

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS
DE HIDALGO.**



Cuerpo Académico Gestión Integral del Agua

**“ESTUDIO HIDROLÓGICO ACORDE A LOS REQUISITOS PARA
SOLICITAR PERMISO PARA REALIZAR OBRAS EN CAUCE Y ZONA
FEDERAL.”**

TESIS.

**PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL.**

PRESENTA:

P.I.C. CRISTHIAN AMADOR HEREDIA RODRÍGUEZ.

ASESOR:

DRA. SONIA TATIANA SANCHEZ QUISPE.



MORELIA, MICHOACÁN, NOVIEMBRE DE 2011



AGRADECIMIENTOS:

Dedico este trabajo:

A MIS PADRES:

La Sra. Alicia Rodríguez Bedolla.

El Ing. José Amador Heredia Huerta.

Por su sacrificio, paciencia y confianza que me han brindado durante toda mi carrera profesional, sobre todo el amor y el apoyo económico que siempre tuve de ellos.

A MI NOVIA:

Iltze Andrea Castrejón Álvarez.

Por haber estado siempre conmigo dándome su amor y su comprensión en todo momento en las malas y en las buenas.

A MIS HERMANOS:

Karina Refugio Heredia Rodríguez.

Lic. Brenda Selene Heredia Rodríguez.

José Eduardo Heredia Rodríguez.

De quienes siempre tuve su apoyo incondicionalmente, cariño y su amor para salir adelante.



A MI ASESOR Y TUTORA:

La Dra. Sonia Tatiana Sánchez Quispe.

Por su gran apoyo en todo momento, amistad, conocimientos otorgados y su gran confianza como mi tutora que siempre me tuvo durante mi carrera profesional.

A MI PADRINO:

El Dr. Constantino Domínguez Sánchez.

Quien como profesor mío, me inculco muchos conocimientos, además de que lo considere no solo como profesor si no como un amigo de confianza.

A LA UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO:

Por participar dentro de mi preparación profesional con muy buenos maestros y ser orgullosamente nicolaita.

CON ORGULLO Y RESPETO:

La satisfacción de poder ser un profesional en la vida, muy pocos la tienen, por eso doy muchas gracias a Dios y a todas las personas que siempre estuvieron conmigo durante mi carrera profesional.

P.I.C. CRISTHIAN AMADOR HEREDIA RODRÍGUEZ.



**ESTUDIO HIDROLÓGICO ACORDE A
LOS REQUISITOS PARA SOLICITAR
PERMISO PARA REALIZAR OBRAS
EN CAUCE Y ZONA FEDERAL.**



ÍNDICE:

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I ANTECEDENTES.....	3
I.I Definiciones.....	4
I.II Disciplinas científicas de la Hidrología General.....	4
I.III Disciplinas prácticas de la Hidrología.....	5
I.IV Ciclo Hidrológico.....	5
I.V Hidrología Superficial.....	6
I.VI Sistemas hidrológicos.....	6
I.VII Características del cauce de zona de estudio.....	7
I.VIII Características del lugar.....	8
CAPITULO II DESCRIPCIÓN METODOLÓGICA.....	9
II.I Determinación de las características geomorfológicas de la cuenca.....	10
II.II Determinación del Coeficiente de Escurrimiento (Ce) para la cuenca, y Volumen de Escurrimiento (Volumen Producido).....	10
II.III Determinación del Número de Curva (N) para la cuenca	11
II.IV Llenado de datos.....	12
II.V Cálculo de las curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno, a partir de registros de la lluvia Máxima diaria.....	13
II.VI Determinación del Hietograma y el Gasto de Diseño (transformar el Hietograma de diseño en Hidrograma de diseño).....	14



CAPITULO III CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.....	15
III.I Ubicación de la Cuenca Hidrológica.....	16
III.II Topografía.....	18
III.III Mapa de curvas de nivel para la cuenca.....	20
III.IV Área y Perímetro.....	21
III.V Longitud axial y Ancho promedio.....	22
III.VI Características de la Red de Drenaje.....	23
III.VII Elevación y Pendiente media.....	28
III.VIII Mapas de pendientes.....	31
CAPITULO IV COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO “C” Y NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO “N”.....	33
IV.I Descripción del proceso de infiltración	34
IV.II Tipo y uso del suelo	35
IV.III Cálculo del número de escurrimiento (N) y el coeficiente (K) de la cuenca.....	38
IV.IV Cálculo del volumen de escurrimiento.....	40
CAPITULO V TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	46
V.I Definición del tiempo de concentración	47
V.II Cálculo del tiempo de concentración (tc).....	48



**CAPITULO VI ANÁLISIS DE LOS DATOS DE
PRECIPITACIÓN.....49**

VI.I	Ajuste de registros de precipitación por cambios en las condiciones de medición.....	50
VI.II	Métodos para el llenado de datos.....	53
VI.III	Llenado de datos y cálculo de las precipitaciones máximas.....	55

**CAPITULO VII DISTRIBUCIÓN DE LA LLUVIA EN EL ESPACIO Y
EL TIEMPO.....63**

VII.I	Variación geográfica general de la precipitación.....	64
VII.II	Distribución de la lluvia en la cuenca.....	68
VII.III	Estimación de la precipitación promedio sobre un área.....	68

CAPITULO VIII LLUVIA EN EXCESO.....71

VIII.I	Generalidades.....	72
VIII.II	Método de los números de escurrimiento.....	73



CAPITULO IX CURVAS I-D-TR.....	75
IX.I Funciones de distribución.....	76
IX.II Periodo de Retorno.....	79
IX.III Elección de la Función de distribución de mejor ajuste.....	81
IX.IV Cociente entre la lluvia en una hora y en 24 horas, ambas de periodo de retorno de 2 años.....	85
IX.V Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (<i>i-d-Tr</i>).....	87
IX.VI Hietograma de la tormenta.....	93
CAPITULO X CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO ASOCIADO AL TR RECOMENDADO PARA LA OBRA.....	100
X.I Conceptos generales.....	101
X.II Métodos empíricos.....	102
X.III Cálculo del gasto de diseño HUT (HEC-HMS).....	104
X.IV Cálculo del gasto máximo por el Método de Chow.....	107
X.V Método del Hidrograma unitario instantáneo de I-Pai-Wu.....	112
X.VI Análisis comparativo de los gastos de diseño con la estación hidrométrica Tiquicheo.....	115
X.VII Cálculo del volumen de escurrimiento de la cuenca Tiquicheo.....	120
X.VIII Resúmenes de gastos máximos.....	131
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	132
REFERENCIAS.....	135
ANEXOS.....	136



INTRODUCCIÓN.

Objetivo:

Esta tesis tiene la finalidad de obtener el gasto de diseño, mediante la realización del estudio hidrológico de la cuenca Tiripitio y proporcionar las recomendaciones y requisitos a seguir para la determinación del gasto máximo asociado al periodo de retorno requerido de acuerdo a las recomendaciones de la SCT y la CNA, así también, proporcionarle al lector un conocimiento básico de qué significado tiene cada aspecto involucrado en este estudio de cómo debe ir y que es lo que debe llevar un estudio hidrológico en la construcción de un puente federal de acuerdo a estos requisitos.

Este estudio hidrológico se basará de acuerdo a programas de sistemas de información geografía como el Arcview, HEC-HMS y en análisis estadísticos de la zona de estudio que es la cuenca de (Tiripitio) en el tramo de *Zitacuaro-Hutamo*, en un estudio de la construcción de un puente federal bajo las condiciones de la CNA.

En los proyectos de ingeniería se define inicialmente la zona de estudio aquella área de influencia del proyecto. En esta zona se delimitan tanto las áreas que van a ser beneficiadas por el proyecto como las hoyas vertientes de las corrientes naturales que las cruzan y de las que se seleccionan para ser utilizadas como captaciones.

Dentro de un estudio hidrológico la información que se recolecta para desarrollarlo comprende varios aspectos, una de estos es la información cartográfica donde se incluyen los mapas con curvas de nivel a escalas entre 1:100.000 y 1:5.000, las fotografías aéreas y las imágenes satelitales para así tener una mejor visión del lugar a estudiar. Esta información se procesa para determinar las características morfométricas, de capacidad de almacenamiento, de suelos y uso de la tierra de las hoyas vertientes y de las zonas de importancia dentro del proyecto.

Otro de los aspectos es el hidrometeorológico en donde se recolecta información sobre las variables del clima, la precipitación, los caudales, los niveles de las corrientes naturales y los sedimentos que transportan estas corrientes. Por lo general esta información se recolecta en forma de series de tiempo históricas, las cuales se procesan con métodos estadísticos y probabilísticos para determinar regímenes medios y proyecciones futuras.



El tratamiento de estas series se realiza de acuerdo con el tipo de proyecto que se va a desarrollar y para ello se utilizan los conceptos de Hidrología Aplicada e Hidrología Estocástica.

El análisis de los Estudios que se han desarrollado con anterioridad en la zona del proyecto permite complementar la información recolectada. Este análisis tiene mucha importancia cuando el proyecto se desarrolla en varias fases porque en la segunda fase debe analizarse cuidadosamente lo que se hizo en la primera, y así sucesivamente.

Luego de analizar la información recolectada el ingeniero está en capacidad de programar los trabajos de campo que permitan la complementación de la información existente. Entre estos trabajos se cuentan la ejecución de Levantamientos Topográficos y Batimétricos, la recolección y análisis de Muestras de los Sedimentos que transportan las corrientes, la instalación y operación de estaciones Climatológicas y Pluviométricas y la realización de Aforos.

Terminada la etapa de recolección se procede al análisis de la precipitación. Este análisis se realiza de acuerdo con las necesidades del proyecto y al tipo de obra a realizar.



CAPITULO I.- ANTECEDENTES.



I.I Definiciones.

El estudio del agua del planeta corresponde a la Hidrología General definida técnicamente como la ciencia de las aguas de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su reacción con el ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos.

La Hidrología General se describe como 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. El ciclo hidrológico se define como la sucesión de etapas que atraviesa al pasar de la atmósfera a la tierra y volver a la atmósfera: evaporación desde el suelo, mar o aguas continentales, condensación de nubes, precipitación, acumulación en el suelo o masas de agua y reevaporación.

I.II Disciplinas científicas de la Hidrología General.

La hidrología científica comprende únicamente de tres siglos y su carácter complejo requirió su división en ocho disciplinas científicas o ciencias las cuales estudian el agua en alguna de sus fases dentro del ciclo hidrológico, éstas son:

Oceanografía	estudio de los océanos y mares.
Criología	estudio del agua sólida (nieve y hielo).
Limnología	estudio de los lagos.
Potamología	estudio de los ríos.
Meteorología	estudio del agua en la atmósfera.
Hidrología Superficial	estudio del agua continental.
Hidrometeorología	estudio de los problemas comunes a las áreas de la Meteorología y la Hidrología Superficial.
Geohidrología	estudio del agua subterránea.



I.III Disciplinas prácticas de la Hidrología.

Actualmente cada una de las disciplinas científicas aportan conocimientos y técnicas para integrar la llamada únicamente Hidrología o ciencia que estudia el proceso por el cual la precipitación se transforma en escurrimiento.

Por otra parte la Hidrología tiene que aportar soluciones a problemas específicos de contextos teóricos, geográficos y de disponibilidad de datos muy variados, en los cuales sus disciplinas científicas aportan sus conocimientos y técnicas para alcanzar soluciones prácticas mediante sus disciplinas prácticas de la hidrología, entre las cuales todavía se reconocen las seis siguientes:

Hidrología Agrícola

Hidrología de zonas Áridas

Hidrología Forestal

Hidrología de áreas Pantanosas

Hidrología Urbana

Hidrología de Control de Crecientes

I.IV Ciclo Hidrológico.

El ciclo hidrológico es un concepto académico útil, desde el cual se inicia el estudio de la hidrología. Es además un término que describe la circulación sin fin del agua en la tierra. Este proceso es generado por dos causas: la primera, el sol que proporciona la energía para elevar el agua como vapor en el proceso de evaporación; la segunda, la gravedad terrestre, que hace que el agua condensada descienda como procesos de precipitación y escurrimiento.

A pesar de que el volumen total de agua en el ciclo hidrológico permanece constante, su distribución y calidad está cambiando continuamente sobre los continentes, en regiones y dentro de las propias cuencas. Esto quiere decir que la hidrología de una región determinada por sus patrones de tiempo atmosférico cuyo comportamiento promedio define el clima, y por sus factores físicos como son la topografía, la geología y la vegetación. Por otra parte las actividades humanas originan cambios y alteraciones del ciclo hidrológico.



I.V Hidrología Superficial.

La hidrología superficial estudia la fase terrestre del ciclo hidrológico, abarcando tres aspectos fundamentales: primero la cuantificación de los recursos hidráulicos disponibles: segundo, la estimación y manejo de eventos extremos (crecientes y sequías) y tercero el aprovechamiento de tales recursos.

Las aplicaciones prácticas de la hidrología superficial se encuentran en el diseño y operación de las estructuras hidráulicas y otras obras hidráulicas que permiten el drenaje urbano y agrícola, el control de erosión y la sedimentación.

I.VI Sistemas hidrológicos.

Un sistema hidrológico es una estructura o volumen en el espacio, limitado por sus fronteras, el cual acepta agua y otras entradas, opera sobre ellas internamente y produce unas salidas. Son sistemas hidrológicos por ejemplo, las cuencas, los acuíferos, los lagos y embalses, que reciben agua, aire y energía calorífica y operan con procesos físicos, químicos y/o biológicos, para producir respuestas.

El objetivo del análisis de un sistema hidrológico es el estudio de la operación del sistema y predecir su respuesta. Un modelo de un sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas medibles, su estructura es una serie de ecuaciones que relacionan excitaciones y respuestas.

