 35	5.80				
40	57.08	54.67	36.45	2.15	35 - 40	3.44				
45	53.50	51.25	38.44	1.99	40 - 45	2.60				
50	50.47	48.35	40.29	1.85	45 - 50	2.15				
55	47.87	45.86	42.04	1.75	50 - 55	1.85				
60	45.60	43.68	43.68	1.64	55 - 60	1.64				

Profundidad Total 43.68

Tabla 20. Hietograma de diseño, método de la intensidad instantánea para una tormenta de Tr 20 años en Todos Santos y FRA=0.9579 con intervalos @, 5 minutos

Tiempo t (min)	Tiempo relativo ta, tb (min)	Td (min)	Intensidad (mm/h)	Intensidad x FRA (mm/h)	Precipitación incremental (mm)
0	30	60.00	20.11	19.26	
5	25	50.00	22.50	21.56	1.70
10	20	40.00	25.82	24.74	1.93
15	15	30.00	30.83	29.54	2.26
20	10	20.00	39.55	37.89	2.81
25	5	10.00	60.22	57.68	3.98
30	0	-	604.32	578.88	26.52
35	5	10.00	60.22	57.68	26.52
40	10	20.00	39.55	37.89	3.98
45	15	30.00	30.83	29.54	2.81
50	20	40.00	25.82	24.74	2.26
55	25	50.00	22.50	21.56	1.93
60	30	60.00	20.11	19.26	1.70

Profundidad Total 78

78.412

3.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO PREVIO A UN DESARROLLO INDUSTRIAL

Realizar un análisis hidrológico para el predio en las cercanías de Celaya, Guanajuato que se muestra en la Figura 32.

Procedimiento de Solución:

1. Delimitación de subcuencas y determinación de cauces principales

Para delimitar las subcuencas y determinar los cauces principales se descargó un modelo de elevación digital de la zona de interés del Continua de Elevaciones Mexicano 3.0 (CEM 3.0).

Para el procesamiento y delimitación de las subcuencas y cauces se empleó el Software ArcGIS. V10.1, obteniéndose los siguientes mapas:

- Elevaciones y escurrimientos, Figura 33; la elevación mayor en resulto 2172.99 msnm y la menor 1759.07 msnm, teniéndose un desnivel de 413.92
- Trazo de escurrimientos y escurrimiento más lejano, Figura 34; dónde el escurrimiento más alejado resulto ser 14.65 km.
- Clasificación de pendientes, Figura 35; se clasifico el modelo digital de elevaciones en rangos de pendientes desde 0.00% hasta 100%. Este modelo nos sirvió para ayudarnos a discretizar las cuencas y poder encontrar los puntos en dónde las pendientes tienden a ser planas, de este manera podemos modelar en HEC-HMS de manera más correcta la atenuación que se presenta en el tránsito de hidrogramas al pasar de pendientes "fuertes" a pendientes "planas".
- Delimitación de subcuencas y cauces principales, Figura 36; como resultado de la discretización se obtuvieron 18 subcuencas y 23 cauces para realizar el tránsito de hidrogramas. En las tablas 21 y 22 se muestran las características principales para el modelo hidrológico.
- Ubicaciones de interés para conocer las avenidas máximas, Figuras 37 y 38.

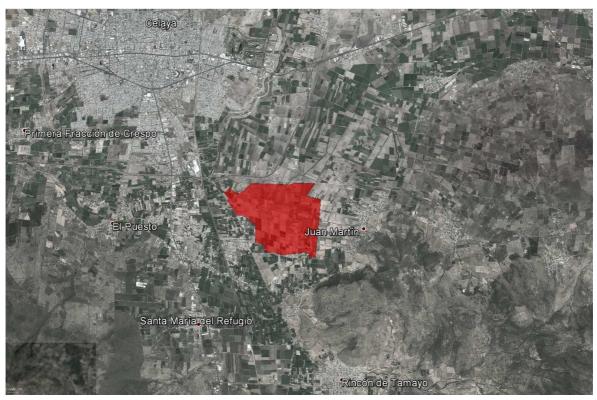


Figura 32. Predio industrial en las cercanías de Celaya, Guanajuato.

Tabla 21. Características principales de las subcuencas para emplearse en el modelo hidrológico.

	Área		Longitud del cauce		Pendiente	Т	iempo de c	oncentraci	ón
Cuenca					Taylor & Schwartz	Kirpich	Rowe	Pro	nedio
	(ha)	(km²)	(km)	(m)	%	(h)	(h)	(h)	(min)
C. General	5,984.00	59.84	14.65	14,653.24	0.0925%	7.71	7.68	7.70	461.80
W320	448.91	4.49	6.62	6,623.32	0.5805%	2.06	2.06	2.06	123.54
W330	128.98	1.29	1.47	1,471.21	0.0155%	2.61	2.60	2.61	156.31
W350	2.54	0.03	0.82	822.18	0.1103%	0.78	0.78	0.78	46.96
W380	246.46	2.46	4.65	4,654.56	0.0051%	9.72	9.68	9.70	582.03
W390	135.16	1.35	2.77	2,772.06	0.5296%	1.09	1.09	1.09	65.45
W400	199.42	1.99	3.34	3,336.77	0.7973%	1.08	1.07	1.07	64.49
W410	115.33	1.15	4.49	4,490.48	3.5209%	0.76	0.76	0.76	45.76
W420	187.04	1.87	3.16	3,159.26	2.1837%	0.70	0.70	0.70	41.95
W430	10.57	0.11	0.88	880.58	1.7403%	0.29	0.28	0.29	17.12
W440	224.31	2.24	4.10	4,102.69	3.4879%	0.72	0.71	0.71	42.84
W470	100.06	1.00	2.58	2,584.38	2.5610%	0.56	0.56	0.56	33.80
W490	305.50	3.05	3.40	3,400.62	3.0261%	0.65	0.65	0.65	39.16
W520	126.43	1.26	4.46	4,461.31	2.8973%	0.82	0.82	0.82	49.08
W530	265.56	2.66	3.86	3,856.78	3.3415%	0.69	0.69	0.69	41.53
W540	176.86	1.77	3.37	3,372.55	7.5171%	0.46	0.46	0.46	27.41
W550	214.56	2.15	3.63	3,625.41	5.8646%	0.53	0.53	0.53	31.88
W570	1.45	0.01	2.14	2,135.14	0.0008%	11.09	11.05	11.07	664.39
W610	274.33	2.74	3.60	3,598.96	4.8356%	0.57	0.57	0.57	34.15
W620	276.97	2.77	4.10	4,095.54	5.2769%	0.61	0.61	0.61	36.48
W650	207.87	2.08	3.63	3,632.87	4.9269%	0.57	0.57	0.57	34.15
W690	438.95	4.39	3.34	3,338.75	0.0024%	10.00	9.97	9.99	599.28
W700	59.13	0.59	2.30	2,302.75	0.0644%	2.13	2.12	2.13	127.68
W750	183.74	1.84	3.07	3,074.05	5.6577%	0.48	0.47	0.47	28.47
W790	455.40	4.55	4.13	4,133.12	0.0713%	3.22	3.20	3.21	192.60
W800	124.99	1.25	3.09	3,088.43	0.3350%	1.42	1.41	1.41	84.84
W840	0.05	0.00	0.11	109.75	0.0577%	0.21	0.21	0.21	12.79
W850	172.02	1.72	4.91	4,909.89	0.3596%	1.97	1.96	1.97	117.97

W900	61.41	0.61	2.62	2,618.66	0.0818%	2.15	2.14	2.14	128.60
W940	115.95	1.16	3.05	3,054.84	0.0567%	2.78	2.77	2.78	166.70
W950	493.01	4.93	5.63	5,626.14	0.0577%	4.42	4.41	4.42	265.02
W960	231.08	2.31	3.31	3,313.84	0.0374%	3.48	3.47	3.47	208.38

Tabla 22, Características principales de los cauces para el tránsito de hidrogramas a emplearse en el modelo hidrológico.

Cuenca	Longitud del cauce (km)	Longitud del cauce (m)	Pendiente Taylor & Schwartz (%)	Tc Kirpich (h)	Tc Rowe (h)	Tc Promedio (h)	Tc Promedio (min)
R110	2.85	2,847.85	0.0160%	4.30	4.28	4.29	257.29
R120	0.62	622.34	1.2491%	0.25	0.25	0.25	14.89
R130	1.05	1,052.76	0.0177%	1.92	1.91	1.92	114.95
R160	0.27	273.14	0.0365%	0.51	0.51	0.51	30.77
R170	0.12	118.28	0.0578%	0.23	0.23	0.23	13.54
R190	1.00	1,001.54	1.3892%	0.34	0.34	0.34	20.62
R200	1.87	1,866.60	2.0493%	0.48	0.48	0.48	28.67
R210	1.18	1,181.90	0.0229%	1.90	1.89	1.90	113.85
R220	0.01	12.07	0.0516%	0.04	0.04	0.04	2.44
R250	1.29	1,285.18	1.6838%	0.39	0.39	0.39	23.20
R280	0.47	473.76	0.0450%	0.72	0.72	0.72	43.37
R30	3.44	3,437.68	0.0239%	4.25	4.23	4.24	254.45
R310	0.24	238.14	0.0406%	0.44	0.44	0.44	26.57
R40	0.04	38.89	0.0147%	0.16	0.16	0.16	9.74
R50	0.92	921.13	0.0334%	1.36	1.35	1.35	81.24
R60	2.71	2,712.11	0.0168%	4.06	4.05	4.05	243.11
R70	1.16	1,156.13	0.2104%	0.79	0.79	0.79	47.62
R720	1.30	1,301.81	0.0250%	1.98	1.97	1.97	118.50
R820	1.05	1,050.89	0.0394%	1.41	1.40	1.41	84.32
R90	1.59	1,587.61	1.2658%	0.51	0.51	0.51	30.47
R920	1.87	1,868.28	0.0411%	2.16	2.15	2.15	129.26

Pendiente de Taylor & Schwartz:

$$S_{Taylor} = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_{12}}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

Ecuación 48

Dónde:

m = número de tramos en el cauce (iguales).

Sm = pendiente en el tramo m/m.

Tiempo de concentración de Kirpich:

$$Tc_{Kirpich} = 0.0003245 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0.77}$$

Ecuación 49

Dónde:

L = longitud del cauce en m.

S = pendiente de Taylor & Schwartz en m/m.

Tiempo de concentración de Rowe:

$$Tc_{Rowe} = \left(\frac{0.86 * L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Ecuación 50

Dónde:

L = longitud del cauce en km.

H = desnivel del cauce en m.

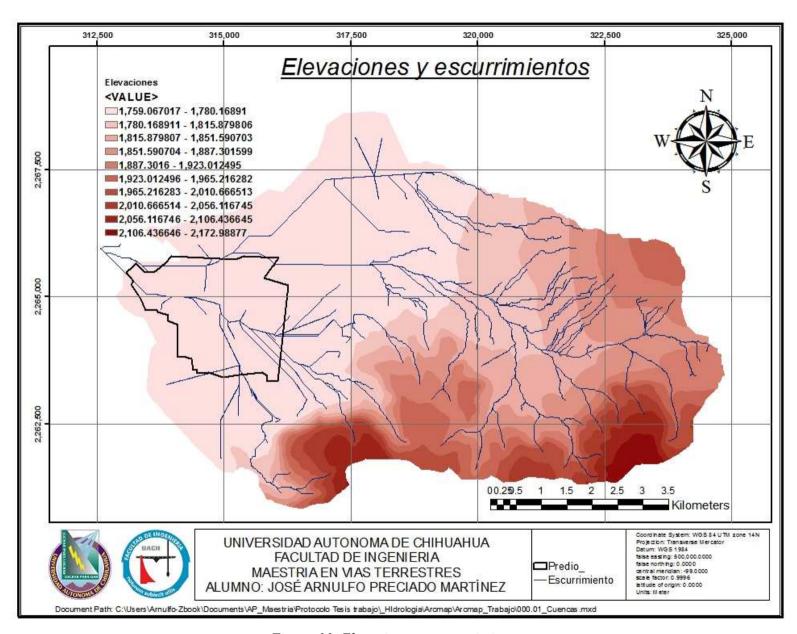


Figura 33. Elevaciones y escurrimientos

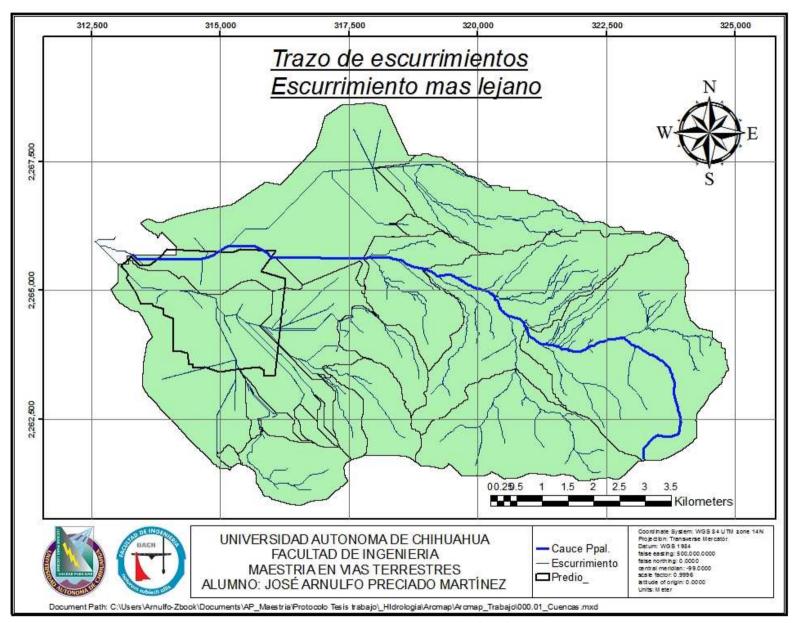


Figura 34. Escurrimiento más alejado.