Los modelos hidrológicos se dividen en dos grupos; físicos y matemáticos. Los primeros influyen los modelos a escala o reducidos y los analógicos, los segundos pueden ser determinísticos, estocásticos y probabilísticos.



I.VII Características del cauce de zona de estudio.

La corriente nace a 39 km del sitio de cruce y desemboca a 1.0 km, en el Tuxpan; su descarga no provoca influencia hidráulica en el cruce (Ver croquis de localización). El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de 696.2883km² y pertenece a la Región Hidrológica No. 18, Medio y Bajo Balsas, según clasificación de la SARH (Hoy CNA). En la zona de cruce, la vegetación se puede clasificar como bosque tropical con densidad media_ y el terreno es de lomerío suave.

El río Zitácuaro forma parte de la cuenca general del río Balsas, su descarga es hacia el río Cutzamala aproximadamente a 55 km aguas abajo del cruce en estudio, tiene su origen en los cerros Huacal y Zirahuato.

A 29 km aguas arriba del cruce, la corriente en estudio que recibe el nombre de río Zitácuaro, es controlada por la presa de almacenamiento El Bosque, la cual fue terminada en el año de 1954 (ver anexo de informativo de la presa). El río Zitácuaro a partir de la presa cambia de nombre al de río San Juan, y recibe en este tramo por su margen derecha el río Tuxpan. Ver croquis de localización.

El paso de la carretera sobre el arroyo “San Juan” actualmente está resuelto mediante un vado, el cual fue construido por arriba del nivel del fondo del cauce, propiciando una caída de 0.5 m inmediatamente aguas abajo del vado.

El cauce en la zona de cruce es sensiblemente recto, estable y definido.

El escurrimiento es de carácter perenne y arrastra cuerpos flotantes que consisten en: troncos de hasta 10 m de longitud.



I.VIII Características del lugar.

El período de lluvias en la región comprende los meses de Julio a Septiembre.

La precipitación media anual es de 894 mm.

Geología superficial en el fondo: boleos, arena y limos

En la margen izquierda: arena, arcilla y limos

En la margen derecha: arena, arcilla y limos

El eje de trazo cruza en dirección enviada 35° 46' izq. a la corriente.

El paso actual de vehículos en la zona de cruce se efectúa por medio de un vado de 48 m de longitud, el cual se localiza sobre la carretera existente (E.C. Zitácuaro –Hutamo) - El Olivo.



CAPITULO II DESCRIPCIÓN METODOLÓGICA.



En este estudio hidrológico se siguieron las siguientes metodologías de acuerdo a las normas y requisitos de la **CNA**, mediante programas de sistemas de información geografía llamados **Arcview y HEC-HMS**, en el cual la zona de estudio es La cuenca Tiripitio ubicada dentro del tramo *Zitacuaro-Hutamo* en un estudio de la construcción de un puente federal bajo las condiciones del SCT.

II.I Determinación de las características geomorfológicas de la cuenca.

La determinación de las características geomorfológicas de la cuenca se realizará en el programa Arcview 3.2 con la extensión DetermHidro; programa totalmente práctico para generar el gran número de mapas que determinan y describen dichas características como son: Determinación de la cuenca, área de la cuenca, perímetro, pendiente media, densidad de corrientes, orden de la cuenca, longitud del cauce, pendiente de la corriente, elevación máxima, media y mínima, longitud axial de la cuenca, topografía y curvas de nivel.

II.II Determinación del Coeficiente Escurrimiento (Ce) para la cuenca, y Volumen de Escurrimiento (Volumen Producido).

Para la determinación de Ce y el volumen de escurrimiento se sigue el siguiente procedimiento:

Crear los mapas de Uso de Suelo y Tipo de Suelo de la cuenca (cortando los mapas edafológicos)

Se reclasifica el Uso de suelo y tipo de Suelo de acuerdo a la Tabla 2 del Anexo A de la NOM11 de la CNA.

Se Interceptan los mapas de Uso de Suelo y Tipo de Suelo, y se generan áreas de cada polígono resultado de la intercepción.

Se asigna el coeficiente k de la norma para cada Área (se genera el mapa de k).

Se calcula el Ce medio de la cuenca.

Se calculan los volúmenes de escurrimiento de las cuencas.

Se compararán los volúmenes producidos.

Ver el procedimiento de Arcview en el Anexo C.



II.III Determinación del Número de Curva (N) para la cuenca.

Para la determinación del número de curva N se sigue el siguiente procedimiento:

Se utilizan los mapas de uso de suelo y tipo de suelo inicialmente cortados en la determinación del Ce.

Se reclasifica el Uso de Suelo y Tipo de Suelo, de acuerdo a la Tabla 7.3 del libro de Aparicio.

Se genera el mapa de pendientes menores a 1 y mayores e iguales a 1 (si se realiza manual, hacer uso del método de Horton para determinar las pendientes de cada área).

Se interceptan los mapas de uso y tipo de suelo reclasificados y el mapa de pendientes. Se generan las áreas para cada polígono resultado de la intercepción.

Se asigna Numero de Curva (N) a cada área (Se genera el mapa de N de la cuenca)

Se calcula el N para la cuenca.

Ver procedimiento del cálculo del N en el Anexo D.



II.IV Llenado de datos.

La metodología a seguir para el llenado de datos está dada por dos métodos:

Primero: La elección de la estación base de acuerdo a los siguientes criterios: Se elegirá aquella estación que tenga una menor distancia al centro del gravedad o la que pueda estar dentro de la cuenca, la que tenga el mayor porcentaje de datos llenados con un periodo de años mayor a 25 años, la que tenga la mayor área de influencia en la cuenca mediante los polígonos de Thiessen.

Una vez selecciona la estación base, se comparan sus datos de precipitación con los de las estaciones cercanas a ella (Estaciones circundantes) y se seleccionan aquellas que tengan una alta correlación con la estación base (Procedimiento realizado con una extensión del AutoCAD llamada GDCLIMEX).

Mediante una gráfica de correlación de cada estación seleccionada contra la estación base, se obtendrá la ecuación de regresión lineal que nos servirá para hacer el llenado de datos faltantes de nuestra estación base.

Segundo: Se hará una comparación de las precipitaciones medias totales anuales de la estación base con las estaciones circundantes, dándole un rango del +-10% de diferencia entre sus datos y ver si cumple o no con esta condición.

Una vez viendo cuál de las estaciones cumple esta condición, se realizara el llenado de los datos faltantes con el método del inverso de la distancia al cuadrado; el cual consiste en obtener la distancia euclidiana de las estaciones cercanas; dichas estaciones tienen que estar en los cuatro cuadrantes de la estación base, obtener los pesos (W) que tiene cada estación hacia la estación base (Nota: De las estaciones seleccionadas para el llenado, el dato faltante en la estación base tiene que estar en todas las estaciones seleccionadas y multiplicarlas por su peso (w) correspondiente, ya que el mínimo de estaciones que se acepta son dos, y deben de tener el mismo dato en la misma fecha, tomando en cuenta que el peso (W) varía cuando son menos estaciones.)

Los dos métodos anteriores se someten a un análisis de las características estadísticas básicas donde se compararan las medias de cada mes, la varianza y el sesgo; dichos parámetros no deberán de superar el +- 20% de diferencia.



Para el llenado de las precipitaciones máximas 24 horas se utilizara la estación base llenada junto con las Pmax 24hrs originales de la estación base. El método de llenado, será similar al método primero antes mencionado con la ecuación de regresión lineal.

Llenadas la Pmax 24 hrs se volverá a realizar la comparación de las características estadísticas básicas.

II.V Cálculo de las curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno, a partir de registros de la lluvia Máxima diaria.

La metodología propuesta para la obtención de las curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno, está basada en el procedimiento estadístico de los registros de las lluvias máximas diarias disponibles, para obtener los valores de la lluvia en 24 horas se utilizará el programa AX de análisis estadísticos el cual nos arroja las Pmax 24 hrs. para los diferentes periodos de retorno.

El propósito de esto, es calcular el parámetro R que es la relación que existe entre la precipitación para un periodo de retorno de 2 años en una hora y las precipitaciones de 24 horas.

La metodología que se propone para la construcción de las IdTr, a partir únicamente de los registros de las lluvias máximas diarias, consta de:

- Seleccionar los periodos de retorno que tendrán las curvas.
- Calcular los valores representativos para la cuenca en estudio, de la lluvia máxima en 24 horas para los periodos de retorno de las curvas y para 2 años.
- Calcular si es posible, la lluvia en una hora y periodo de retorno de 2 años, con la gráfica 4.32 Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviografos. Del libro de Campos Aranda pág. 4-58. Esto calculando el número medio anual de días con tormentas convectivas.
- Si las curvas idTr serán construidas para duraciones menores a 2 horas, se utilizará la ecuación 4.24 del libro Campos Aranda pág. 4-56, para determinar las lluvias necesarias para definir las curvas buscadas.



- Cuando las id_{Tr} deban incluir duraciones mayores a una hora y menores a 24 horas, o inclusive mayores, de uno a dos días, se determinan las lluvias de duraciones de 1 y 2 horas con la ecuación 4.24. y junto con la de 24 horas calculada en el Ax se grafican y se ajusta una ecuación para esos tres puntos para así tener la ecuación que utilizaremos para los demás periodos de retorno para duraciones hasta 24 horas.

II.VI Determinación del Hietograma y del Gasto de Diseño (transformar el Hietograma de diseño en Hidrograma de diseño).

Se determina el tiempo de concentración (t_c) por el método de Kirpich Ec. (8.6) pag.208 del libro Aparicio.

Determinar el Hietograma de precipitación para una duración de tormenta de acuerdo al tiempo de concentración para cada periodo de retorno de 2, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años, a partir de las Id_{Tr} , e intervalo de tiempo de 60 minutos.

Determinar el gasto de diseño para los diferentes periodos de retorno, con métodos empíricos e hidrológicos:

Los métodos empíricos considerados son el del Método Racional Americano.

Los métodos hidrológicos (Hidrogramas Unitarios Sintéticos) a utilizar son: Chow, Hidrograma Unitario Triangular e I-PAI WU.

El método del Hidrograma Unitario Triangular se analizará en el programa HEC-HMS 3.4; obteniendo los gastos máximos para cada periodo de retorno, los hidrogramas de diseño de acuerdo al tiempo de concentración, al área de la cuenca, al número de escurrimiento y a los hietogramas de la tormenta para una duración de 5 horas.

El periodo de retorno recomendado para la obra del cauce federal será el de 100 años de acuerdo a las características que pide la SCT.



CAPITULO III CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.

III.I Ubicación de la Cuenca Hidrológica.

La ubicación de la cuenca está en el estado de Michoacán en el municipio de Tiripitio en la cual le corresponden las cartas topográficas E14A25, E14A26, E14A35, E14A36 y E14A35 con sus respectivas coordenadas obtenidas de acuerdo a la INEGI.

Cruce : Puente “paso de la virgen”

Carretera: (e.c. Zitacuaro-Hutamo) – El Olivo

Tramo: Caña quemada – El Olivo

Coordenadas geográficas del cruce:

Longitud : 92° 37' 47.59" latitud : 15° 12' 17.45"