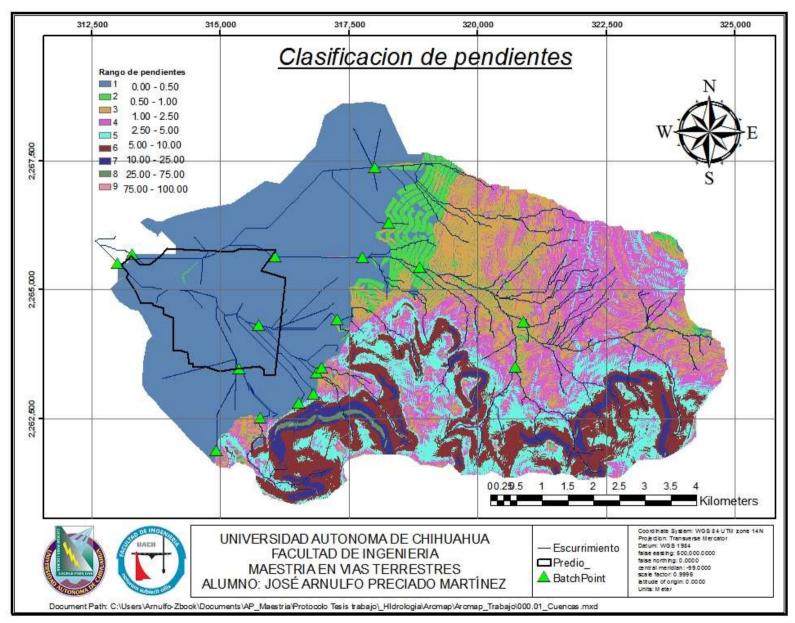


Figura 35. Pendientes clasificadas.

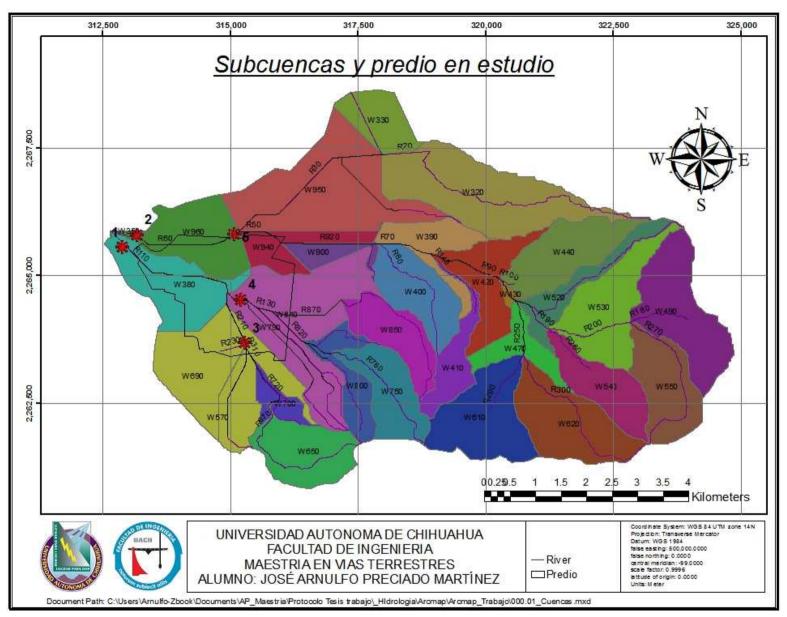


Figura 36. Subcuencas y predio en estudio.

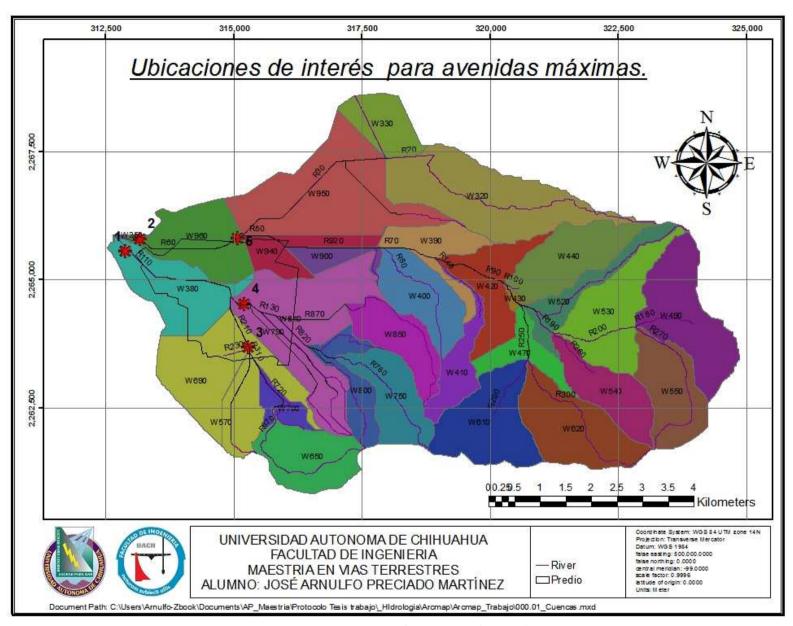


Figura 37. Cuencas y ubicaciones de interés.

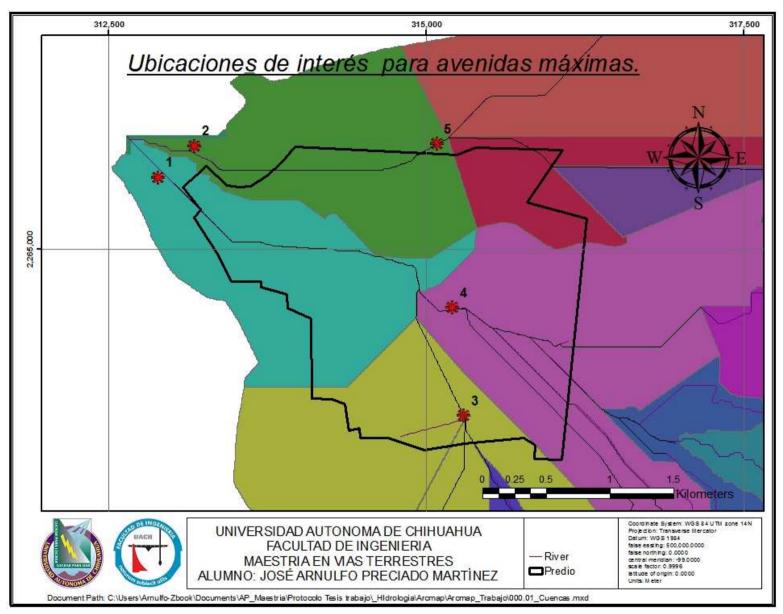


Figura 38. Ubicaciones de interés dónde conocer las avenidas de diseño

2. Obtención de datos IDF a partir de los mapas de Isoyetas de la SCT

➤ Con la ayuda del software Autodesk Civil 3D según lo expuesto en 2.2.3 se sobreponen como una sola las subcuencas encontradas sobre los mapas de isoyetas de la SCT y se obtienen las intensidades para cada periodo de retorno y duración, ver Tabla 23, Figura 39.

Tabla 23, Registro de intensidades para Cuenca en estudio obtenida de los mapas de Isoyetas de la SCT.

GRAFICA DE INTENSIDADES OBTENIDAS A PARTIR DE ISOYETAS DE LA SCT

Duración	Periodo de retorno (años)							
minutos	10	20	25	50	100			
mmutos			Intensidad (mm/h)					
5	221.36	249.93	283.98	326.39	357.68			
10	149.99	169.23	188.38	221.73	246.83			
20	124.92	149.42	147.47	181.61	199.53			
30	104.71	124.37	135.51	149.50	172.74			
60	59.98	74.41	78.49	82.47	99.17			
120	33.84	40.40	45.07	46.89	58.33			
240	18.73	23.68	23.99	28.95	33.06			

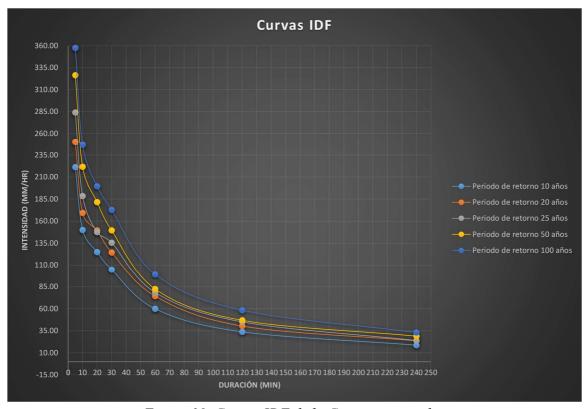


Figura 39. Curvas IDF de la Cuenca en estudio.

3. Obtención de ecuaciones IDF

Tomando como base los registros de la Tabla 23 se obtuvieron las ecuaciones IDF características de la cuenca para cada uno de los modelos matemáticos enunciados en 1.1.51 y 1.1.5.2.

De manera general, considerando periodos de retorno de 10, 20, 25, 50 y 100 años con duraciones de 5 a 240 minutos, se observa para nuestro caso que el modelo que mejor se ajusta es el modelo "General +Ponce" con R²=98.48%, seguido por el modelo de Wenzel con R²=98.39% y en tercer lugar el modelo de Chow con un coeficiente de determinación R²=98.38%. Se seleccionó el modelo de Chow ya que este modelo involucra la variable Tr y por tanto se puede emplear para periodos de retorno distintos a los que fueron obtenidos sus coeficientes. Ver tabla 24.

Por otra parte si hacemos un histograma con los tiempos de concentración encontrados de las cuencas en la Tabla 21, encontramos que la mayoría de los tiempos de concentración tienen duraciones de 60 a 240 minutos y más, ver Figura 40. Revisando los datos coeficientes de determinación mostrados en la tabla 25, considerando a los modelos que involucran la variable Tr tenemos que para duraciones de 60 a 120 minutos el modelo que mejor se ajusta es el de Pereyra et al (2012) con R²=99.20% y para duraciones de 120 a 240 minutos el modelo con mejor ajuste es el de Chow con R²=98.74%.

En conclusión se tiene que el modelo con mejor ajuste es el de Chow.



Figura 40. Histograma formado con los tiempos de concentración de las cuencas.

Las Tablas 26 y 27 muestran resumen de los coeficientes obtenidos para cada modelo, en las Tablas 28 a 37 se muestran las intensidades resultantes al aplicar los coeficientes obtenidos y la correlación con los datos tomados de los mapas de isoyetas de la SCT.

Tabla 24. Coeficientes de correlación lineal y de determinación, para duraciones de 5 a 240 minutos y Tr 10, 20, 25, 50 y 100 años.

MODELO CONSIDERADO	Periodo de retorno (años)					
WIODELO CONSIDERADO =	FORMULA	r	R ²			
General	$i = \frac{\lambda}{d^{\eta}}$	0.9893	97.87%			
Ponce (1989)	$i = \frac{\lambda}{d + \theta}$	0.9904	98.09%			
General + Ponce	$i = \frac{\lambda}{(d+\theta)^{\eta}}$	0.9924	98.48%			
Polinomico	$i = A + B * d + C * d^2 + D * d^3$	0.9749	95.04%			
Wenzel (1982)	$i = \frac{\lambda}{d^{\eta} + \theta}$	0.9919	98.39%			
Bernard (1932)	$i = \frac{\lambda * T^{\psi}}{d^{\eta}}$	0.9883	97.68%			
Sherman (1931)	$i = \frac{\lambda * T^{\psi}}{(d+\theta)^{\eta}}$	0.9913	98.26%			
Chow et al. (1994)	$i = \frac{\lambda * T^{\psi}}{d^{\eta} + \theta}$	0.9919	98.38%			
Koutsoyiannis et al. (1998)	$i = \lambda \left\{ \frac{\psi - \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]}{(d + \theta)^{\eta}} \right\}$	0.9916	98.32%			
Pereyra et al. (2012)	$i = \frac{\lambda * T^{\psi}}{\exp(\eta * d) + \theta}$	0.9875	97.52%			

Tabla 25. Coeficientes de correlación lineal y de determinación para diferentes intervalos de tiempo y Tr 10, 20, 25, 50 y 100 años.

			Du	ıración (d	en minutos			
Ecuación	5 < d ≤ 10		$10 \le d \le 60$		$60 \leq d \leq 120$		$120 \le d \le 240$	
	R	R²	R	R²	R	R²	R	R ²
General	0.998740	99.75%	0.966767	93.46%	0.981714	96.38%	0.978102	95.67%
Ponce (1989)	0.959926	92.15%	0.979777	96.00%	0.996960	99.39%	0.988711	97.76%
General + Ponce	0.982468	96.52%	0.974301	94.93%	0.995152	99.03%	0.990594	98.13%
Polinomico	0.871280	75.91%	0.991153	98.24%	0.950538	90.35%	0.996603	99.32%
Wenzel (1982)	0.976851	95.42%	0.974512	94.97%	0.981090	96.25%	0.968684	93.83%
Bernard (1932)	0.992486	98.50%	0.965329	93.19%	0.980036	96.05%	0.977185	95.49%
Sherman (1931)	0.977324	95.52%	0.972348	94.55%	0.993696	98.74%	0.993185	98.64%
Chow et al. (1994)	0.979162	95.88%	0.973389	94.75%	0.994040	98.81%	0.993691	98.74%
Koutsoyiannis et al. (1998)	0.978555	95.76%	0.973068	94.69%	0.993772	98.76%	0.992771	98.56%
Pereyra et al. (2012)	0.931560	86.78%	0.984916	97.01%	0.996010	99.20%	0.991859	98.38%

Tabla 26. Coeficientes de las relaciones ID para duraciones de 5 a 240 minutos y Tr 10 a 100 años,

Ecuación	Tr	R²	λ	Ψ	θ	η
	10 años	97.63%	505.91826			0.50669
	20 años	96.72%	546.66146			0.47979
General	25 años	98.01%	648.23990			0.51212
	50 años	97.93%	763.66574			0.52021
	100 años	97.94%	807.12259			0.49805
	10 años	98.05%	4,435.45013		16.05179	
	20 años	97.44%	5,685.84620		19.10722	
Ponce (1989)	25 años	97.42%	5,433.94748		15.25744	
	50 años	98.36%	6,153.22240		14.68512	
	100 años	98.22%	7,396.40651		16.71412	
	10 años	98.35%	1,331.72020		6.96713	0.73422
	20 años	97.69%	1,753.73721		9.23262	0.74780
General + Ponce	25 años	98.22%	1,021.00438		3.09673	0.62175
	50 años	98.62%	1,984.41299		6.58428	0.74663
	100 años	98.61%	1,923.53967		6.34728	0.70263
	10 años	98.48%	1,833.82088		4.96093	0.78561
Wenzel (1982)	20 años	97.84%	2,412.31996		6.38313	0.79569
	25 años	98.17%	2,420.78079		5.21845	0.79978

	50 años	98.78%	2,673.05627		4.77791	0.76233
	100 años	98.73%	2,764.30761		4.49618	0.76233
			A	В	С	D
	10 años	94.93%	217.62850	-4.80841	0.03853	-0.00009
Polinomico	20 años	94.89%	244.33356	-5.05030	0.03914	-0.00009
Polinomico	25 años	93.18%	274.64028	-6.10824	0.04957	-0.00012
	50 años	95.17%	322.94750	-7.37875	0.05974	-0.00014
	100 años	95.08%	352.77969	-7.75592	0.06242	-0.00015

Tabla 27. Coeficientes de las relaciones IDF para duraciones de 5 a 240 minutos y Tr 10 a 100 años.

Autor	Tr	R²	λ	Ψ	θ	η
Bernard (1932)	2 a 100 años	97.68%	314.345700	0.211039		0.503910
Sherman (1931)	2 a 100 años	98.26%	733.057900	0.211079	6.089405	0.703932
Chow et al. (1994)	2 a 100 años	98.38%	1,042.328000	0.211060	4.313656	0.761984
Koutsoyiannis et al. (1998)	2 a 100 años	98.32%	322.567700	1.341281	6.081651	0.703760
Pereyra et al. (2012)	2 a 100 años	97.52%	0.316316	0.218067	-0.997925	0.000105

Tabla 28. Coeficientes de las relaciones ID, modelo general.

	Periodo de retorno (años)							
D ''	10	20	25	50	100			
Duración minutos	λ= 505.918263	λ= 546.661461	λ= 648.239897	λ= 763.665742	λ= 807.122594			
minutos	η= 0.506686	η= 0.479795	η= 0.512116	η= 0.520210	η= 0.498052			
			Intensidad (mm/h)					
5	223.83	252.56	284.30	330.59	362.09			
10	157.54	181.10	199.35	230.51	256.38			
20	110.88	129.86	139.78	160.73	181.53			
30	90.29	106.91	113.57	130.16	148.34			
60	63.55	76.66	79.64	90.76	105.03			
120	44.73	54.97	55.84	63.28	74.37			
240	31.48	39.42	39.16	44.13	52.66			
R	0.988072	0.983445	0.989977	0.989573	0.989623			
\mathbb{R}^2	97.63%	96.72%	98.01%	97.93%	97.94%			

R² 97.87%

Tabla 29. Coeficientes de las relaciones ID, modelo de Ponce.

		Pe	riodo de retorno (añ	os)	
	10	20	25	50	100
uración minutos	λ= 4435.450132	λ= 5685.846201	λ= 5433.947480	λ= 6153.222396	λ= 7396.406506
minutos	θ= 16.051787	θ= 19.107220	θ= 15.257442	θ= 14.685118	θ= 16.714119
			Intensidad (mm/h)		
5	210.69	235.86	268.24	312.58	340.63
10	170.26	195.34	215.14	249.27	276.87
20	123.03	145.39	154.12	177.40	201.46
30	96.31	115.78	120.07	137.70	158.33
60	58.32	71.88	72.20	82.39	96.42
120	32.60	40.87	40.17	45.69	54.10
240	17.32	21.94	21.29	24.16	28.81
R	0.990208	0.987114	0.986999	0.991780	0.991052
\mathbb{R}^2	98.05%	97.44%	97.42%	98.36%	98.22%

R² 98.09%

Tabla 30. Coeficientes de las relaciones ID, modelo general + Ponce.

		Pe	riodo de retorno (añ	os)	
	10	20	25	50	100
Duración	λ= 1331.720198	λ= 1753.737209	λ= 1021.004379	λ= 1984.412991	λ= 1923.539667
minutos	θ= 6.967130	θ= 9.232622	θ= 3.096735	θ= 6.584275	θ= 6.347284
	η= 0.734222	η= 0.747796	η= 0.621749	η= 0.746628	η= 0.702625
			Intensidad (mm/h)		
5	215.24	240.74	278.16	318.65	349.07
10	166.57	192.21	206.27	243.77	270.09
20	118.54	140.54	144.96	171.38	193.13
30	94.03	112.78	115.91	135.03	154.05
60	60.79	73.75	77.60	86.35	100.94
120	38.00	46.25	51.22	53.45	64.19
240	23.32	28.30	33.55	32.49	40.16
R	0.991721	0.988362	0.991072	0.993091	0.993045
\mathbb{R}^2	98.35%	97.69%	98.22%	98.62%	98.61%

R 0.992377543

R² 98.48%

Tabla 31. Coeficientes de las relaciones ID, modelo Polinomico.

		Pe	riodo de retorno (añ	os)	
	10	20	25	50	100
	A= 217.628500	A= 244.333564	A= 274.640284	A= 322.947500	A= 352.779689
Duración minutos	-B= 4.808407	-B= 5.050297	-B= 6.108236	-B= 7.378746	-B= 7.755919
minutos	C= 0.038533	C= 0.039142	C= 0.049574	C= 0.059744	C= 0.062417
	-D= 0.000091	-D= 0.000091	-D= 0.000119	-D= 0.000142	-D= 0.000149
			Intensidad (mm/h)		
5	194.54	220.05	245.32	287.53	315.54
10	173.31	197.65	218.40	254.99	281.31
20	136.14	158.25	171.36	198.13	221.44
30	105.59	125.58	132.81	151.52	172.27
60	48.08	62.49	60.98	64.60	80.03
120	37.41	44.01	50.45	52.22	64.13
240	18.46	23.41	23.58	28.55	32.62
R	0.974296	0.974112	0.965322	0.975540	0.975097
\mathbb{R}^2	94.93%	94.89%	93.18%	95.17%	95.08%

R² 95.04%

Tabla 32. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Wenzel.

			Periodo de retorno (a	años)	
	10	20	25	50	100
Duración	λ= 1833.820876	λ= 2412.319960	λ= 2420.780792	λ= 2673.056274	λ= 2764.307611
minutos	η= 0.785607	η= 0.795688	η= 0.799779	η= 0.762327	η= 0.762327
	θ= 4.960925	θ= 6.383128	θ= 5.218450	θ= 4.777909	θ= 4.496185
			Intensidad (mm/	h)	
5	215.70	241.67	273.81	326.44	349.61
10	165.73	190.99	210.05	253.05	268.86
20	118.44	140.03	149.46	183.20	193.18
30	94.38	112.95	118.65	147.31	154.74
60	61.33	74.51	76.49	97.37	101.74
120	38.24	46.84	47.25	61.82	64.35
240	23.19	28.48	28.37	38.18	39.64
R	0.992353	0.989163	0.990804	0.993874	0.993653
\mathbb{R}^2	98.48%	97.84%	98.17%	98.78%	98.73%

R 0.991924278

R² 98.39%

Tabla 33. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Bernard.

		P	eriodo de retorno (año	os)	
	10	20	25	50	100
Duración			λ= 314.345700		
minutos			ψ= 0.211039		
			η= 0.503910		
			Intensidad (mm/h)		
5	227.11	262.88	275.56	318.96	369.20
10	160.15	185.38	194.32	224.93	260.36
20	112.94	130.73	137.03	158.62	183.60
30	92.07	106.57	111.71	129.31	149.68
60	64.93	75.15	78.78	91.19	105.55
120	45.79	53.00	55.55	64.30	74.43
240	32.29	37.37	39.18	45.35	52.49
R	0.988229	0.981812	0.990330	0.990393	0.989299
\mathbb{R}^2	97.66%	96.40%	98.08%	98.09%	97.87%

R² 97.68%

Tabla 34. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Sherman.

		P	eriodo de retorno (añ	os)									
Duración	10	20	25	50	100								
minutos			λ= 733.057900										
	ψ= 0.211079												
			θ= 6.089405										
	η= 0.703932												
	Intensidad (mm/h)												
5	219.12	253.64 265.87		307.76	356.25								
10	168.61	195.18	204.59	236.83	274.14								
20	119.98	138.89	145.59	168.52	195.08								
30	95.48	110.53	115.86	134.11	155.24								
60	62.37	72.20	75.68	87.60	101.40								
120	39.58	45.82	48.03	55.59	64.35								
240	24.72	28.61	29.99	34.72	40.19								
R	0.991786	0.987284	0.990471	0.993331	0.992941								
\mathbb{R}^2	98.36%	97.47%	98.10%	98.67%	98.59%								

R 0.991270957

R² 98.26%

Tabla 35. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Chow.

Duración	Periodo de retorno (años)												
minutos	10	20	25	50	100								
			λ= 1042.328000										
			ψ= 0.211060										
	θ= 4.313656												
			η= 0.761984										
	Intensidad (mm/h)												
5	219.44	254.01	266.25	308.20	356.75								
10	167.87	194.32	203.69	235.78	272.93								
20	120.04	138.95	145.65	168.60	195.16								
30	95.93	111.04	116.39	134.73	155.95								
60	62.86	72.77	76.28	88.29	102.20								
120	39.68	45.93	48.14	55.72	64.50								
240	24.41	28.25	29.62	34.28	39.68								
R	0.992425	0.988062	0.991225	0.993844	0.993540								
\mathbb{R}^2	98.49%	97.63%	98.25%	98.77%	98.71%								

98.38%

Tabla 36. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Koutsoyiannis.

		P	eriodo de retorno (año	os)								
	10	20	25	50	100							
	λ= 322.567700											
Duración minutos	ψ= 1.341281											
minutos	θ= 6.081651											
	η= 0.703760											
			Intensidad (mm/h)									
5	213.19	255.92	269.47	311.22	352.66							
10	164.04	196.92	207.34	239.47	271.36							
20	116.72	140.12	147.54	170.40	193.09							
30	92.89	111.50	117.41	135.60	153.66							
60	60.68	72.84	76.69	88.58	100.37							
120	38.51	46.23	48.67	56.22	63.70							
240	24.05	28.87	30.40	35.11	39.79							
R	0.991785	0.987280	0.990473	0.993332	0.992940							
\mathbb{R}^2	98.36%	97.47%	98.10%	98.67%	98.59%							

R 0.991577297 \mathbb{R}^2 98.32%

Tabla 37. Coeficientes de las relaciones IDF, modelo de Pereyra.

		P	eriodo de retorno (año	os)										
	10	20	25	50	100									
-			λ= 0.316316											
Duración minutos			ψ= 0.218067											
illinutos		η= 0.000105												
			-θ= 0.997925											
			Intensidad (mm/h)											
5	201.17	233.99	245.66	285.74	332.37									
10	167.42 194.74		204.45	237.81	276.61									
20	125.33 145.79		153.05	178.03	207.08									
30	100.14	116.48	122.28	142.24	165.45									
60	62.41	72.60	76.22	88.65	103.12									
120	35.52	41.32	43.38	50.46	58.69									
240	19.00	22.10	23.20	26.98	31.39									
R	0.988455	0.986935	0.983689	0.988702	0.989439									
\mathbb{R}^2	97.70%	97.40%	96.76%	97.75%	97.90%									
R	0.987540077													
\mathbb{R}^2	97.52%													

4. Determinación del valor de número de escurrimiento CN

Primero se determinó la condición de humedad antecedente en la zona, para esto se consultaron los registros de precipitación diaria de la estación 11009 ubicada en Celaya, Guanajuato la cual es administrada por la CONAGUA, esta estación cuenta con datos de 1947 a la fecha. Analizando los registros se aprecia que en diversas ocasiones la lluvia acumulada en 5 días excede los 50 mm de lluvia acumulada por lo cual se considerara AMC-III; por ejemplo en los 5 días previos al 13/08/2001 se acumularon 118.30 mm, ver Tabla 38.