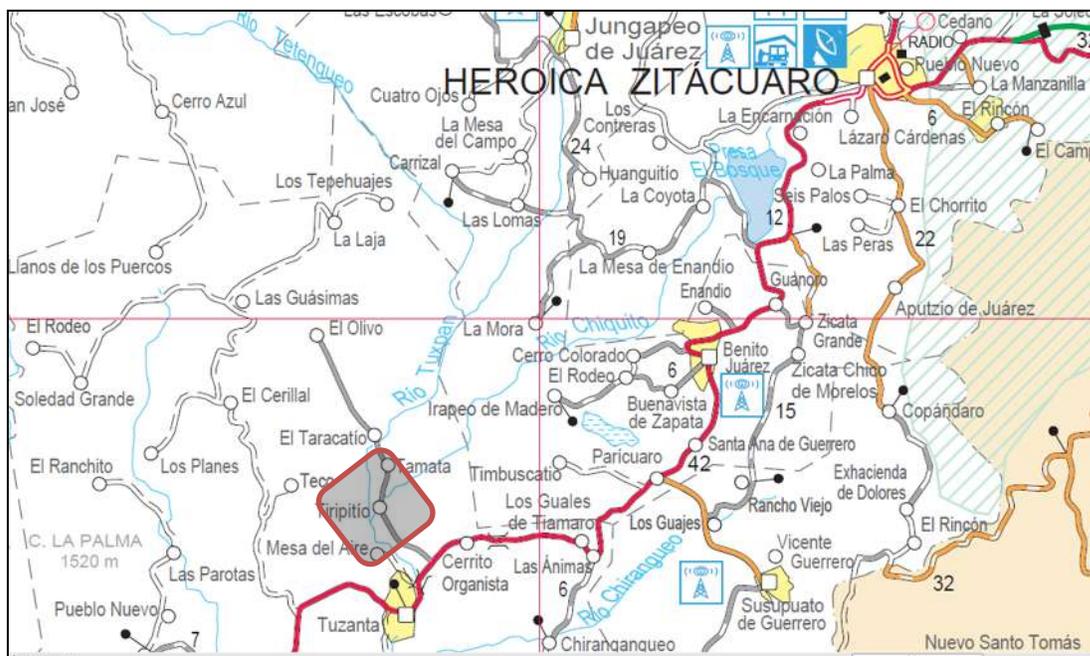


Imagen 3.1 Croquis de localización de la zona de proyecto. INEGI

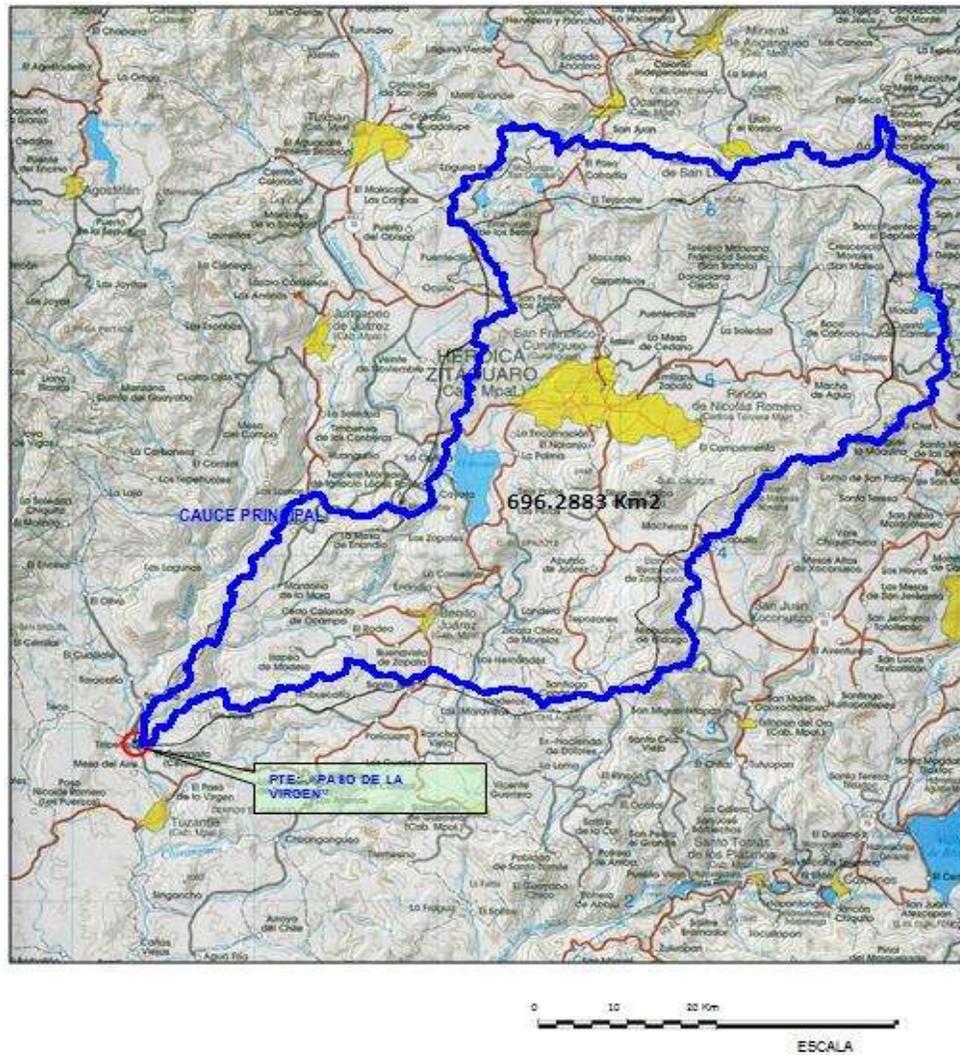
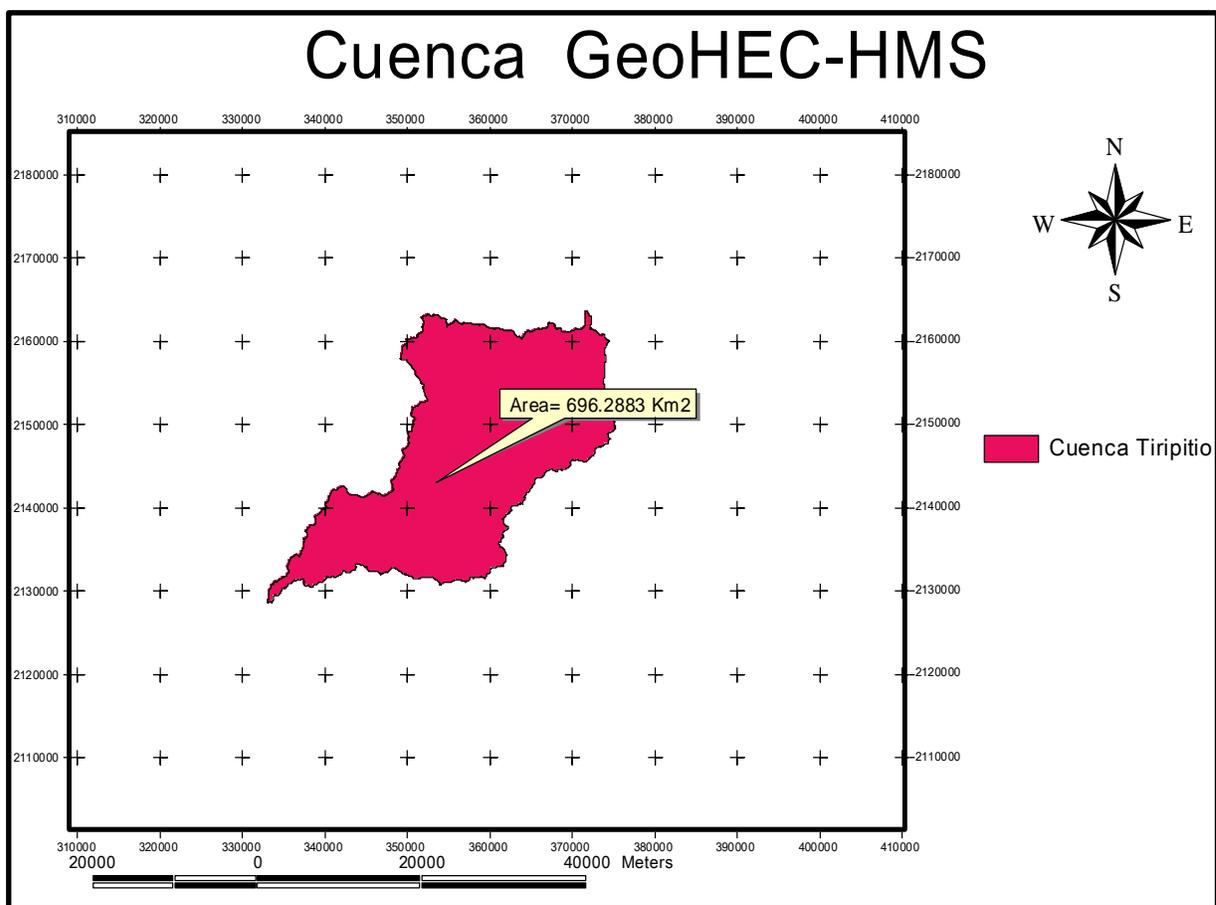


Imagen 3.2. Croquis de localización de la zona de la cuenca. INEGI

III.II Topografía.

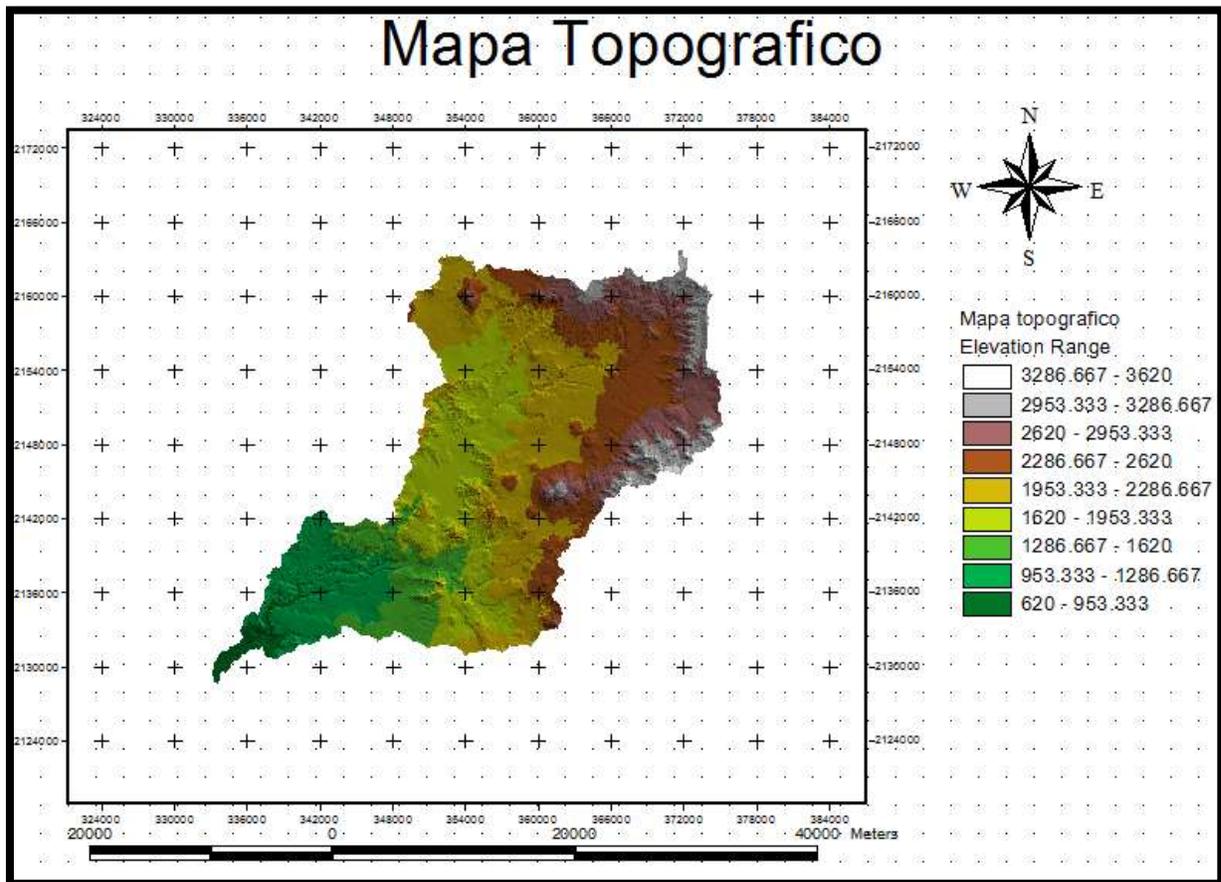
Mediante un modelo hecho en Arcview se puede observar la topografía en la que se realizara dicho estudio para la delimitación del parteaguas.

Con la extensión GeoHec-HMS del Arcview se obtuvo la cuenca, en la cual se elegirá para ser los cálculos del estudio hidrológico y se muestra a continuación:



Mapa 3.1 Cuenca Tiripitio.

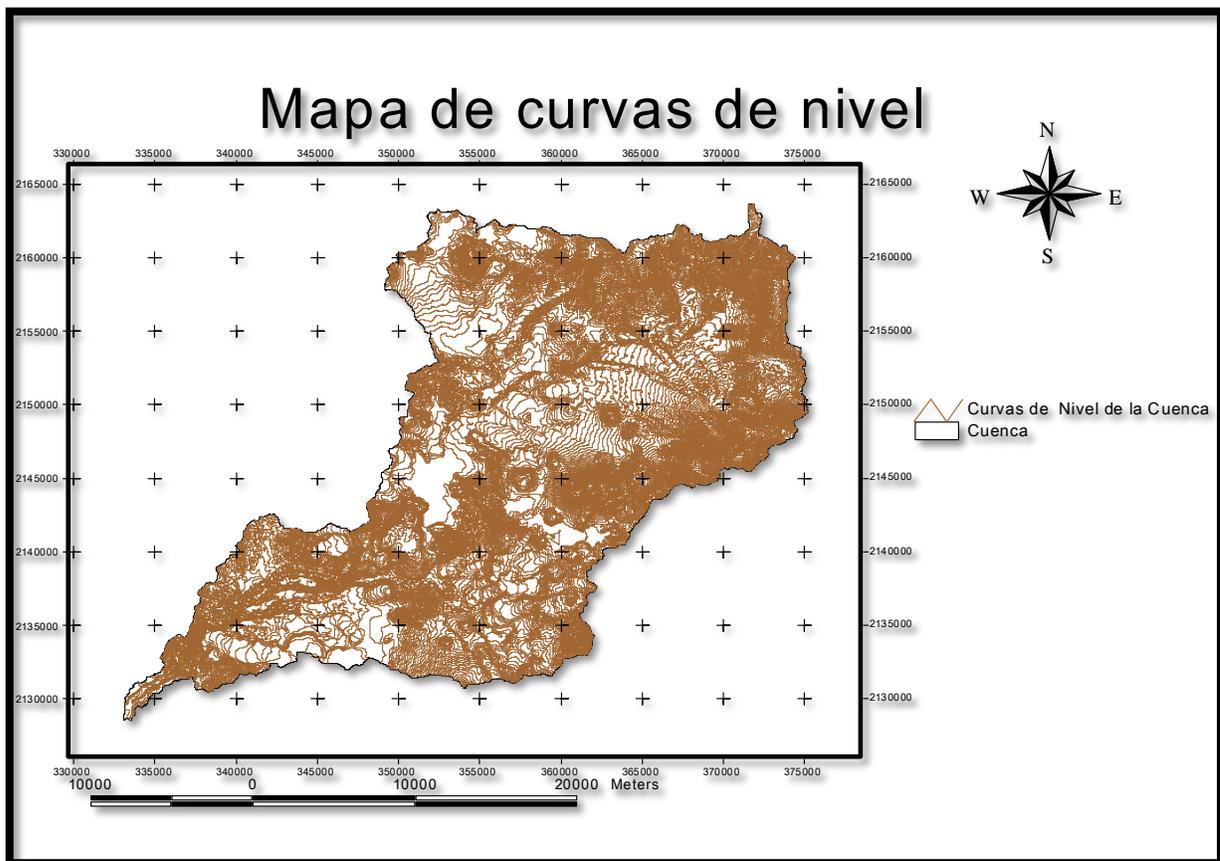
En la imagen siguiente se muestra la topografía de la cuenca con sus respectivas elevaciones para así darnos una mejor idea de cuál es el aspecto que tiene nuestra zona de estudio:



Mapa 3.2 Topografía de la cuenca Tiripitio

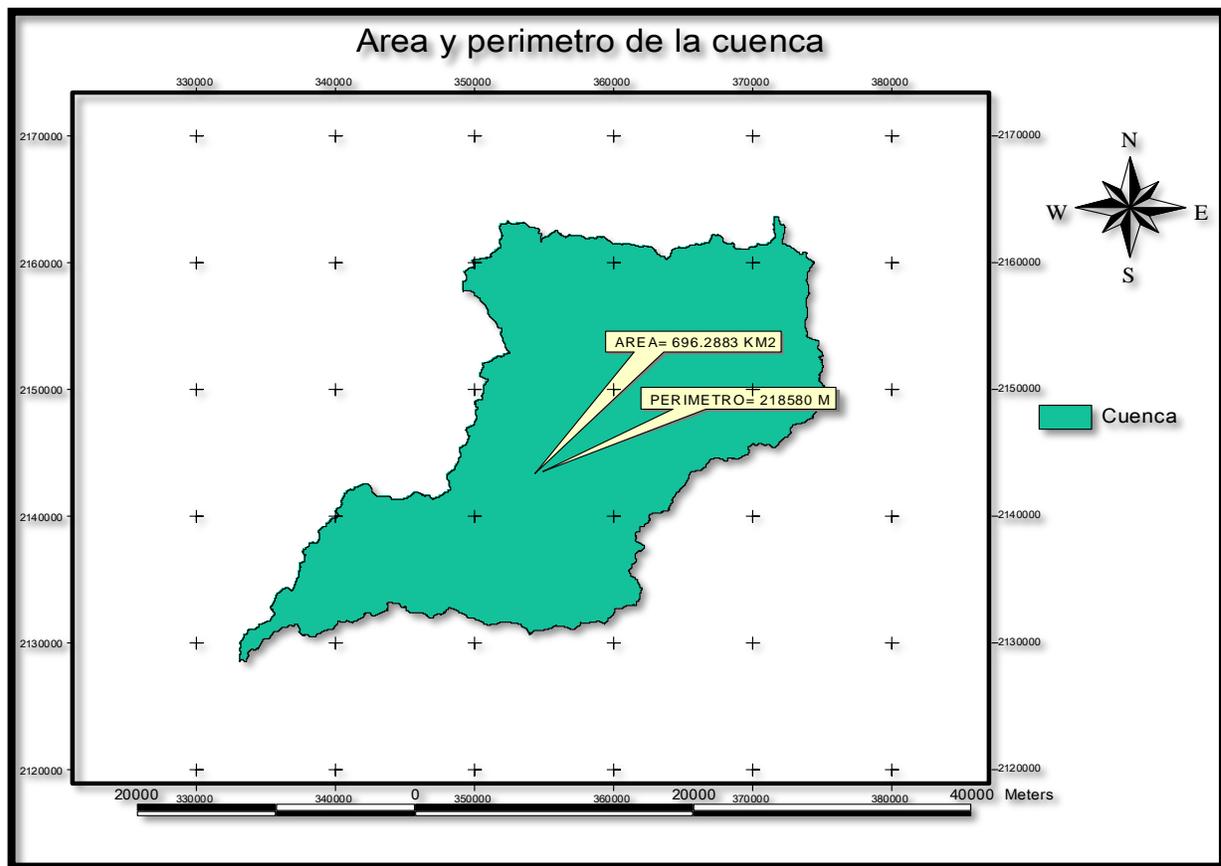
Otra de las extensiones del Arcview para la determinación de las características de la cuenca, se llamada DetermHidro, la cual nos arroja los siguientes resultados:

III.III Mapa de curvas de nivel para la cuenca.



Mapa 3.3 Curvas de nivel de la cuenca a cada 20m. Tiripitio

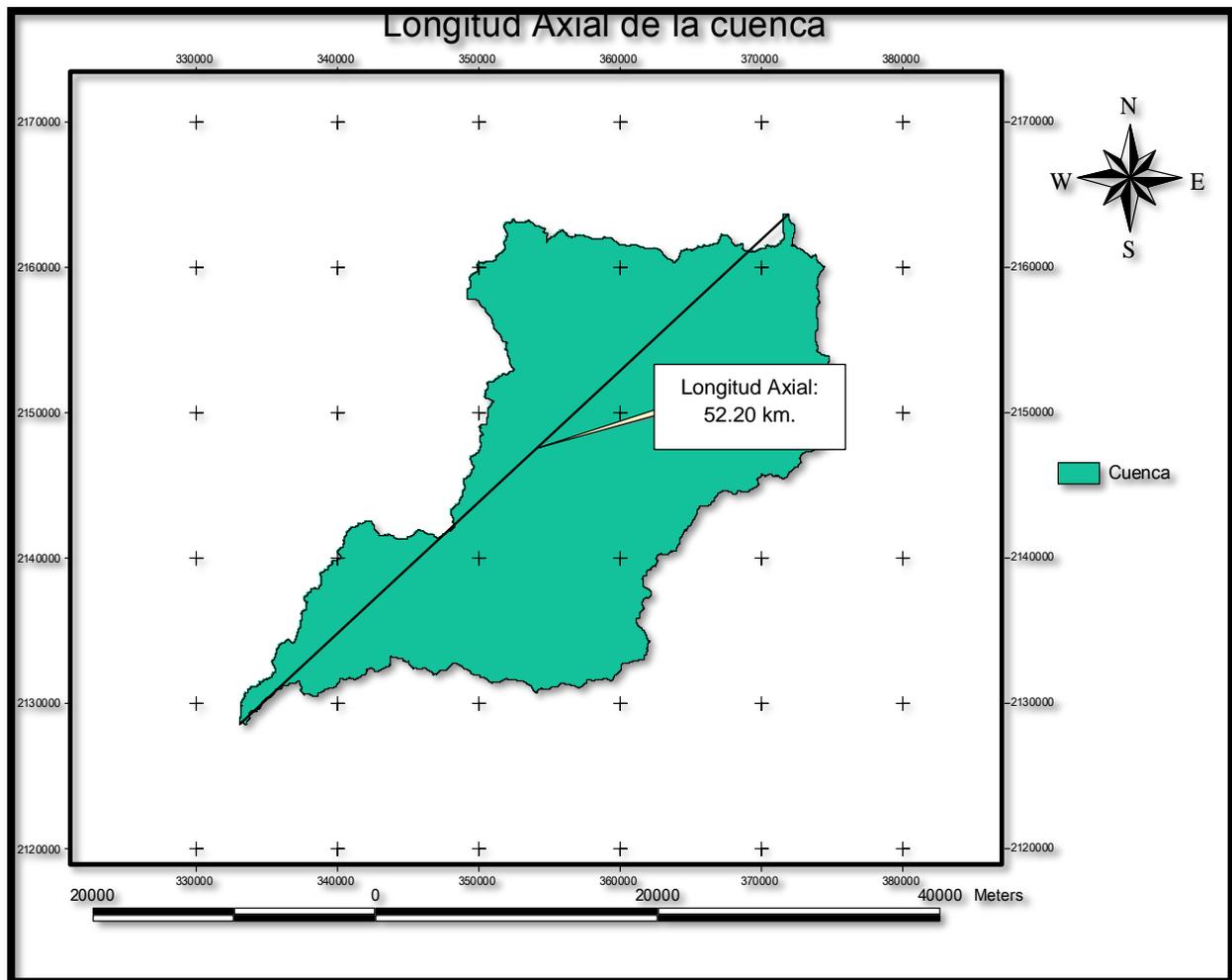
III.IV Área y Perímetro



Mapa 3.4 Área y perímetro de la cuenca Tiripitio.

III.V Longitud axial y Ancho promedio.

La longitud axial se define como distancia en línea recta entre la parte más alta de la cuenca, y la parte más baja o de desembocadura y se representa de la siguiente forma:



Mapa 3.5 Longitud axial de la cuenca

La longitud axial de la cuenca es de 52.20 km.



Ancho Promedio

El ancho promedio es el cociente del área de la cuenca entre la longitud axial, expresado en la siguiente fórmula:

$$B = A/LC$$

La cuenca de estudio tiene las siguientes dimensiones:

Área de la cuenca: 696.288300Km²

Longitud axial: 52.20 km

Por lo que resulta:

$$B=13.3388 \text{ km.}$$

III.VI Características de la Red de Drenaje.

Definiciones:

La importancia de poder determinar las características de los drenajes superficiales de una cuenca hidrográfica, radica en la posibilidad que brindan estas de comprender mejor la dinámica de la regulación hídrica en una unidad hidrográfica particular y establecer la oferta natural del recurso en un área determinada, que para este caso, es en el punto de salida de nuestra cuenca Tiripitio aguas abajo. Las características analizadas en los drenajes están sujetas a la disponibilidad de información sobre cada uno de ellos, obtenida básicamente de observaciones en campo, y con limitantes técnicas, como la ausencia de información sobre caudales, niveles de sedimentación, profundidades, etc.

Los índices de morfometría de drenajes en este estudio son:

Orden de los drenajes:

Es el nivel de importancia de un drenaje que aumenta a medida que tiene más afluentes con orden menor, hasta llegar a un drenaje mayor. Este indicador también permite definir la disponibilidad de agua combinado con el indicador de régimen, ya que a medida que un drenaje aumenta su orden, indica un aumento en el número de sus tributarios, hasta llegar al nivel de base a un drenaje de orden mayor.



Régimen:

El régimen de un drenaje está definido por la disponibilidad de agua en su cauce, en función de las épocas de lluvia, y de grados de alteración del terreno. De esta forma se clasifican los drenajes en permanentes, si el flujo de agua por su cauce es continuo en cualquier época del año y a lo largo de todo el curso, semipermanentes si el flujo hídrico está influenciado directamente tanto por las épocas de lluvia como por los cambios presentes a lo largo del cauce por uso del suelo principalmente, que hacen profundizar el flujo y presentar discontinuidad superficial, y finalmente intermitentes cuando se presenta flujo superficial de agua solo en épocas de invierno.

Pendiente media:

Establece la inclinación promedio que tiene los drenajes desde el nacimiento hasta su desembocadura, o en algunos casos, hasta su salida de la cuenca. Se convierte en una base para determinar aspectos importantes como la capacidad de arrastre de sedimentos de distintos tamaños, área de posible inundación en crecidas, tiempo de concentración, etc.

Patrón de drenaje:

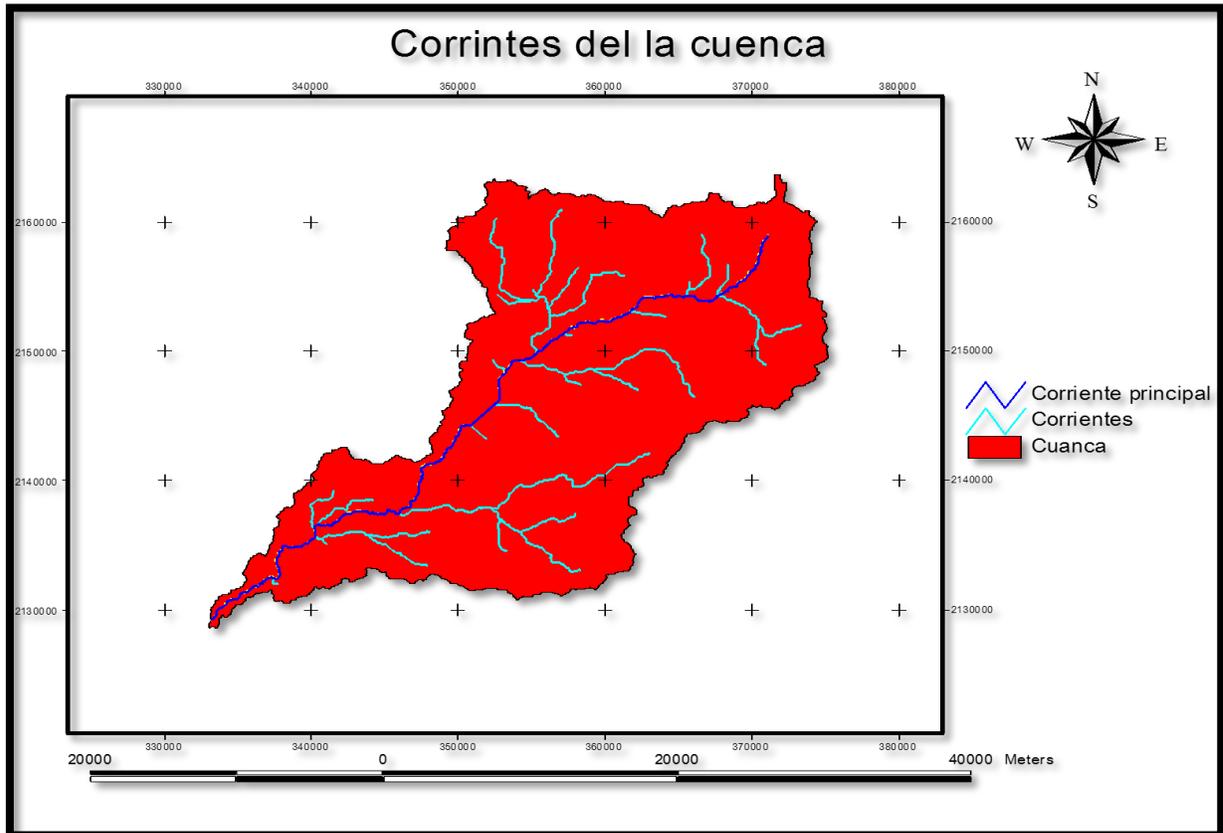
La distribución espacial de los drenajes en una cuenca se denomina patrón. Esta distribución está directamente relacionada con aspectos físicos de la cuenca como material parental, presencia de fallas, topografía, etc. En líneas generales, la determinación del patrón de drenaje en una cuenca, permite describir la relación de la red hídrica con las características fisiográficas del espacio en que se desarrolla.