Empleando la herramienta para calcular el valor de número de escurrimiento creada por el IMTA según se comentó en 1.7.1.2, se encontraron los valores correspondientes de CN para las tres condiciones de humedad antecedente, se consideró también el efecto de las pendientes cercanas 0% y mayores a 5%, ver Tabla 39 y Figuras 41 y 42.

Tabla 38. Precipitación acumulada en 5 días, estación 11009, Celaya. Guanajuato.

Fecha	Precipitación mm	Precipitación acumulada 5 días anteriores mm
04/08/2001	8.90	
05/08/2001	-	
06/08/2001	-	
07/08/2001	-	
08/08/2001	61.80	
09/08/2001	56.50	70.70
10/08/2001	-	
11/08/2001	-	
12/08/2001	58.70	118.30
13/08/2001	61.30	177.00
14/08/2001	-	
15/08/2001	-	
16/08/2001	-	
17/08/2001	73.30	120.00

Tabla 39. Valores de CN obtenidos mediante la herramienta VNE-IMTA.

Cuenca		de escurrimi diciones AM	-		le escurrimi diciones AM			Número de escurrimiento para condiciones AMC-III				
Cuciica	CNII	CN _{II} s≈0	CN _{II} s>5	CNI	CN _I s≈0	CN _I s>5	CNIII	CN _{III} s≈0	CN _{III} s>5			
W320	90.51	88.61	92.40	80.01	76.56	83.63	95.64	94.71	96.55			
W330	90.00	88.00	92.00	79.08	75.49	82.85	95.39	94.40	96.36			
W350	90.00	88.00	92.00	79.08	75.49	82.85	95.39	94.40	96.36			
W380	90.00	88.00	92.00	79.08	75.49	82.85	95.39	94.40	96.36			
W390	88.95	86.77	91.12	77.16	73.36	81.17	94.87	93.78	95.94			
W400	75.57	71.32	79.83	56.51	51.08	62.44	87.68	85.12	90.10			
W410	54.92	48.58	61.26	33.85	28.41	39.91	73.70	68.49	78.44			
W420	85.14	82.33	87.95	70.64	66.18	75.40	92.95	91.46	94.38			
W430	81.26	77.80	84.71	64.55	59.54	69.95	90.88	88.96	92.73			
W440	90.77	88.92	92.61	80.50	77.12	84.04	95.76	94.86	96.65			
W470	75.59	71.34	79.85	56.53	51.11	62.46	87.69	85.13	90.11			
W490	83.44	80.35	86.53	67.91	63.20	72.97	92.06	90.39	93.66			
W520	87.47	85.05	89.89	74.57	70.49	78.88	94.14	92.90	95.34			
W530	85.06	82.24	87.88	70.51	66.04	75.29	92.91	91.42	94.34			

W540	52.11	45.58	58.63	31.36	26.03	37.32	71.45	65.83	76.53
W550	59.80	53.79	65.81	38.45	32.83	44.71	77.38	72.80	81.58
W570	90.00	88.00	92.00	79.08	75.49	82.85	95.39	94.40	96.36
W610	44.36	37.69	51.02	25.08	20.26	30.44	64.71	58.18	70.55
W620	49.10	42.43	55.76	28.83	23.64	34.62	68.93	62.90	74.35
W650	44.39	37.73	51.06	25.11	20.28	30.47	64.74	58.22	70.59
W690	89.31	87.20	91.43	77.83	74.10	81.75	95.05	94.00	96.08
W700	78.49	74.62	82.36	60.51	55.26	66.22	89.35	87.12	91.48
W750	47.56	40.89	54.23	27.58	22.52	33.23	67.60	61.41	73.15
W790	84.29	81.34	87.25	69.27	64.68	74.18	92.51	90.93	94.02
W800	59.08	53.02	65.14	37.75	32.16	43.98	76.86	72.19	81.13
W840	90.00	88.00	92.00	79.08	75.49	82.85	95.39	94.40	96.36
W850	59.74	53.72	65.75	38.39	32.77	44.64	77.34	72.75	81.54
W900	82.24	78.95	85.53	66.04	61.17	71.29	91.42	89.61	93.15
W940	84.67	81.78	87.56	69.88	65.34	74.72	92.70	91.17	94.18
W950	88.46	86.21	90.72	76.31	72.42	80.41	94.63	93.50	95.74
W960	90.00	88.00	92.00	79.08	75.49	82.85	95.39	94.40	96.36

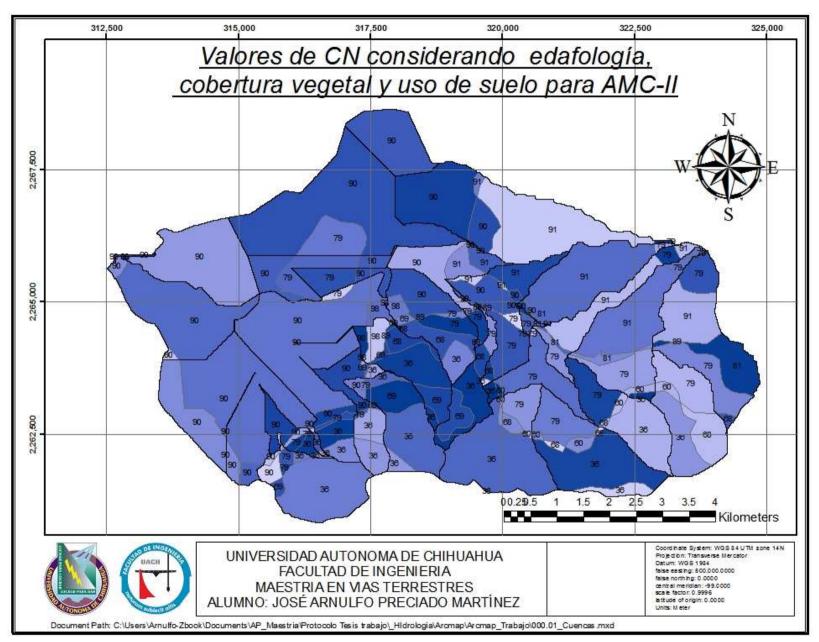


Figura 41. Número de escurrimiento considerando edafología, cobertura vegetal y uso de suelo, obtenido mediante el VNE-IMTA.

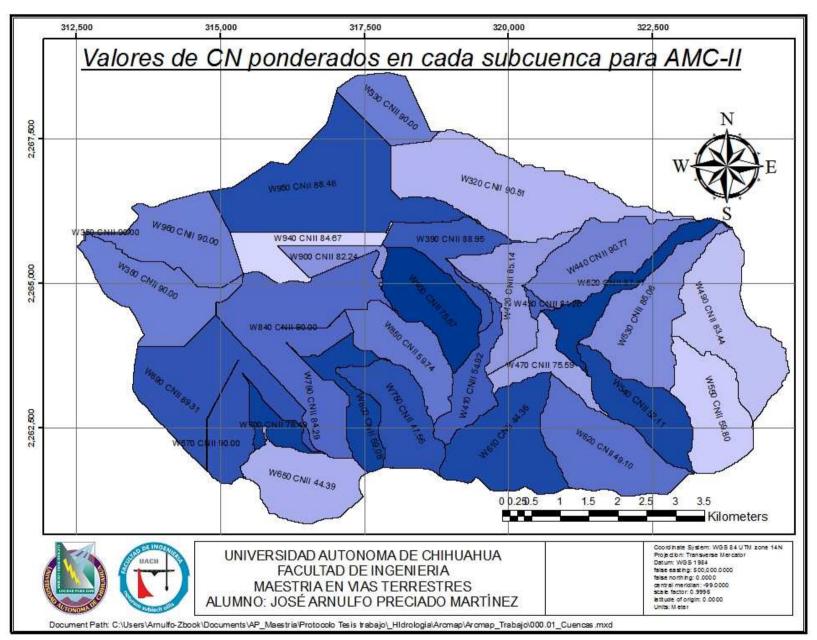


Figura 42. Número de escurrimiento ponderados en cada subcuenca, obtenido mediante el VNE-IMTA.

5. Factor de reducción por tamaño de cuenca

En la Tabla 40 se muestra el cálculo para el factor de reducción de área por tamaño de cuenca el cual resulta ser de 0.96

Tabla 40. Cálculo del factor de reducción por tamaño de cuenca.

	Áre	Área Longitud del cauce		Pend	iente	co				
Cuenca	(ha)	(km²)	(km)	(m)	Media (%)	Taylor & Schwartz (%)	Kirpich (h)	Rowe (h)	Prom. (h)	FRA
Gral.	5919.16	59.19	14.65	14,653.24	2.82%	0.09%	7.71	7.68	7.70	0.96

6. Hietogramas de diseño

Para generar los Hietogramas de diseño se empleó el método de la intensidad instantánea utilizando el modelo de Chow para lo cual se utilizó la ecuación correspondiente de la Tabla 7 y los coeficientes obtenidos en la tabla 35. Para la duración de la tormenta se ajustaron los tiempos de concentración de las cuencas a duraciones con minutos pares, por cuestiones de espacio en este trabajo solo se muestra el proceso de cálculo para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 30 minutos, el proceso de cálculo se muestra en la tabla 41 y en la Figura 43 se muestra el grafico del hietograma resultante

Se empleó la ecuación deducida para el método de la intensidad instantánea del modelo de Chow.

$$i_a = i_b = T^{\psi} \cdot \lambda \cdot \left[\frac{1}{(\theta + d)^{\eta}} - \frac{\eta \cdot d}{(\theta + d)^{\eta + 1}} \right]$$

Tabla 41. Hietograma por el método de intensidad instantánea empleando la relación de Chow, Tr 10 años.

1	2	3	4	5	6
Tiempo t (min)	Tiempo relativo ta, tb (min)	Td (min)	Intensidad (mm/h)	Intensidad x FRA (mm/h)	Precipitación incremental (mm)
0	15	30.00	40.68	39.05	
1	14	28.00	43.07	41.34	0.67
2	13	26.00	45.77	43.93	0.71
3	12	24.00	48.85	46.89	0.76
4	11	22.00	52.39	50.30	0.81
5	10	20.00	56.52	54.26	0.87
6	9	18.00	61.39	58.94	0.94
7	8	16.00	67.23	64.54	1.03
8	7	14.00	74.34	71.37	1.13
9	6	12.00	83.22	79.89	1.26
10	5	10.00	94.62	90.84	1.42
11	4	8.00	109.83	105.44	1.64
12	3	6.00	131.23	125.98	1.93
13	2	4.00	163.86	157.31	2.36
14	1	2.00	221.35	212.50	3.08
15	0	-	392.84	377.13	4.91
16	1	2.00	221.35	212.50	4.91
17	2	4.00	163.86	157.31	3.08
18	3	6.00	131.23	125.98	2.36
19	4	8.00	109.83	105.44	1.93
20	5	10.00	94.62	90.84	1.64
21	6	12.00	83.22	79.89	1.42
22	7	14.00	74.34	71.37	1.26
23	8	16.00	67.23	64.54	1.13
24	9	18.00	61.39	58.94	1.03
25	10	20.00	56.52	54.26	0.94
26	11	22.00	52.39	50.30	0.87
27	12	24.00	48.85	46.89	0.81
28	13	26.00	45.77	43.93	0.76
29	14	28.00	43.07	41.34	0.71
30	15	30.00	40.68	39.05	0.67

Precipitación acumulada mm

Proceso de cálculo del hietograma:

- Primeramente se registra el tiempo de duración en la columna 1 en minutos pares, para este trabajo se eligió un paso entre cálculos de 1 minuto. Sin embargo se puede emplear un paso mayor, además se debe tomar en cuenta el coeficiente de avance que define la posición del pico o punto de intensidad máxima. Por otra parte, es necesario emplear un paso pequeño cuando nos aproximamos al punto de intensidad máxima. Para nuestro caso se utilizó un coeficiente de avance de 0.50.
- En la columna 2 se registra el tiempo relativo (t_a, t_b) de acuerdo al coeficiente de avance.
- En la columna 3 se coloca el tiempo total entre las intersecciones (t_a, t_b) que es igual a T_d
- La columna 4 registra el resultado obtenido por el método de la intensidad instantánea empleando el modelo de Chow para un Tr=10 años en dónde la variable "d" en la ecuación corresponde al Tiempo "Td" obtenido en la columna 3 y (T) es el periodo de retorno considerado de 10 años. Se emplearon los valores obtenidos anteriormente que son λ= 1042.328000, ψ= 0.211060, θ= 4.313656 y η= 0.761984.
- La intensidad obtenida se afecta por el factor de reducción de área (0.96 para nuestro caso) y se anota en la columna 5.
- Finalmente se obtiene la precipitación incremental como: promedio de intensidades (i_i, i_j) multiplicado por la diferencia de tiempos de la columna 1 $(t_i t_i)/60$.

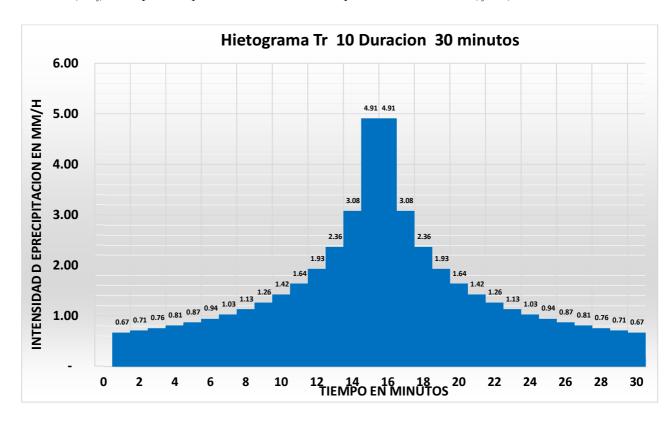


Figura 43. Hietograma, Tr 10 años, duración 30 minutos.

7. Determinación de parámetros K y x

e) Para la determinación de los parámetros K y x necesarios para el tránsito de hidrogramas se consideraron los métodos propuestos por Xiao-meng SONG et al, Linsley et al, 1958 y el Instituto en Dinámica Fluvial e Ingeniería Hidrológica, Universidad Politécnica de Cataluña, España. La Tabla 42 muestra un resumen de los valores obtenidos.

Tabla 42. Resumen de valores de K, X y N para el tránsito de hidrogramas.

Xiao-Me	ng SONG et al	Linsley 6	et al, 1958	Instituto	Flumen		Promedios	
K	X	K	X	K	X	K	X	N
1.68	0	7.56	-	2.10	-	3.78	0.00	52
0.09	0.460902144	0.12	0.10	0.29	-	0.17	0.19	4
0.88	0	2.63	-	0.97	-	1.49	0.00	27
0.18	0	0.44	-	0.30	-	0.31	0.00	7
0.07	0	0.15	-	0.15	-	0.12	0.00	3
0.15	0.478993929	0.18	0.20	0.41	-	0.24	0.23	5
0.26	0.493885533	0.27	0.20	0.61	-	0.38	0.23	9
0.99	0	2.53	-	1.01	-	1.51	0.00	31
0.01	0	0.02	-	0.03	-	0.02	0.00	1
0.36	0.495558585	0.21	0.20	0.47	-	0.35	0.23	12
0.34	0	0.68	-	0.44	-	0.48	0.00	11
2.00	0	7.16	-	2.24	-	3.80	0.00	61
0.15	0	0.36	-	0.27	-	0.26	0.00	5
0.02	0	0.11	-	0.08	-	0.07	0.00	2
0.43	0	1.57	-	0.77	-	0.93	0.00	14
1.44	0	6.99	-	2.00	-	3.48	0.00	44
0.29	0.279666748	0.65	-	0.65	-	0.53	0.09	10
1.60	0.2145718	2.64	-	1.06	-	1.77	0.07	49
1.12	0.239891053	1.62	-	0.83	-	1.19	0.08	35
0.23	0.484321383	0.31	0.10	0.59	-	0.37	0.19	8
0.80	0	2.82	-	1.27	-	1.63	0.00	25

Método propuesto por (Xiao-meng SONG et al, 2011).

En este método para la determinación de los parámetros K y x es necesario conocer el gasto que transita por los cauces (gasto de referencia Q_o); gastos que es el motivo principal de nuestro estudio. Para encontrar estos gastos se utilizó primeramente un gasto de referencia de 1 m3/s para todos los cauces y periodos de

retorno, con estos valores iniciales y por medio de iteraciones en el modelo de la cuenca en HEC-HMS se obtuvieron los gastos de referencia mostrados en la Tabla 43. Por otra parte, empleando la Tabla 6, se seleccionó un coeficiente de Rugosidad de Manning de 0.10 que corresponde a condiciones promedio; A) Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas hasta de 30 m. 1. Corrientes en planicies. h). Tramos con mucha hierba. En la Tabla 44 se muestran los valores finales de K y x a obtenidos por este metodo.

Tabla 43. Gasto de referencia m3/s para la determinación de K y x.

Tramo	Longitud del cauce (km)	Longitud del cauce (m)	Pendiente Media	Q ₀ para Tr 2 años	Qo para Tr 5 años	Q _o para Tr 10 años	Q _o para Tr 20 años	Q _o para Tr 25 años	Q _o para Tr 50 años	Q _o para Tr 100 años	Rugosidad Manning
R110	2.85	2847.9	0.016%	20.70	27.30	33.40	40.70	43.30	52.50	63.60	0.10
R120	0.62	622.3	1.249%	22.60	32.70	43.40	57.60	63.00	83.30	109.30	0.10
R130	1.05	1052.8	0.018%	1.60	3.10	4.80	7.10	8.00	11.50	16.00	0.10
R160	0.27	273.1	0.037%	1.70	3.20	4.80	7.00	7.80	10.90	14.80	0.10
R170	0.12	118.3	0.058%	1.90	3.50	5.30	7.70	8.50	11.90	16.30	0.10
R190	1.00	1001.5	1.389%	23.20	33.50	43.80	56.80	61.50	78.70	99.60	0.10
R200	1.87	1866.6	2.049%	15.30	22.90	30.50	40.10	43.60	56.40	72.10	0.10
R210	1.18	1181.9	0.023%	1.80	2.50	3.30	4.30	4.60	6.10	7.90	0.10
R220	0.01	12.1	0.052%	3.20	4.50	5.90	7.60	8.30	10.70	13.80	0.10
R250	1.29	1285.2	1.684%	-	0.10	0.70	2.30	3.10	6.90	12.80	0.10
R280	0.47	473.8	0.045%	0.80	1.70	2.60	4.10	4.70	6.90	10.00	0.10
R30	3.44	3437.7	0.024%	12.20	16.20	19.90	24.20	25.70	31.10	37.40	0.10
R310	0.24	238.1	0.041%	3.20	4.60	5.90	7.60	8.30	10.70	13.80	0.10
R40	0.04	38.9	0.015%	53.10	71.90	90.90	111.80	119.70	146.80	182.40	0.10
R50	0.92	921.1	0.033%	18.70	26.80	36.60	45.50	49.40	63.70	81.50	0.10
R60	2.71	2712.1	0.017%	29.80	41.20	53.40	65.90	70.80	88.60	110.30	0.10
R70	1.16	1156.1	0.210%	25.70	37.20	51.00	64.20	69.80	91.00	117.60	0.10
R720	1.30	1301.8	0.025%	-	-	-	0.20	0.30	0.80	1.60	0.10
R820	1.05	1050.9	0.039%	-	-	-	0.20	0.30	0.80	1.70	0.10
R90	1.59	1587.6	1.266%	26.70	38.40	50.30	65.90	71.70	93.50	120.90	0.10
R920	1.87	1868.3	0.041%	20.70	29.70	40.50	50.40	54.70	70.60	90.50	0.10

Tabla 44. Valores de K y x para secciones rectangulares, método de Xiao-meng Song et al., 2011.

Tramo				Valor	Método res de K y					ares				
Tramo	K2	K5	K10	K20	K25	K50	K100	x2	x5	x10	x20	x25	x50	x100
R110	1.67	1.58	1.52	1.46	1.44	1.39	1.34	-	ı	-	-	-	-	-
R120	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08	0.07	0.07	0.47	0.47	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46
R130	1.00	0.88	0.80	0.74	0.72	0.67	0.63	-	-	-	-	-	-	-
R160	0.21	0.18	0.17	0.16	0.15	0.14	0.13	-	-	-	-	-	-	-
R170	0.08	0.07	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	-	-	-	-	-	-	-
R190	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11	0.49	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
R200	0.27	0.25	0.24	0.22	0.22	0.21	0.20	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
R210	1.02	0.95	0.90	0.85	0.84	0.80	0.76	-	1	-	-	-	-	-
R220	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-
R250		0.54	0.37	0.29	0.27	0.23	0.21	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.49	0.49
R280	0.39	0.34	0.31	0.28	0.27	0.25	0.24	-	-	-	-	-	-	-
R30	1.99	1.88	1.80	1.73	1.71	1.65	1.59	-	1	-	-	-	-	-
R310	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.12	0.11	-	ı	-	-	-	-	-
R40	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	-	ı	-	-	-	-	-
R50	0.44	0.41	0.39	0.37	0.36	0.35	0.33	-	-	-	-	-	-	-
R60	1.46	1.37	1.30	1.24	1.23	1.17	1.12	-	-	-	-	-	-	-
R70	0.30	0.28	0.26	0.25	0.25	0.23	0.22	0.35	0.33	0.32	0.30	0.30	0.28	0.26
R720				1.69	1.56	1.28	1.12	0.50	0.50	0.50	0.01	-	-	-
R820				1.19	1.10	0.90	0.78	0.50	0.50	0.50	0.16	0.12	-	-
R90	0.24	0.22	0.21	0.20	0.20	0.19	0.18	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48	0.48
R920	0.83	0.77	0.72	0.69	0.68	0.65	0.62	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 45. Valores de K y x para secciones triangulares, método de Xiao-meng Song et al., 2011

Tramo		Método de Xiao-meng SONG et al. Valores de K y X para secciones triangulares												
Tramo	K2	K5	K10	K20	K25	K50	K100	x2	x5	x10	x20	x25	x50	x100
R110	2.09	1.98	1.90	1.83	1.80	1.74	1.67	-	-	-	-	-	-	-
R120	0.12	0.11	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.47	0.46	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45
R130	1.25	1.10	1.00	0.93	0.91	0.84	0.79	-	-	-	-	-	-	-

R160	0.26	0.23	0.21	0.19	0.19	0.18	0.17	-	-	-	-	-	-	-
R170	0.10	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.06	-	-	-	-	-	•	
R190	0.19	0.17	0.17	0.16	0.15	0.15	0.14	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.47	0.47
R200	0.34	0.31	0.30	0.28	0.28	0.26	0.25	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
R210	1.27	1.19	1.12	1.07	1.05	0.99	0.94	-	-	-	-	-	-	-
R220	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	ı	1	-	-	1	1
R250		0.68	0.46	0.36	0.34	0.29	0.26	0.50	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49
R280	0.49	0.42	0.39	0.35	0.34	0.32	0.29	-	ı	1	-	-	1	1
R30	2.48	2.35	2.25	2.17	2.14	2.06	1.98	-	-	-	-	-	-	-
R310	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.15	0.14	-	ı	1	-	-	1	1
R40	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	-	ı	ı	-	-	ı	ı
R50	0.55	0.51	0.48	0.46	0.46	0.43	0.41	-	ı	1	-	-	1	ı
R60	1.82	1.71	1.62	1.56	1.53	1.47	1.40	-	ı	ı	-	-	ı	ı
R70	0.37	0.35	0.33	0.31	0.31	0.29	0.28	0.31	0.29	0.27	0.25	0.25	0.23	0.20
R720				2.11	1.95	1.60	1.39	0.50	0.50	0.50	-	-	ı	ı
R820				1.49	1.37	1.13	0.97	0.50	0.50	0.50	0.08	0.02	-	1
R90	0.30	0.28	0.26	0.25	0.24	0.23	0.22	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
R920	1.03	0.96	0.90	0.86	0.85	0.81	0.77	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 46. Valores de K y x para secciones parabólicas, método de Xiao-meng Song et a.,, 2011.

Hidrograma	Método de Xiao-meng SONG et al. Valores de K y X para secciones parabólicas													
transitar	K2	K5	K10	K20	K25	K50	K100	x2	x5	x10	x20	x25	x50	x100
R110	1.92	1.82	1.75	1.68	1.66	1.60	1.54	-	1	-	-	-	-	-
R120	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09	0.08	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45
R130	1.15	1.01	0.92	0.85	0.83	0.78	0.73	-	-	-	-	-	-	-
R160	0.24	0.21	0.19	0.18	0.17	0.16	0.15	-	-	-	-	-	-	-
R170	0.09	0.08	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	-	ı	-	-	-	-	-
R190	0.17	0.16	0.15	0.14	0.14	0.14	0.13	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.47
R200	0.31	0.29	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
R210	1.17	1.09	1.03	0.98	0.97	0.91	0.87	-	-	-	-	-	-	-

R220	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-
R250		0.62	0.42	0.33	0.31	0.27	0.24	0.50	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49
R280	0.45	0.39	0.35	0.32	0.32	0.29	0.27	-	-	-	-	-	-	-
R30	2.28	2.16	2.07	1.99	1.97	1.89	1.83	-	-	-	-	-	-	-
R310	0.18	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	-	ı	ı	-	-	-	-
R40	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	-	ı	ı	-	-	-	-
R50	0.51	0.47	0.44	0.43	0.42	0.40	0.38	-	1	1	-	-	-	-
R60	1.68	1.57	1.49	1.43	1.41	1.35	1.29	-	ı	ı	-	-	-	-
R70	0.34	0.32	0.30	0.29	0.28	0.27	0.25	0.33	0.30	0.29	0.27	0.26	0.24	0.22
R720				1.94	1.79	1.47	1.28	0.50	0.50	0.50	-	-	-	-
R820				1.37	1.26	1.04	0.89	0.50	0.50	0.50	0.11	0.05	-	-
R90	0.27	0.26	0.24	0.23	0.23	0.21	0.20	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
R920	0.95	0.88	0.83	0.80	0.78	0.74	0.71	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 47. Valores de K y x promediando los tipo de sección, método de Xiao-meng Song et al., 2011.