Densidad:

La densidad de drenajes se refiere a la cantidad de drenajes expresada en términos de longitud, en la superficie de una cuenca expresada en unidades de área. Principalmente se utiliza para determinar la disponibilidad hídrica de la cuenca en cada uno de sus sectores, asumiendo directa proporcionalidad entre la densidad y la disponibilidad de agua en un área determinada. En este caso, se aplica para los cauces principales de cada microcuenca.

Identificar la corriente principal

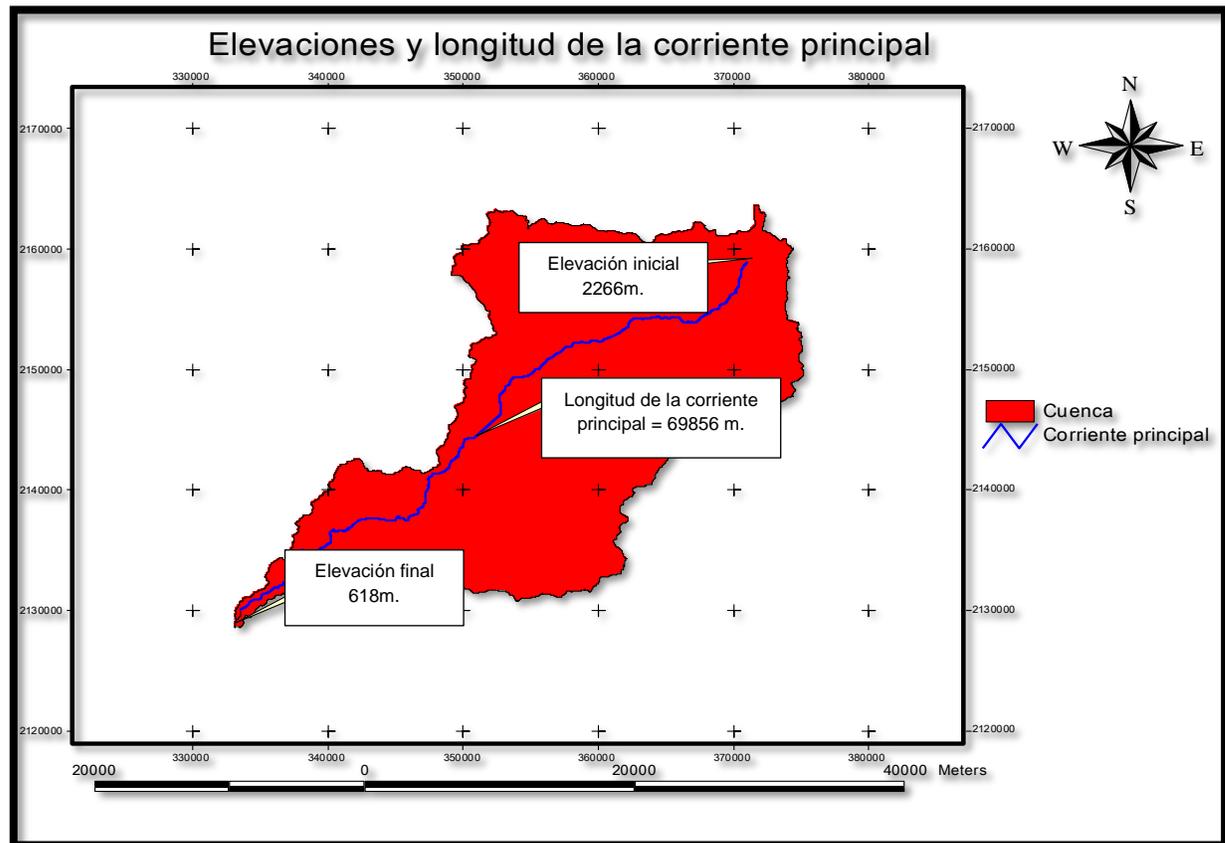
La corriente principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma, además de ser (generalmente) la de mayor longitud.



Mapa 3.6 Corrientes de la cuenca Tiripitio.

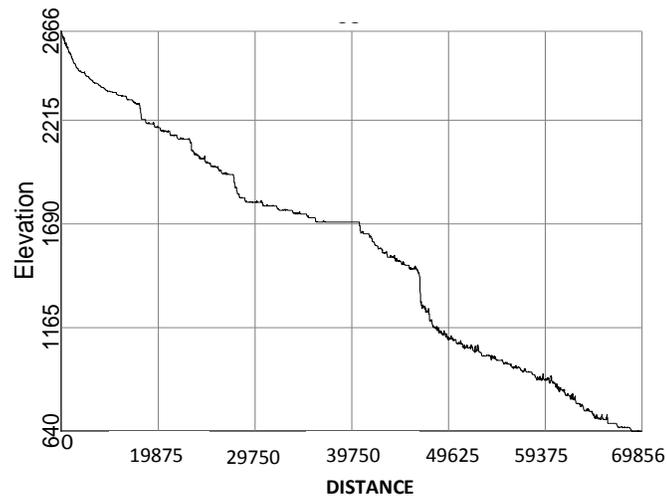
Como se puede observar en el mapa 3.6 la corriente principal es la de color azul, la cual será analizada más adelante, para calcular su pendiente por el método de Taylor Schwarz ecuación 2.10 pág. 25 del libro Aparicio.

Longitud de la corriente principal:



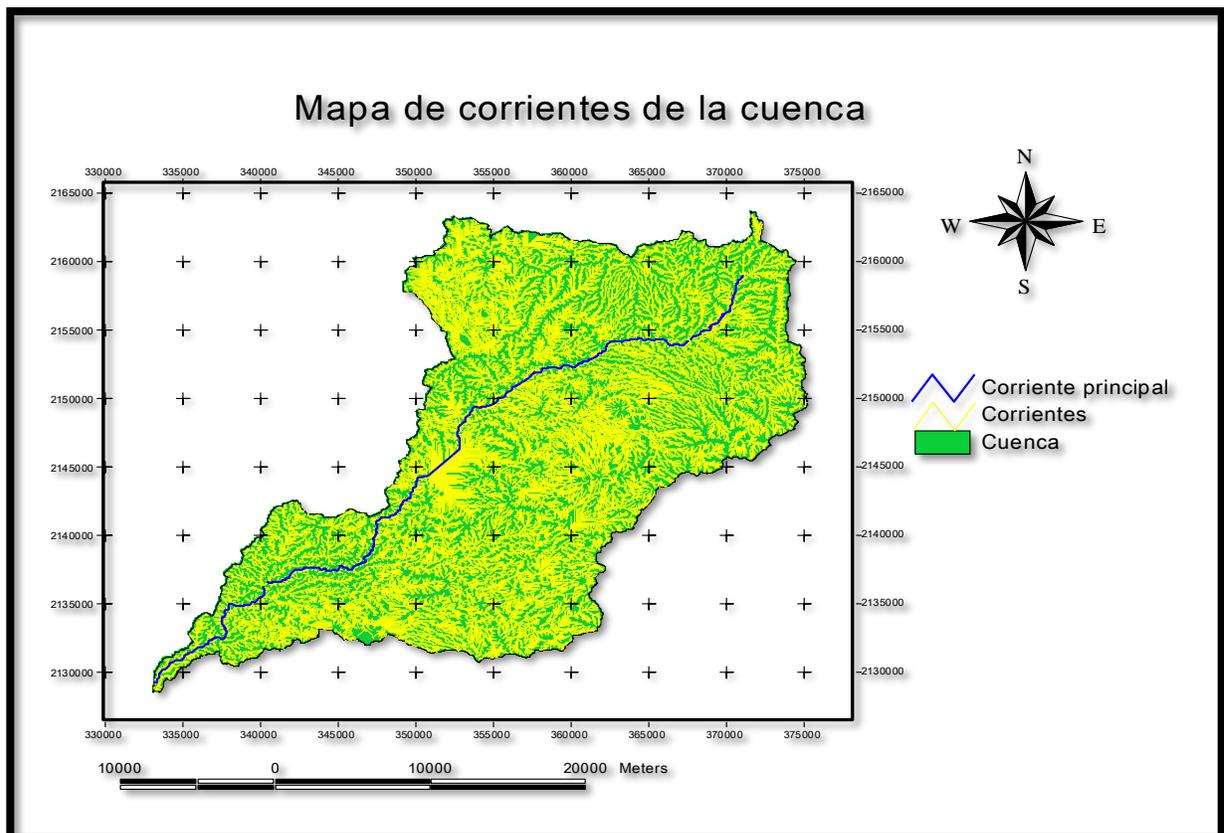
Mapa 3.7 Longitud, elevación inicial y final de la corriente principal.

En el mapa 3.7 se analizó la corriente principal con el programa Arcview dándonos el punto más alto y más bajo de la corriente, así como su longitud que es de 69856 m.



Grafica 3.1 Perfil de la corriente principal

La gráfica 3.1 nos da una idea de cómo está conformada la corriente principal de la cuenca Tiripitio, graficando su distancia contra su elevación.



Mapa 3.8 Corrientes para obtener el orden de la cuenca.



Como se dijo con anterioridad la pendiente de la corriente principal se obtiene por el método de Taylor Schwarz en el cual, los datos de cada una de las distancias y sus respectivas elevaciones del tramo de la corriente no la da el programa Arcview con la extensión DetermHidro. La ecuación utilizada es la siguiente:

$$S = \left(\frac{L}{\frac{L1}{\sqrt{S1}} + \frac{L2}{\sqrt{S2}} + \frac{L3}{\sqrt{S3}} + \frac{Ln}{\sqrt{Sn}}} \right)^2$$

Los cálculos realizados en el programa Excel de acuerdo a los datos que nos arrojó el programa Arcview se analizaron y se calcularon las pendientes de cada longitud, dichos datos al sustituirlos en la ecuación la pendiente es:

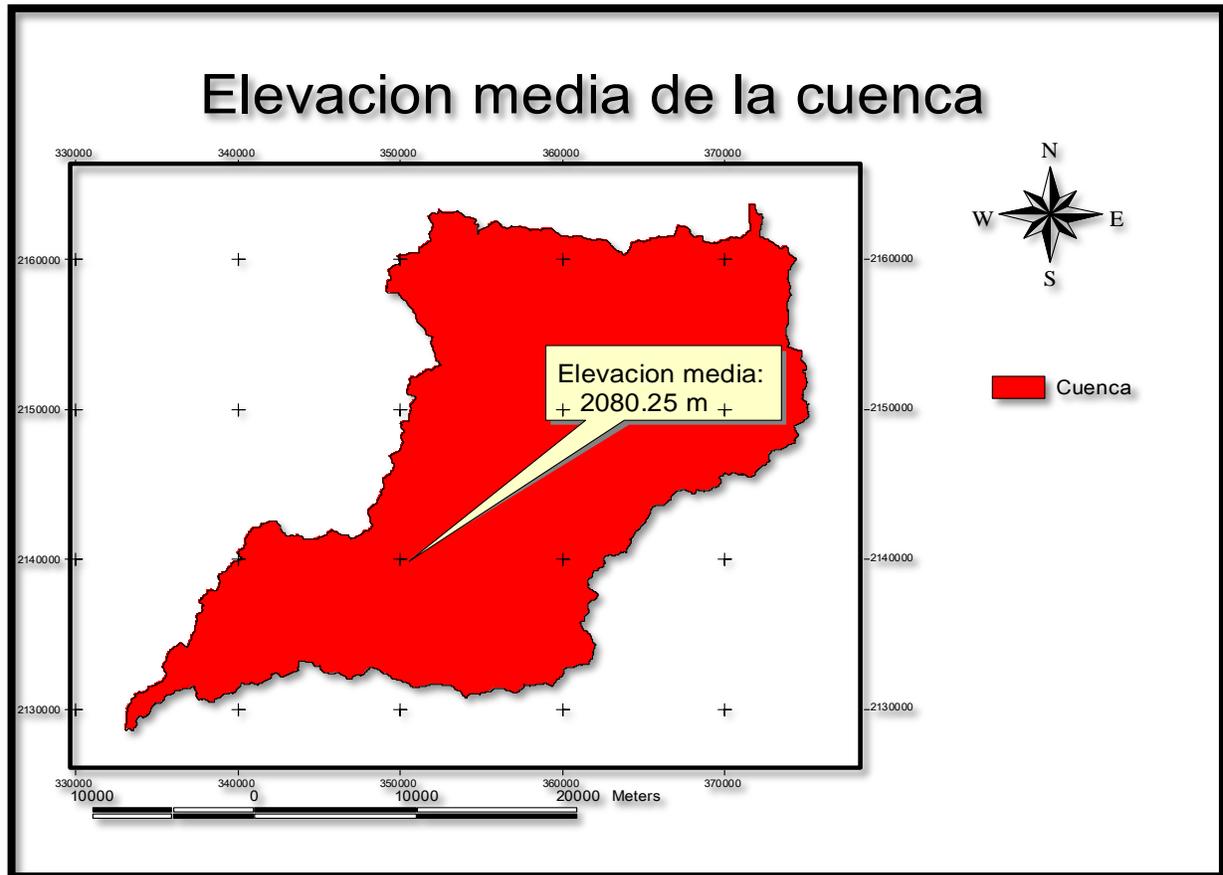
$$S = 6.46\%$$

III.VII Elevación y Pendiente media.