Hidrograma	Método de Xiao-meng SONG et al. Valores de K y X promediando las secciones													
transitar	K2	K5	K10	K20	K25	K50	K100	x2	x5	x10	x20	x25	x50	x100
R110	1.90	1.79	1.72	1.66	1.64	1.57	1.51	-	-	-	-	-	-	-
R120	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.46	0.45
R130	1.13	0.99	0.91	0.84	0.82	0.76	0.72	-	-	-	-	-	-	-
R160	0.23	0.21	0.19	0.18	0.17	0.16	0.15	-	-	-	-	-	-	-
R170	0.09	0.08	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	-	-	-	-	-	-	-
R190	0.17	0.16	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.47
R200	0.31	0.28	0.27	0.25	0.25	0.24	0.23	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
R210	1.15	1.08	1.02	0.97	0.95	0.90	0.86	-	-	-	-	-	-	-
R220	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-
R250		0.61	0.42	0.33	0.31	0.26	0.23	0.50	0.50	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49
R280	0.44	0.38	0.35	0.32	0.31	0.29	0.27	-	-	-	-	-	-	-

R30	2.25	2.13	2.04	1.96	1.94	1.87	1.80	-	-	-	-	-	-	-
R310	0.17	0.16	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	-	-	-	-	-	-	-
R40	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	-	ı	1	-	1	1	-
R50	0.50	0.47	0.44	0.42	0.41	0.39	0.37	-	-	-	-	•	•	1
R60	1.65	1.55	1.47	1.41	1.39	1.33	1.27	-	ı	1	-	1	1	-
R70	0.34	0.32	0.30	0.28	0.28	0.26	0.25	0.33	0.31	0.29	0.28	0.27	0.25	0.23
R720				1.92	1.77	1.45	1.26	0.50	0.50	0.50	0.00	•	•	-
R820				1.35	1.24	1.02	0.88	0.50	0.50	0.50	0.11	0.06	-	-
R90	0.27	0.25	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20	0.49	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.48
R920	0.94	0.87	0.82	0.78	0.77	0.73	0.70	-	-	-	-			-

Tabla 48. Valores de K, x y N, método de Xiao-meng Song et al., 2011

T		Valores Promedio	
Tramo	K	X	N
R110	1.68	-	102
R120	0.09	0.46	6
R130	0.88	-	53
R160	0.18	-	12
R170	0.07	-	5
R190	0.15	0.48	9
R200	0.26	0.49	16
R210	0.99	-	60
R220	0.01	-	1
R250	0.36	0.50	22
R280	0.34	-	21
R30	2.00	-	120
R310	0.15	-	9
R40	0.02	-	2
R50	0.43	-	26
R60	1.44	-	87
R70	0.29	0.28	18
R720	1.60	0.21	96
R820	1.12	0.24	68

R90	0.23	0.48	14
R920	0.80	-	49

Método propuesto por Linsley et al, 1958.

Tabla 49. Valores de K, xyN, método de Linsley et al, 1958.

Cauce	Longitud del cauce (km)	Longitud del cauce (m)	Desnivel km	Pendiente Taylor	K	x
R110	2.85	2,847.85	0.00045	0.016%	7.56	-
R120	0.62	622.34	0.00777	1.249%	0.12	0.10
R130	1.05	1,052.76	0.00019	0.018%	2.63	-
R160	0.27	273.14	0.00010	0.037%	0.44	-
R170	0.12	118.28	0.00007	0.058%	0.15	-
R190	1.00	1,001.54	0.01391	1.389%	0.18	0.20
R200	1.87	1,866.60	0.03825	2.049%	0.27	0.20
R210	1.18	1,181.90	0.00027	0.023%	2.53	-
R220	0.01	12.07	0.00001	0.052%	0.02	-
R250	1.29	1,285.18	0.02164	1.684%	0.21	0.20
R280	0.47	473.76	0.00021	0.045%	0.68	-
R30	3.44	3,437.68	0.00082	0.024%	7.16	-
R310	0.24	238.14	0.00010	0.041%	0.36	
R40	0.04	38.89	0.00001	0.015%	0.11	
R50	0.92	921.13	0.00031	0.033%	1.57	
R60	2.71	2,712.11	0.00045	0.017%	6.99	
R70	1.16	1,156.13	0.00243	0.210%	0.65	
R720	1.30	1,301.81	0.00033	0.025%	2.64	
R820	1.05	1,050.89	0.00041	0.039%	1.62	
R90	1.59	1,587.61	0.02010	1.266%	0.31	0.10
R920	1.87	1,868.28	0.00077	0.041%	2.82	

> Método propuesto por Instituto Flumen.

Tabla 50. Valores de K, x y N, método Instituto Flumen, España.

Tramo	Longitud del cauce (km)	Longitud del cauce (m)	Pendiente Taylor	K =	X
R110	2.85	2,847.85	0.016%	2.10	-
R120	0.62	622.34	1.249%	0.29	-
R130	1.05	1,052.76	0.018%	0.97	
R160	0.27	273.14	0.037%	0.30	
R170	0.12	118.28	0.058%	0.15	
R190	1.00	1,001.54	1.389%	0.41	
R200	1.87	1,866.60	2.049%	0.61	
R210	1.18	1,181.90	0.023%	1.01	
R220	0.01	12.07	0.052%	0.03	
R250	1.29	1,285.18	1.684%	0.47	
R280	0.47	473.76	0.045%	0.44	
R30	3.44	3,437.68	0.024%	2.24	
R310	0.24	238.14	0.041%	0.27	
R40	0.04	38.89	0.015%	0.08	
R50	0.92	921.13	0.033%	0.77	
R60	2.71	2,712.11	0.017%	2.00	
R70	1.16	1,156.13	0.210%	0.65	
R720	1.30	1,301.81	0.025%	1.06	
R820	1.05	1,050.89	0.039%	0.83	
R90	1.59	1,587.61	1.266%	0.59	
R920	1.87	1,868.28	0.041%	1.27	

8. Determinación de avenidas de diseño

En los 5 puntos de interés con la ayuda del programa HEC-HMS se determinaron las avenidas máximas para periodos de retorno de 2 hasta 100 años para condiciones AMC-II y AMC-III. En la tabla 51 se muestran los datos de entrada de las cuencas para el programa Hec HMS.

Tabla 51. Datos de cuencas para emplearse en el HEC-HMS.

Número de escurrimiento	Número de escurrimiento
para condiciones AMC-II	para condiciones AMC-III

Cuenca	Área km2	Tlag	Pendiente media cuenca	Rango	CN	S	Ia	CN	S	Ia
W320	4.49	74.12	2.59%	1 < S < 5	90.51	26.65	5.33	95.64	11.59	2.32
W330	1.29	93.79	0.07%	S≈0	88.00	34.64	6.93	94.40	15.06	3.01
W350	0.03	28.18	0.53%	S≈0	88.00	34.64	6.93	94.40	15.06	3.01
W380	2.46	349.22	0.24%	$S \approx 0$	88.00	34.64	6.93	94.40	15.06	3.01
W390	1.35	39.27	2.24%	1 < S < 5	88.95	31.57	6.31	94.87	13.73	2.75
W400	1.99	38.69	6.92%	S > 5	79.83	64.17	12.83	90.10	27.90	5.58
W410	1.15	27.45	11.36%	S > 5	61.26	160.62	32.12	78.44	69.83	13.97
W420	1.87	25.17	4.26%	1 < S < 5	85.14	44.34	8.87	92.95	19.28	3.86
W430	0.11	10.27	2.27%	1 < S < 5	81.26	58.59	11.72	90.88	25.47	5.09
W440	2.24	25.70	4.86%	1 < S < 5	90.77	25.84	5.17	95.76	11.23	2.25
W470	1.00	20.28	8.40%	S > 5	79.85	64.11	12.82	90.11	27.88	5.58
W490	3.05	23.49	5.47%	S > 5	86.53	39.53	7.91	93.66	17.19	3.44
W520	1.26	29.45	4.62%	1 < S < 5	87.47	36.39	7.28	94.14	15.82	3.16
W530	2.66	24.92	6.83%	S > 5	87.88	35.02	7.00	94.34	15.23	3.05
W540	1.77	16.45	16.48%	S > 5	58.63	179.19	35.84	76.53	77.91	15.58
W550	2.15	19.13	20.01%	S > 5	65.81	131.95	26.39	81.58	57.37	11.47
W570	0.01	398.63	0.02%	$S \approx 0$	88.00	34.64	6.93	94.40	15.06	3.01
W610	2.74	20.49	16.18%	S > 5	51.02	243.82	48.76	70.55	106.01	21.20
W620	2.77	21.89	19.69%	S > 5	55.76	201.50	40.30	74.35	87.61	17.52
W650	2.08	20.49	24.15%	S > 5	51.06	243.45	48.69	70.59	105.85	21.17
W690	4.39	359.57	1.34%	1 < S < 5	89.31	30.39	6.08	95.05	13.21	2.64
W700	0.59	76.61	15.46%	S > 5	82.36	54.41	10.88	91.48	23.66	4.73
W750	1.84	17.08	24.70%	S > 5	54.23	214.40	42.88	73.15	93.22	18.64
W790	4.55	115.56	4.89%	1 < S < 5	84.29	47.32	9.46	92.51	20.58	4.12
W800	1.25	50.90	18.59%	S > 5	65.14	135.91	27.18	81.13	59.09	11.82
W840	0.00	7.67	0.06%	$S \approx 0$	88.00	34.64	6.93	94.40	15.06	3.01
W850	1.72	70.78	10.43%	S > 5	65.75	132.29	26.46	81.54	57.52	11.50
W900	0.61	77.16	0.21%	S≈0	78.95	67.73	13.55	89.61	29.45	5.89
W940	1.16	100.02	0.11%	S≈0	81.78	56.58	11.32	91.17	24.60	4.92
W950	4.93	159.01	0.17%	S≈0	86.21	40.64	8.13	93.50	17.67	3.53
W960	2.31	125.03	0.19%	S≈0	88.00	34.64	6.93	94.40	15.06	3.01

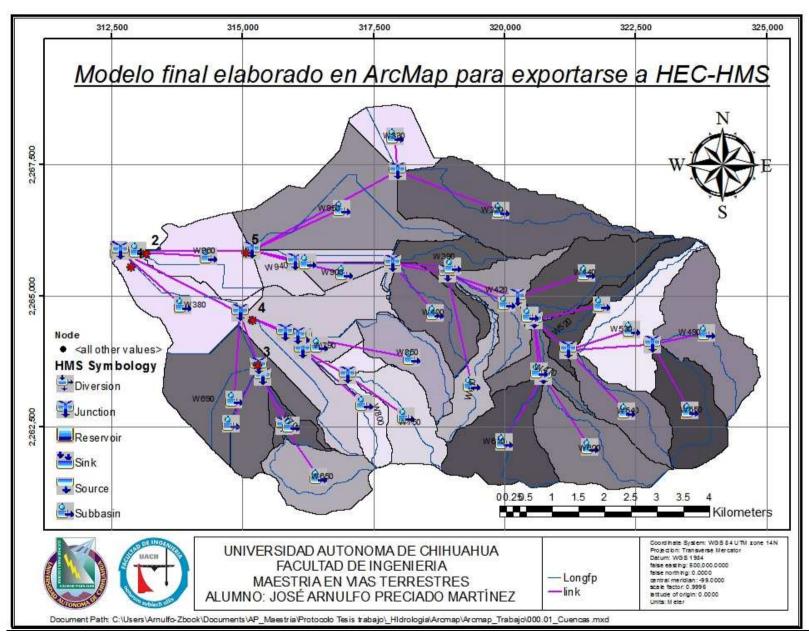


Figura 44. Modelo de las cuencas en HEC-HMS

En la Figura 44 se muestra el modelo final elaborado con la herramienta Hec-GeoHMS y en la figura 45 se tiene el modelo final exportado al HEC-HMS, a partir del cual se obtuvieron las avenidas máximas en los puntos de interés.

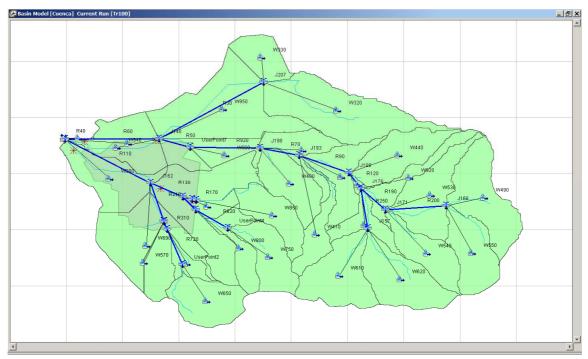


Figura 45. Modelo final de cuencas en Hec Hms.

Como resultado se tiene los gastos máximos en cada una de las ubicaciones presentadas en la Figura 37.