La elevación media de la cuenca, así como la diferencia entre sus elevaciones extremas, influye en las características meteorológicas, que determinan principalmente las formas de la precipitación. Por lo general, existe una buena correlación, entre la precipitación y la elevación de la cuenca, es decir, a mayor elevación la precipitación es también mayor.

La pendiente media o promedio de la cuenca es el grado de inclinación o desnivel que tiene la cuenca para calcular la velocidad o caída del agua o erosión del suelo que tenga esa cuenca.

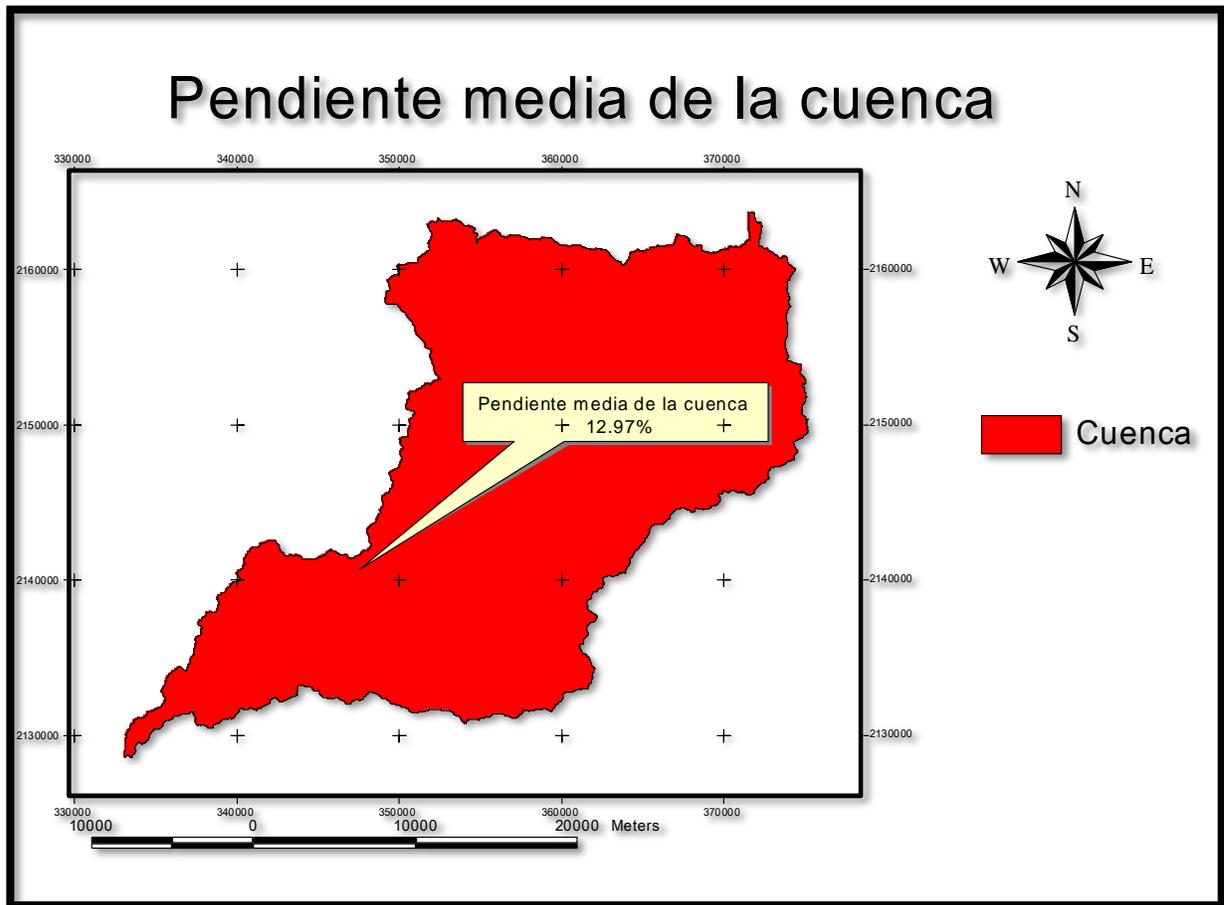
A continuación se mostraran los mapas de la elevación media y la pendiente media de la cuenca:



Mapa 3.9 Elevación media de la

Como se puede observar el cálculo de la elevación media de la cuenca con el programa resulto de:

$$E = 2080.25 \text{ m.}$$



Mapa 3.10 Pendiente media de la cuenca

La pendiente media de la cuenca es 12.97%.

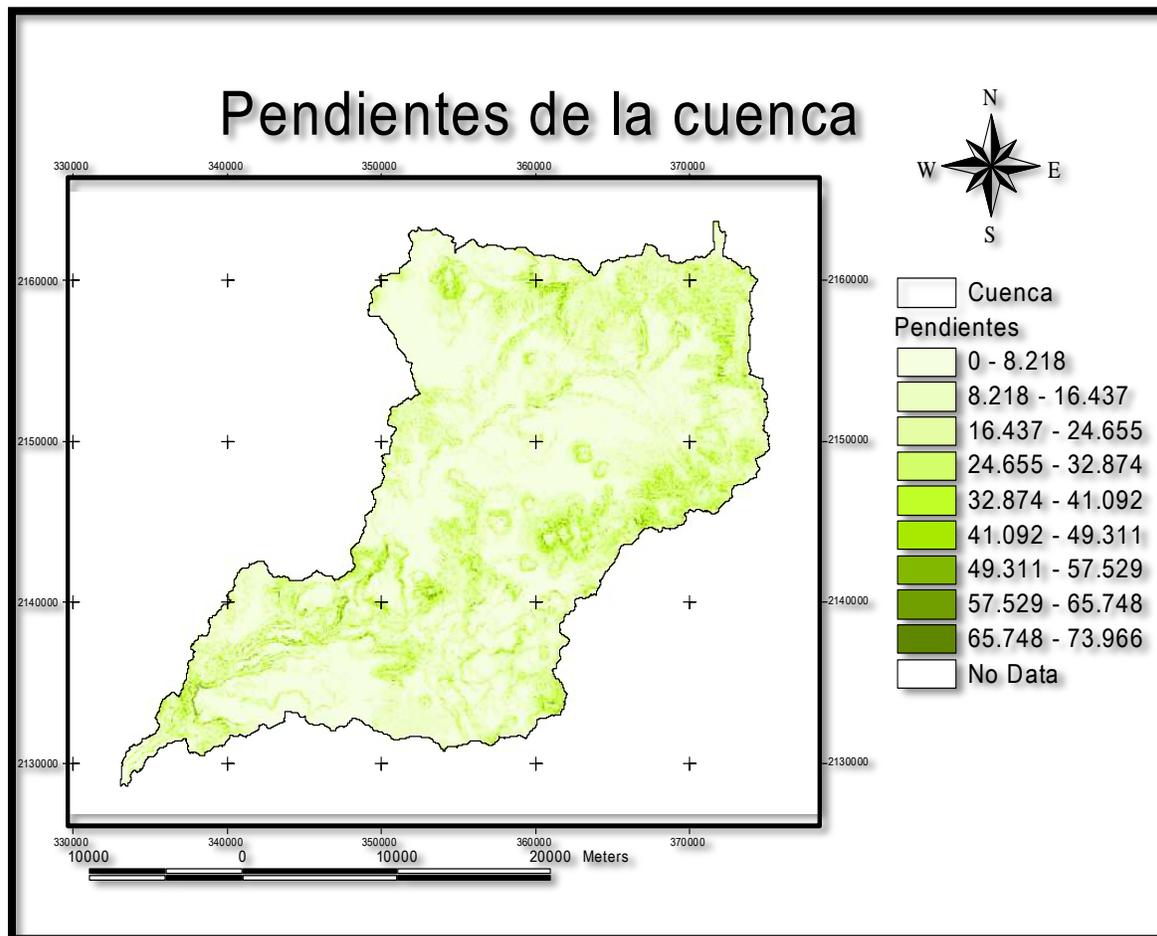
En la tabla 3.1 se presenta un resumen de las características geomorfológicas de la cuenca, cuyos resultados nos lo da la extensión DetermHidro del Arcview:

AREA (m ²)	PERIMETRO(m)	LONG_CUEC(m)	LONG_CAUC(m)	DENS_DREN	DENS_CORR	PEND_MEDI(%)	ELEV_MINI(m)	ELEV_MAXI(m)	LEV_MEDI(m)	ORDEN_CUE
696,288,300.00	218,580.00	52,200.00	69,856.00	2.19	4.16	12.97	617	3,623.00	2,080.25	6

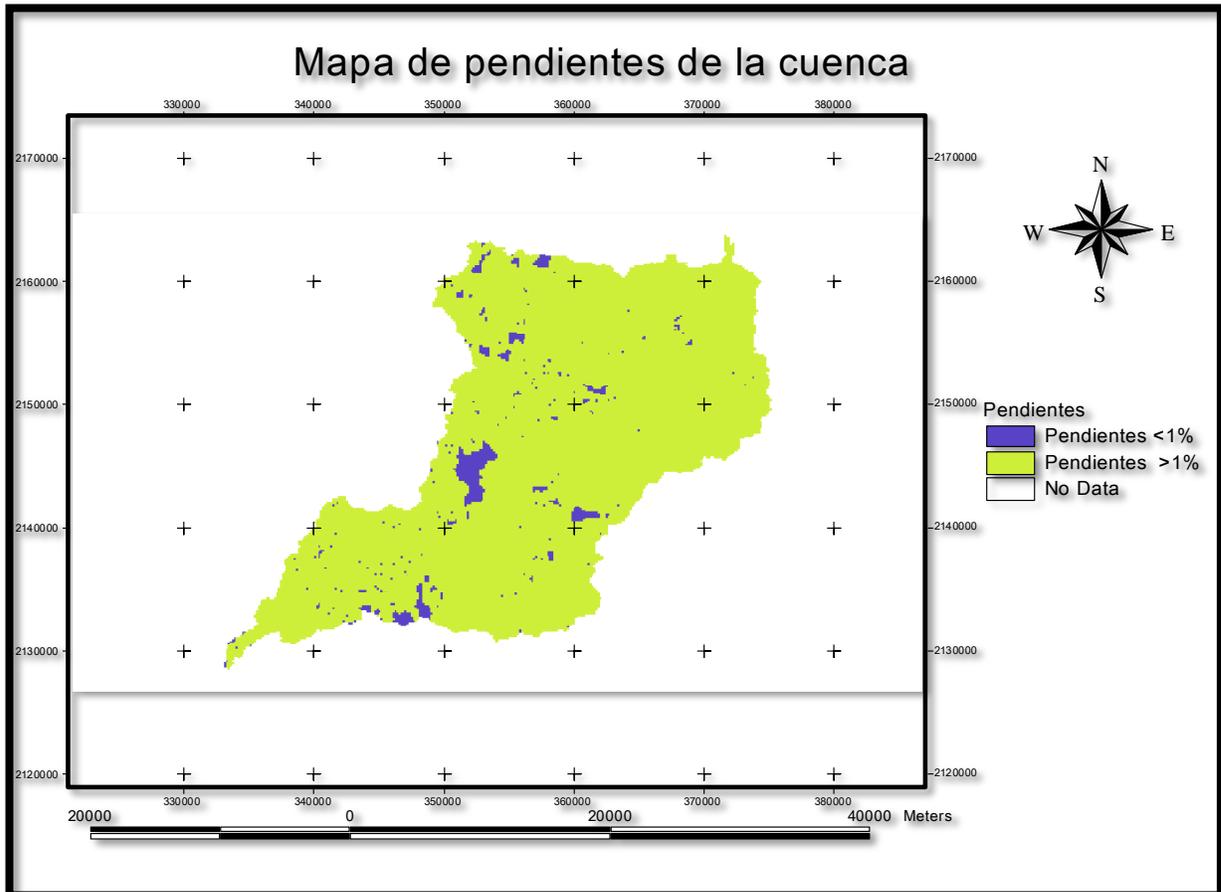
Tabla 3.1 Resumen de las características geomorfológicas de la cuenca.

III.VIII Mapas de pendientes.

Los mapas de pendientes que a continuación se muestran, nos representaran los rangos de las pendientes que existen en la cuenca, así mismo, cuáles de éstas son las mayores y menores a 1%.



Mapa 3.11 Pendientes de la cuenca en (%).



Mapa 3.12 Pendientes mayores y menores a 1%.

El mapa 3.12 nos muestra las pendientes existentes en la cuenca Tiripitio, donde las de color amarillo son las pendientes mayores a 1% y las azules las pendientes menores a 1%.



CAPITULO IV COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO “C” Y NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO “N”.



En este capítulo analizaremos y calcularemos los mapas de uso y tipo de suelo siguiendo la metodología mencionada en el capítulo II con la finalidad de tener el número de escurrimiento “N” y el coeficiente ‘K” de la cuenca Tiripitio, los cuales, los necesitamos para determinar el coeficiente de escurrimiento para saber cuánto es lo que escurre y cuanto es lo que se infiltra de una tormenta.

IV.I Descripción del proceso de infiltración.

El proceso de infiltración puede describirse de la siguiente manera: Considérese un área de suelo suficientemente pequeña, de modo que sus características (tipo de suelo, cobertura vegetal, etc.), así como la intensidad de la lluvia en el espacio puedan considerarse uniformes, aunque la última cambie en el tiempo.