Tabla 52. Gastos máximos (m3/s) para distintos periodos de retorno considerando AMC-II

	UBICACIÓN / AREA DRENADA							
Tr	Descarga	P1	Р3	P4	P2	P5		
	59.81 km2	16.44 km2	2.67 km2	4.81 km2	38.60 km2	38.60 km2		
2	53.70	21.00	3.20	2.40	30.40	37.60		
5	72.80	27.70	4.50	4.70	42.10	52.10		
10	92.20	33.90	5.90	7.20	54.60	67.90		
20	113.50	41.30	7.50	10.70	67.40	83.80		
25	121.60	43.90	8.10	12.00	72.50	90.10		
50	149.20	53.40	10.30	17.30	90.80	113.20		
100	185.80	64.60	12.90	24.10	113.00	141.30		

Tabla 53. Volumen escurrido (1,000 m3) para distintos periodos de retorno considerando AMC-II

Tr	UBICACIÓN / AREA DRENADA							
	Descarga	P1	Р3	P4	P2	P5		
	59.81 km2	16.44 km2	2.67 km2	4.81 km2	38.60 km2	38.60 km2		
2	1,258.20	411.90	12.10	12.40	627.10	628.20		
5	1,707.80	554.50	17.30	23.80	864.40	865.90		
10	2,147.90	687.80	22.30	36.50	1,106.90	1,109.00		
20	2,648.20	849.20	29.10	54.20	1,370.60	1,373.20		
25	2,833.10	907.60	31.80	61.00	1,470.10	1,472.90		
50	3,436.90	1,114.00	42.10	87.40	1,829.10	1,832.60		
100	4,280.20	1,362.10	55.80	122.00	2,260.60	2,265.00		

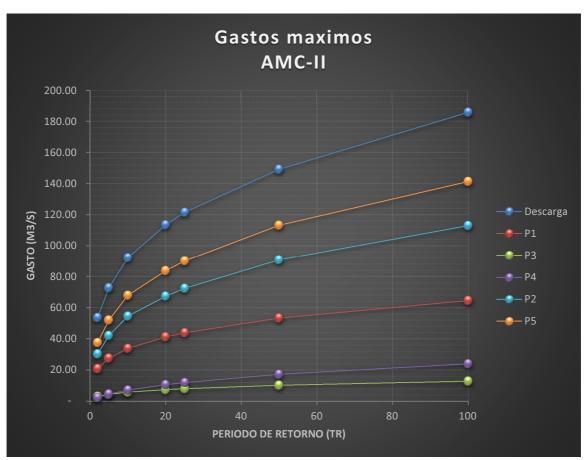
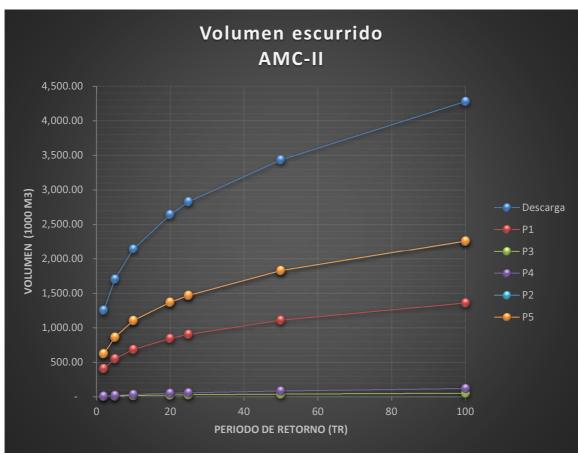


Figura 46. Gráfico de gastos máximos para distintos periodos de retorno considerando AMC-II



 $Figura~47.~Gr\'{a}fico~de~volumen~escurrido~para~distintos~periodos~de~retorno~considerando~AMC-II$

Tabla 54. Gastos máximos (m3/s) para distintos periodos de retorno considerando AMC-III

	UBICACIÓN / AREA DRENADA								
Tr	Descarga	P1	Р3	P4	P2	P5			
	59.81 km2	16.44 km2	2.67 km2	4.81 km2	38.60 km2	38.60 km2			
2	81.60	28.40	5.70	10.70	49.70	62.10			
5	106.80	36.30	7.60	15.90	65.60	82.40			
10	132.60	43.70	9.40	21.20	82.90	104.90			
20	158.50	52.50	11.60	27.70	98.60	124.70			
25	168.50	55.60	12.30	30.10	105.00	132.90			
50	202.30	66.50	15.20	38.70	127.70	162.20			
100	246.00	79.50	18.60	49.10	154.60	197.00			

Tabla 55. Volumen escurrido (1,000 m3) para distintos periodos de retorno considerando AMC-III.

	UBICACIÓN / AREA DRENADA								
Tr	Descarga	P1	Р3	P4	P2	P5			
	59.81 km2	16.44 km2	2.67 km2	4.81 km2	38.60 km2	38.60 km2			
2	1,878.30	597.40	24.60	53.90	992.70	994.70			
5	2,436.30	773.50	35.50	80.70	1,299.30	1,301.80			
10	2,980.80	935.70	46.50	107.40	1,613.40	1,616.50			
20	3,563.60	1,128.20	60.50	140.70	1,924.90	1,928.70			
25	3,780.00	1,196.90	65.60	152.70	2,044.40	2,048.50			
50	4,485.00	1,437.00	84.50	196.50	2,469.30	2,474.20			
100	5,436.70	1,720.50	107.80	249.80	2,969.20	2,975.10			

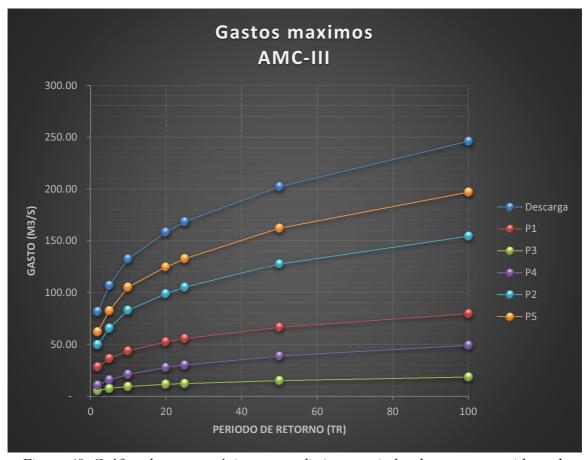


Figura 48. Gráfico de gastos máximos para distintos periodos de retorno considerando AMC-III.

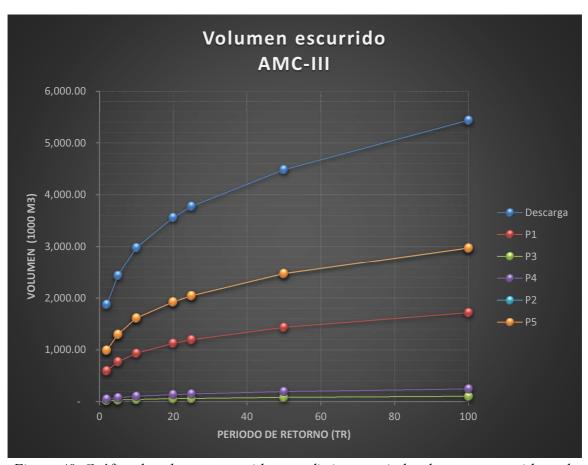


Figura 49. Gráfico de volumen escurrido para distintos periodos de retorno considerando AMC-III.