Supóngase que, al inicio de una tormenta, el suelo está de tal manera seco que la cantidad de agua que puede absorber en la unidad de tiempo (es decir, su *capacidad de infiltración*) es mayor que la intensidad de la lluvia en esos primeros instantes de la tormenta.

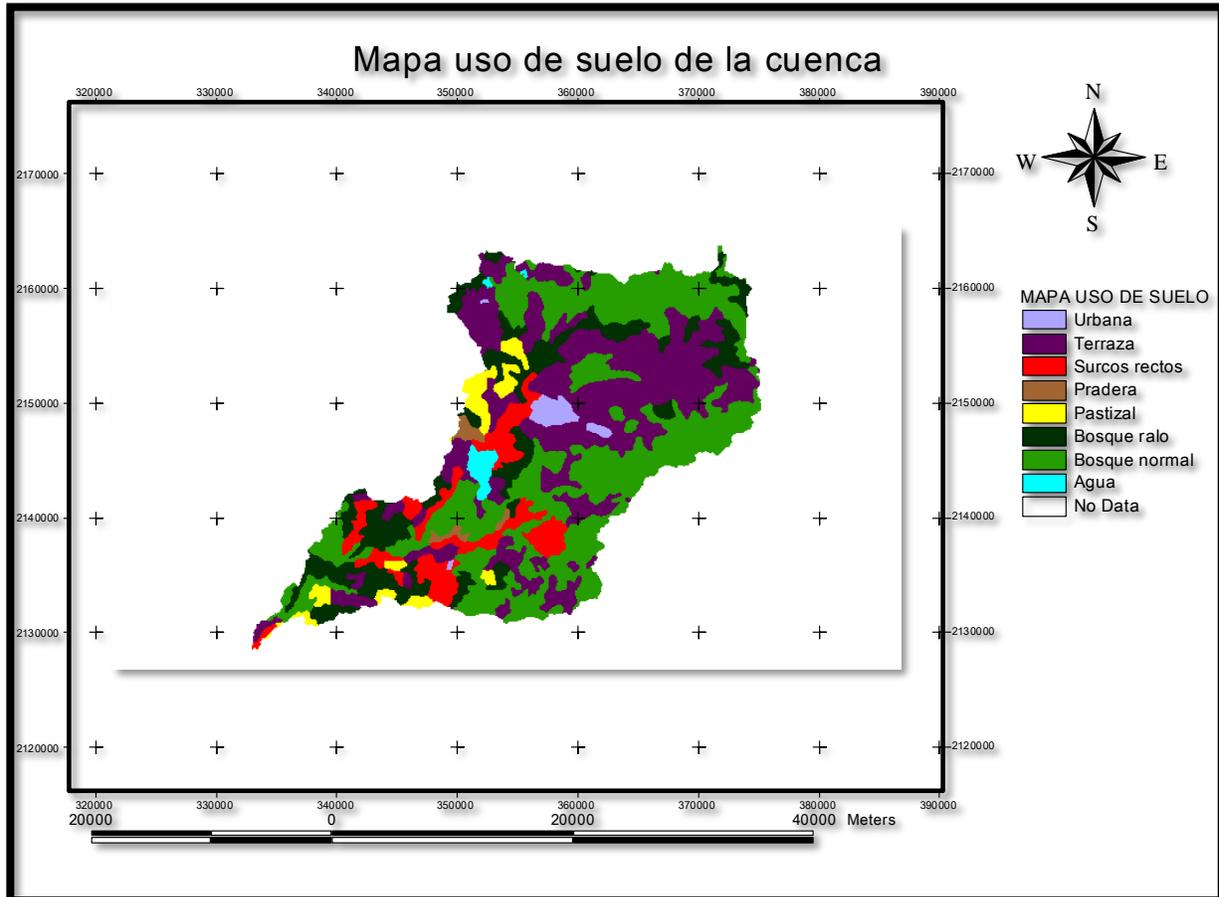
La forma precisa en que se realiza el proceso descrito depende de un gran número de factores que afectan la infiltración, entre los que destacan:

- a) Textura del suelo.
- b) Contenido de humedad inicial.
- c) Contenido de humedad de saturación.
- d) Cobertura vegetal.
- e) Uso del suelo.
- f) Aire atrapado.
- g) Lavado de material fino.
- h) Compactación.
- i) Temperatura, sus cambios y diferencias.

IV.II Tipo y uso del suelo.

El tamaño de los granos del suelo, su ordenamiento y comparación, su contenido de materia orgánica, etc., son factores íntimamente ligados a la capacidad de infiltración y de retención de humedad, por lo que el tipo de suelo, predominante en la cuenca, así como su uso, influye de manera notable en la magnitud y distribución de los escurrimientos.

A continuación se mostraran los mapas de uso y tipo de suelo de la cuenca:



Mapa 4.1 Uso de suelo de la cuenca

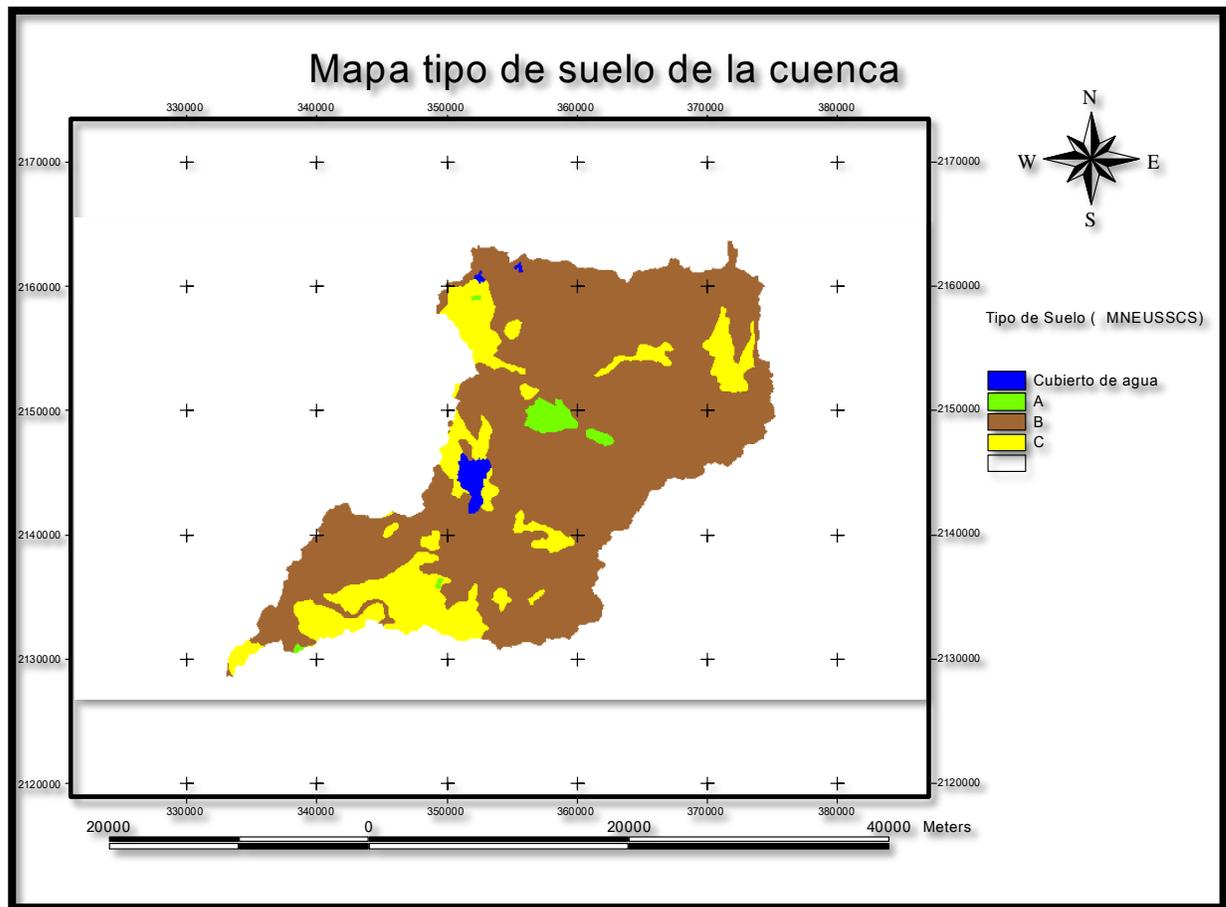


Tabla del uso de suelo de la cuenca				
Código	Uso de suelo	Tipo de suelo	Área (m2)	% de la área de la cuenca
1	Terraza	Temporal	215,737,271.00	31
2	Bosque normal	Bosque de encino	264,775,899.00	38
3	Bosque ralo	Bosque de pino- encino	107,437,656.00	15
4	Agua	Cuerpo de	7,765,129.00	1
5	Zona urbana	Zona Urbana	10,519,777.00	2
6	Pastizal	Pastizal	24,526,154.00	4
7	Surcos rectos	Riego	58,875,530.00	8
8	Pradera	Matorral	6,651,123.00	1
			Total=	100

El tipo de suelo de la cuenca se basó en la tabla siguiente del libro de Aparicio de la pág.189

Tipo de suelo	Textura del suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla; suelos muy permeables.
B	Arenas medias y más
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables.

Tabla 4.2 Clasificación del tipo del suelo según Aparicio.



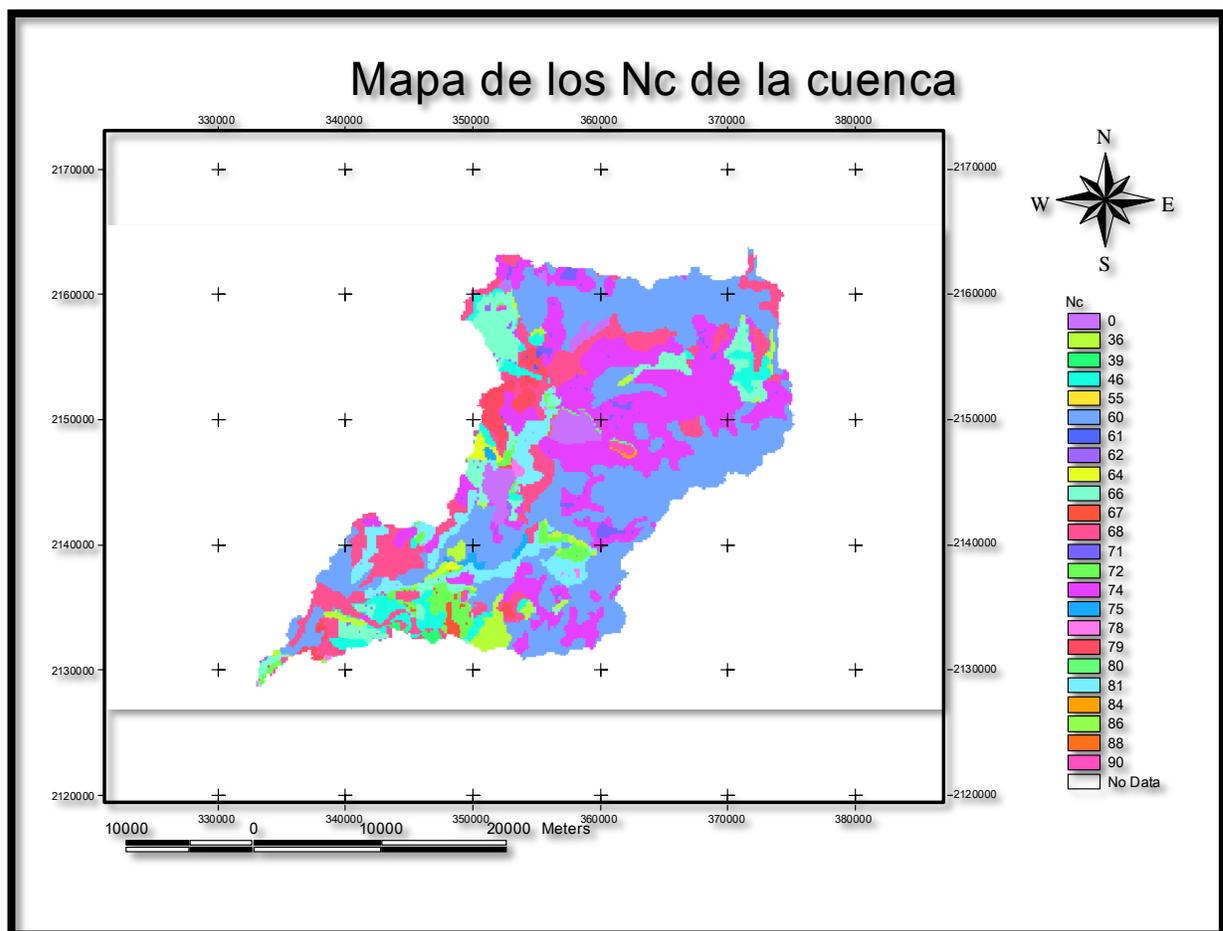
Mapa 4.2 Tipo de suelo de la cuenca

Áreas del mapa tipo de suelo		
Tipo de Suelo (Clasificación MNEUSSCS)	Área(m ²)	% del área de la cuenca
Cubierto por agua	7764566.769	1.12
A	10896335.110	1.56
B	556846311.121	79.97
C	120781087.00	17.35
Total=	696288300.00	100.0

Tabla 4.3 Características del tipo del suelo de la cuenca con sus respectivas áreas de influencia.

IV.III Cálculo del número de escurrimiento (N) y el coeficiente (K) de la cuenca.