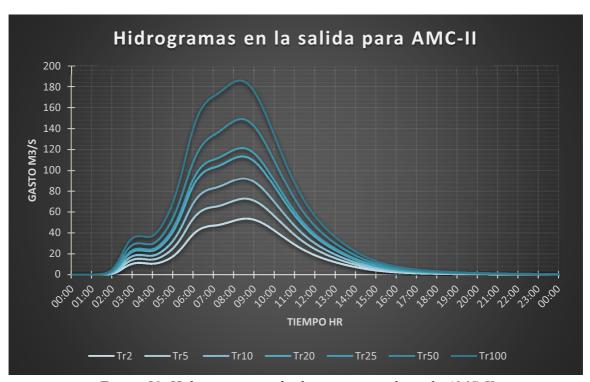


Figura 50. Hidrogramas en la descarga considerando AMC-II

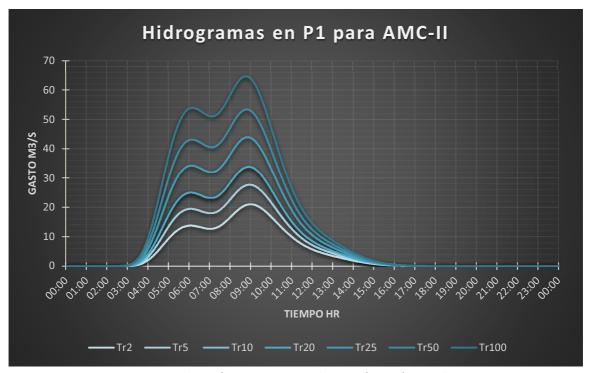


Figura 51. Hidrogramas en P1 considerando AMC-II

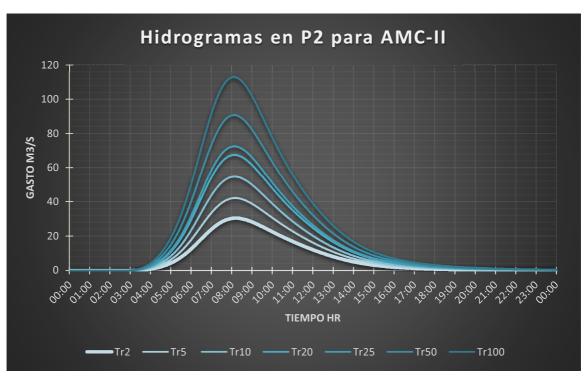


Figura 52. Hidrogramas en P2 considerando AMC-II

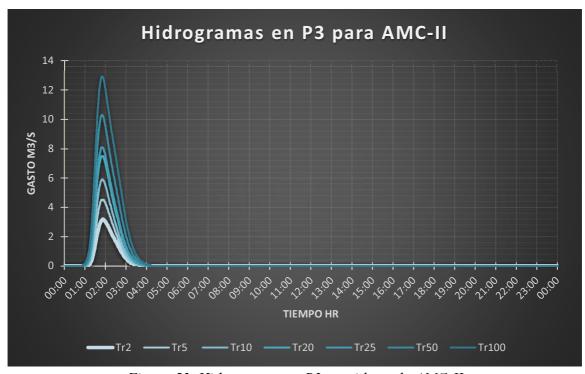


Figura 53. Hidrogramas en P3 considerando AMC-II

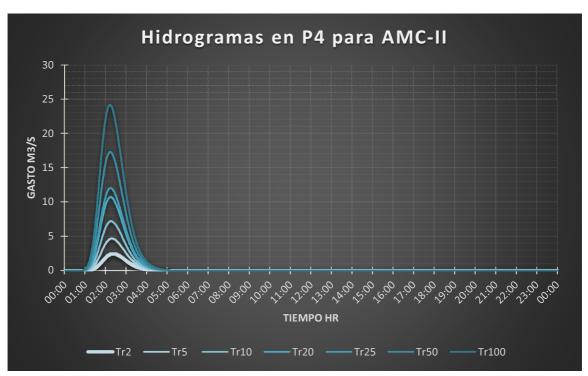


Figura 54. Hidrogramas en P4 considerando AMC-II

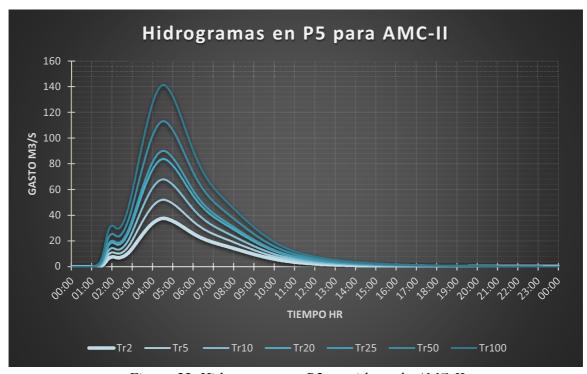


Figura 55. Hidrogramas en P5 considerando AMC-II

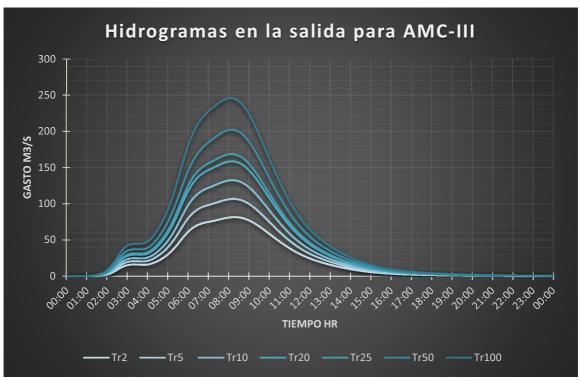


Figura 56. Hidrogramas en la salida considerando AMC-III

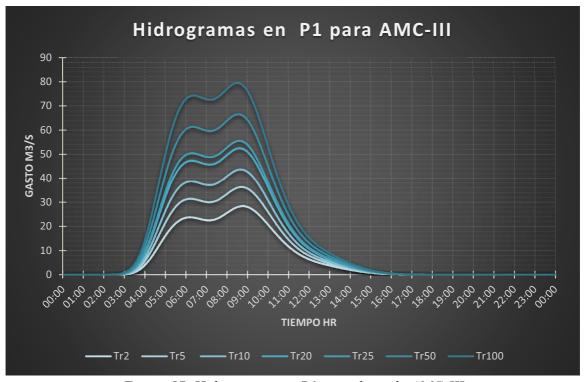


Figura 57. Hidrogramas en P1 considerando AMC-III

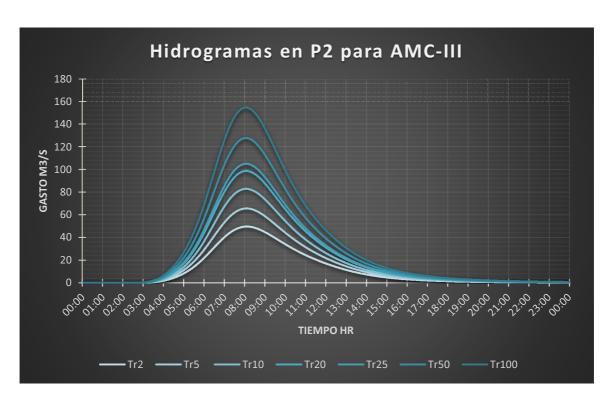


Figura 58. Hidrogramas en P2 considerando AMC-III

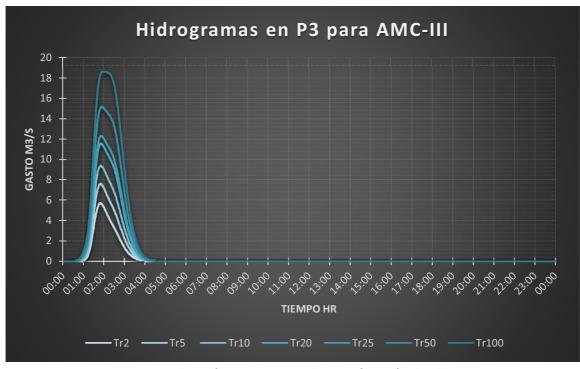


Figura 59. Hidrogramas en P3 considerando AMC-III

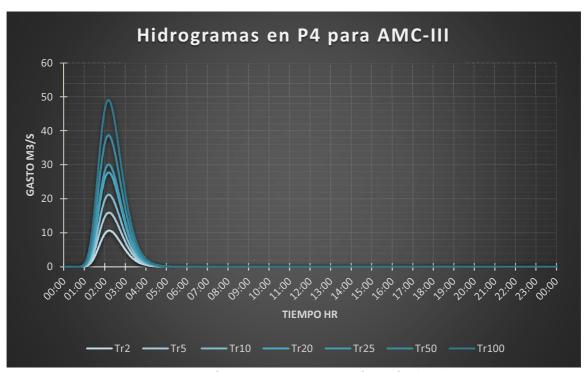


Figura 60. Hidrogramas en P4 considerando AMC-III

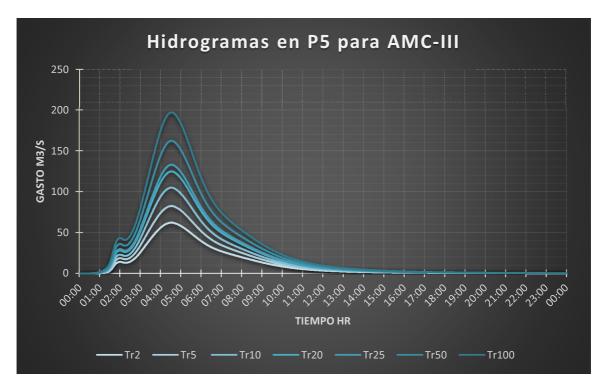


Figura 61. Hidrogramas en P5 considerando AMC-II

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se desarrolló una metodología para el pronóstico del caudal en cuencas no aforadas, mediante software comercial, información digital de diferentes dependencias públicas tales como INEGI, SCT e IMTA.

Para aplicar esta metodología es necesario considerar las siguientes recomendaciones: Todos los modelos IDF obtenidos para las 12 estaciones tratadas mantienen correspondencia con los mapas de Isoyetas de la Secretaria de Comunicaciones y transportes de dónde fueron obtenidas. En lo particular el modelo propuesto por Koutsoyiannis tiene la mejor correspondencia en la mayoría de los casos, seguido del modelo propuesto por Chow. Se recomienda utilizar siempre el modelo que presente un mejor ajuste al sitio de estudio.

Dependiendo del intervalo seleccionado, se presenta cierta variación en la precipitación total obtenida en los hietogramas para los dos métodos seleccionados, esta variación es mayor mientras más grande sean los intervalos de tiempo considerados. Se recomienda entonces para el método de la intensidad instantánea emplear intervalos cercanos a un minuto. Los cálculos se pueden hacer fácilmente en hojas electrónicas y pasarse al HEC-HMS para la obtención de hidrogramas de diseño.

Para la cuenca en estudio se obtuvo la ecuación IDF que mejor se ajusta y su correspondiente ecuación para generar los hietogramas de diseño por medio del método de la intensidad instantánea, siendo esta la correspondiente al modelo propuesto por Chow. En base a la información disponible en línea, se obtuvieron los hidrogramas de diseño para condiciones previas a la urbanización en ubicaciones dónde es de interés conocer las avenidas máximas.

Mediante la metodología propuesta es posible crear fácilmente un modelo hidrológico para el pronóstico de crecientes en cuencas no aforadas considerando distintas condiciones de cobertura vegetal, uso de suelo y condición de humedad.

Para cualesquier plan de urbanización es indispensable obtener los hidrogramas de las cuencas considerando las condiciones previas y posteriores a la misma, de manera que en base a los hidrogramas obtenidos antes y después de la urbanización se pueden diseñar obras hidráulicas para minimizar el impacto producto de la urbanización (impacto hidrológico cero), así como de ser necesario diseñar obras de protección para evitar inundaciones.

Habrá que resaltar que existe una gran posibilidad de que los datos utilizados para generar los modelos mediante la metodología propuesta (probablemente con excepción de la superficie de la cuenca), no reflejen en su totalidad las condiciones reales de la cuenca y por tanto las avenidas estimadas sean diferentes a las avenidas reales, para minimizar esto, se pueden calibrar los modelos obtenidos en HEC-HMS utilizando información real de alguna estación hidrométrica dentro o cercas de la cuenca (ampliando el área de estudio).

BIBLIOGRAFÍA

- Akan, A. O. (1993). Urban Stormwater Hydrology A Guide to Engineering Calculations. Lancaster, Pennsylvania: CRC Press.
- Akan, A. O., & Houghtalen, R. J. (2003). Urban Hydrology, Hydraulics, and Stormwater Quality. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Aparicio, M, F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México: Limusa. 302 pp.
- Arcement, G. J., & Schneider, V. R. (1989) Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 38 pp.
- Ben-Hur Ruiz Morelos, Pedro Rivera Ruiz, Marco A. Salas Salinas. (2016). Visor de Números de Escurrimiento (VNE), versión 1.0. Diciembre 2016, Subcoordinación de Hidrología Superficial, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Sitio web: http://hidrosuperf.imta.mx/VNE/
- Bernard, M.M., 1932. Formulas for rainfall intensities of long durations. Trans. ASCE, vol. 96, p. 592-624.
- Campos A, D. F., 2010. Introducción a la hidrología urbana. Printego, San Luis Potosí. 269 pp.
- Campos A, D. F., 2000. Tránsito hidrológico de crecientes en ríos con flujo lateral. Agrociencia, vol. 34, núm. 3, Texcoco, Mexico, mayo-junio, 2000, pp. 271-281
- Campos A, D.F., 1998. Procesos del ciclo hidrológico. Universitaria Potosina, San Luis Potosi p. 2-5
- Campos A, D.F., 1994. Modelo matemático determinístico para pronóstico de crecientes en cuencas rurales. Ingeniería Hidráulica en México Vol. IX Núm. 1, págs.: 43-62 eneroabril de 1994.

- Campos A., D. F. 1993. Algoritmo para pronóstico de crecientes en cuencas rurales discretizadas. In: Memoria XIX Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería, A.C. México, D. F. pp: 113-117.
- Chow, V.T., Maidment, D.R. y Mays, L.W., 1994. Hidrología Aplicada. McGraw-Hill. Interamericana, S. A. Colombia. 584 pp.
- Clarke, R. T. 1 973. Review Of Some Mathematical Models Used in Hydrology, with Observations on their Calibration and Use'. Journal of Hydrology, Vol. 19, pp. 1-20.
- Dooge, J. C. l. 1978. 'General Report on Model Structure and Classification'. pp. 1-21 in the Proc. of Symp. On Logistics and Benefits of Using Mathematical Models Of Hydrology and Water Resources Systems, edited by A. J. Askew, F. Greco y J. Kindler. Pisa, Italy. Pergamon Press Publication.
- Fletcher, R., 2000. Practical Methods of Optimization. John Wiley y Sopns LTD, Great Britain, 436pp.
- Gray, D. M., and J. M. Wigham. 1970. Handbook on the Principles of Hydrology. Section VIII. 6: Flood Routing. Water Information Center. New York, USA. pp. 8.47-8.63.
- Haber, A. y Runyon, R.P., 1973. Estadística General. Fondo Educativo Interamericano, S.A., USA, 371 pp.
- Instituto Flumen, 2004. Manual de utilización del programa HEC-HMS. Universidad Politecnica de Cataluña, España. 35 pp.
- Jones, S. B. 1981. Choice of space and time steps in the Muskingum-Cunge flood routing method. Proc. Institution of Civil Engineers 71: 759-772.
- Keifer, C. y Chu, H. 1957. Synthetic Storm Pattern for rainage Design. Journal of Hydraulics Division. American Society of Civil Engineers, Vol. 83, No 4, pp. 1-25. USA.
- Koutsoyiannis, D., Kozonis, D. and Manetas, A., 1998. A Mathematical Framework for Studying Rainfall Intensity-Duration-Frequency Relationships. Journal of Hydrology, vol. 206, p. 118-135.
- Linsley, R. K., Kholer, M.A., Paulhus, J. L. H., Hydrology for enginners, 1958. McGRAW-HILL BOOK COMPANY, U.S.A: 340 pp.

- Mockus, V. Hydrologic soil-cover complexes. Hydrology in National Engineering Handbook, U. S. Soil Conservation Service. Washington, D. C. U.S.A. 1972
- Nocodal, J. and Wright, J., 2000. Springer Series in Operations Research: Numerical Optimization. Springer-Verlag New York, Inc, 636 pp.
- Pereyra-Díaz D, Pérez-Sesma JAA, Gómez-Romero L., 2004. Ecuaciones que estiman las curvas intensidad-duración-periodo de retorno de la lluvia. GEOS, 2004, Vol. 24, No. 1, p. 46-56.
- Pereyra, D.D., 2012. Dos modelos matemáticos no lineales para estimar la intensidadduración-período de retorno de eventos de lluvia. Universidad y ciencia Vol. 28 No. 3.
- Ponce, V.M., 1989. Engineering Hydrology. Principles and Practices, Prentice Hall, primera edición. New Jersey, USA, 640 pp.
- Ponce, V. M. (1994). Engineering Hydrology. Principles and Practices. New Jersey, USA: Prentice Hall, Inc.
- Raudkivi, A. J. 1979. Hydrology. An Avanced Introduction of Hydrological Processes and Modelling. Chapter 8: Flood Routing. Pergamon Press. Oxford, England. pp: 242-290.
- SCS: National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology, Soil Conservation Service, USDA, Washington, D.C., 2004.
- Sherman, C.W., 1931. Frequency and intensity of excessive rainfall at Boston, Mass. Trans. Am. S.C.E., vol. 95, p. 951-960.
- Statsoft, Inc., 1999. Statistica for windows, computer program manual, 99 edition, Tulso OK. USA.
- USACE (U.S. Army Corps of Engineers). 1981. HEC-1. Flood Hydrograph Package. Users Manual. Section 2: Model Components. The Hydrologic Engineering Center. Davis, California, USA. 192 p.
- USACE (U.S. Army Corps of Engineers). 1994. Flood-Runoff Analysis ENGINEER MANUAL, EM 1110-2-1417, Washington, DC 20314-1000, pp: 9-13 a 9-15).

- Viessman, W., J. W. Knapp, G. L. Lewis, and T. E. Harbaugh. 1977. Introduction to Hydrology. Theme: Hydrologic Routing. 2nd ed. Harper & Row. New York, USA. pp: 89-156.
- Weinmann, P. E., and E. M. Laurenson. 1979. Approximate flood routing methods: A review. J. Hydraulics Div. 105: 1521-1536.
- Wenzel, H.G., 1982. Rainfall for urban stormwater design, in Urban Storm Water Hydrology. Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union. Washington, D.C., USA.
- World Meteorological Organization / United Nations Educational Scientific and Cultural Organization (WMO- UNESCO). 1974. 'Glosario Hidrológico Internacional'. WMO/OMM/BMO-No.385. Secretaría de la Organización Meteorológica Mundial. Ginebra, Suiza. Primera edición (393 páginas).
- Song Xiao-meng, Fan-zhe KONG1, Zhao-xia ZHU, 2011. Application of Muskingum routing method with variable parameters in ungauged basin. Water Science and Engineering, Mar. 2011, Vol. 4, No. 1, 1-12