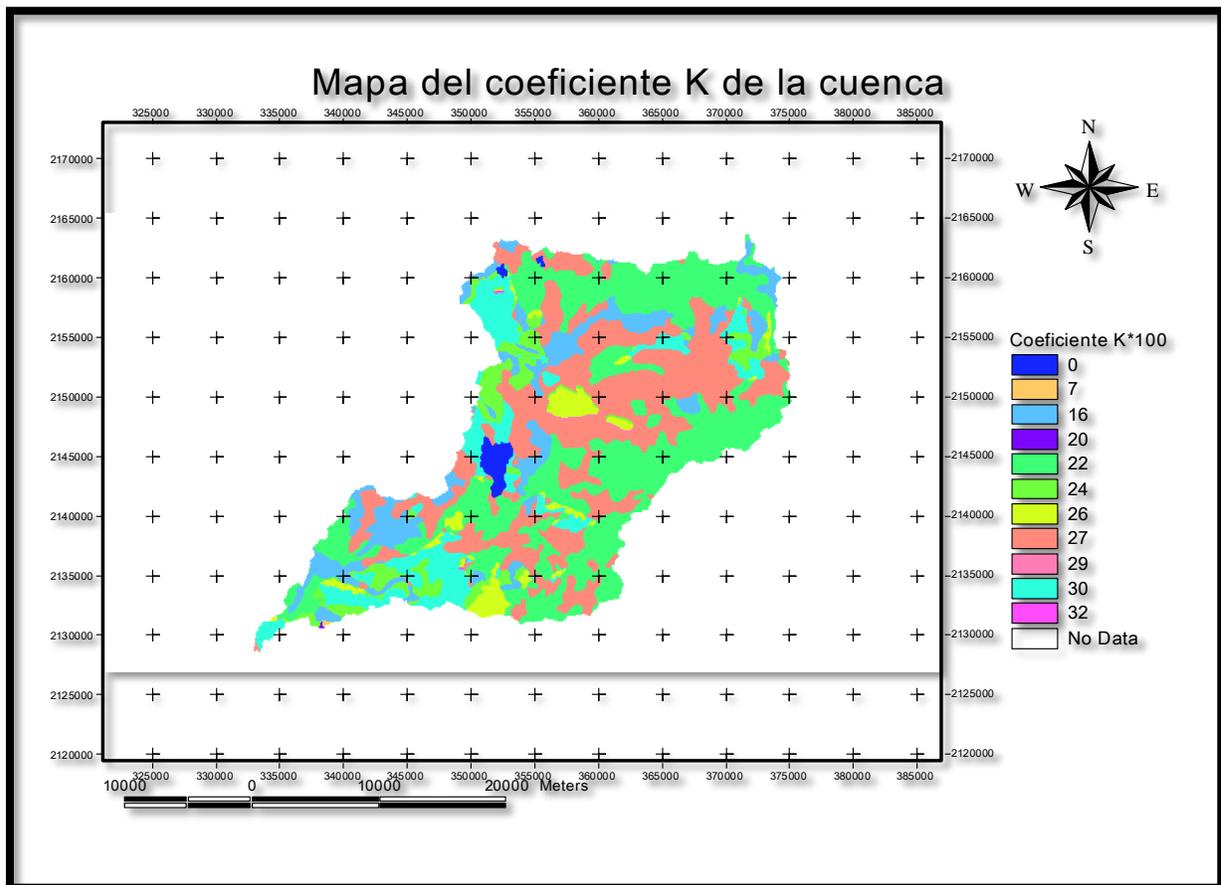
Para el cálculo del N se realizaron los pasos antes mencionados en la metodología del capítulo II, clasificando cada N de la cuenca con la tabla 7.3 "Selección del N" en el libro de Aparicio pág.188.



De acuerdo al Mapa 4.3 cada Nc se multiplica por su área correspondiente, de dicho resultado se realizó la suma y dividiéndolo entre el área total obtenemos el número de escurrimiento de la cuenca Tiripitío que es de:

$$N_c = 63.88$$

El procedimiento propuesto para la obtención del coeficiente K, esta denominado dentro de la norma oficial mexicana 011 (NOM01). El único dato que necesitamos para la determinación de este coeficiente es el mapa de uso y tipo de suelo, mapa generado por procedimientos básicos en Arc View.



Mapa 4.4 Coeficientes de escurrimientos de la cuenca

El mapa 4.4 nos representa los coeficientes de escurrimiento, los cuales para la elaboración del mapa, son multiplicados por 100 debido a que el programa no se puede poner en decimales; por lo tanto, cada k mostrado en el mapa se divide entre 100 y se realiza el mismo procedimiento antes mencionado para la obtención del Nc. El coeficiente de escurrimiento de la cuenca resulto de:

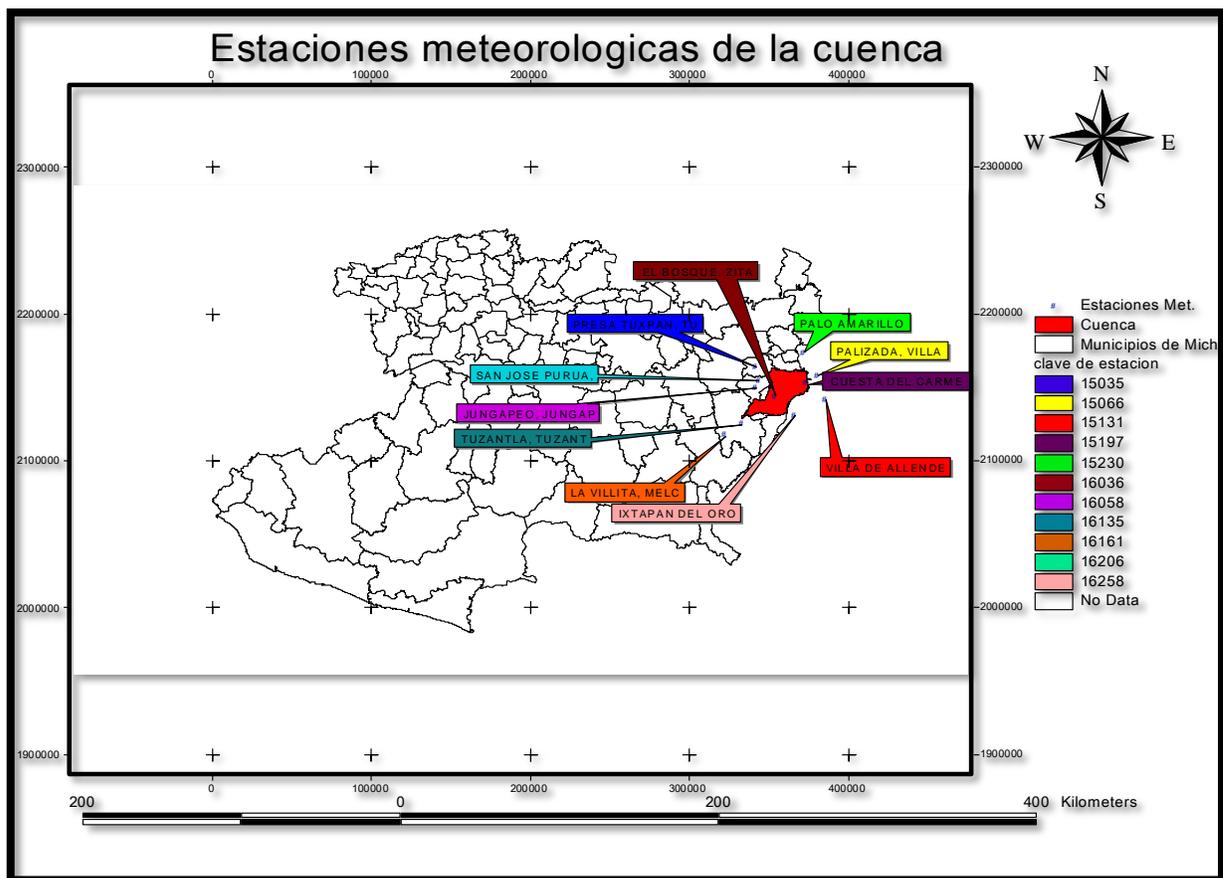
$$k=0.24$$

IV.IV Cálculo del volumen de escurrimiento.

Para el cálculo del C_e (coeficiente de escurrimiento) es necesario la precipitación media anual, la cual se calculará por dos métodos:

- Polígonos de Thiessen
- Isoyetas

Para esto, primero debemos hacer la selección de las estaciones meteorológicas, para determinar cuáles de ellas son las que analizaremos por estos dos métodos y más adelante en capítulos en los que se ocuparan dichos datos.



Mapa 6.1 Ubicación de la cuenca en el estado de Michoacán y estaciones meteorológicas más cercanas.



En el mapa 6.1 se presentan las estaciones con su respectiva clave, así como los municipios que la cuenca abarca que son Tuxpan, Zitácuaro, Tuzantla y Juárez.

Como se puede observar las estaciones de influencia de la cuenca son varias, pero en este caso, se tomó como estación base la estación que está dentro de la cuenca ya que es la más indicada por estar dentro y viendo sus datos de precipitación es la que tiene mayor número de datos; de las estaciones más cercanas tomando en cuenta su porcentaje de datos llenos y sus periodos se elegirán las siguientes: Cuesta del Carmen ((15197), Bosque Zitácuaro estación base (16036), Jungapeo Jungapeo (16058), Tuzantla Tuzantla (16135) Palizada Villa (15066) y Ixtapan del Oro (15035) y Presa Tuxpan Tuxpan (16258), estas estaciones serán usadas para el análisis de precipitación.

Polígonos de Thiessen: Este método consiste en lo siguiente:

1) Unir, mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí. Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones meteorológicas.

2) Trazar líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos. Por geometría elemental, las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.

3) Cada estación quedará rodeada por líneas rectas del paso 2, que forman los llamados Polígonos de Thiessen y, en algunos casos, en parte del parteaguas de la cuenca. El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parteaguas será el *área de influencia* de la estación correspondiente.

4) La precipitación media anual de la cuenca se calcula entonces como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente:

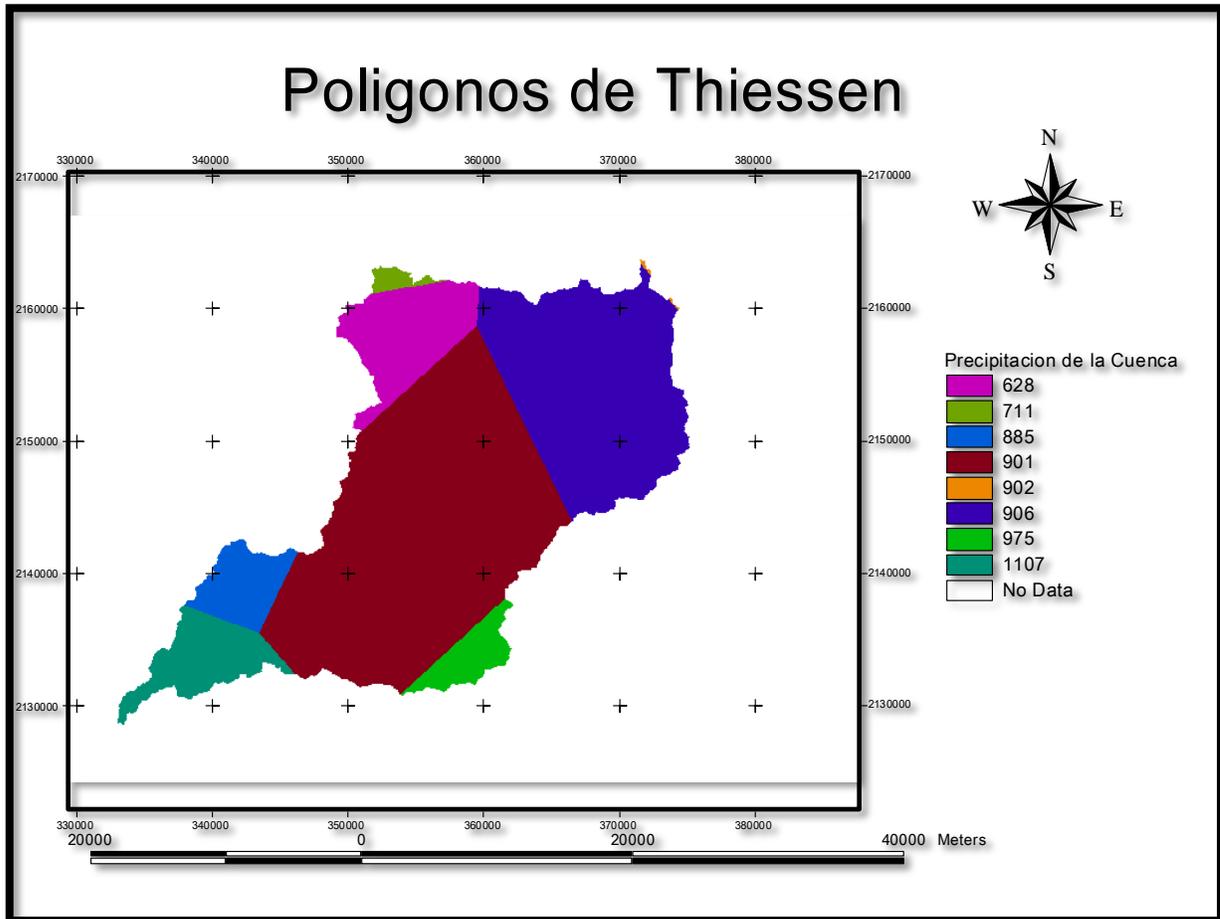
$$h_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \text{ Ec. 4.1}$$

Dónde: h_p : Precipitación media anual de la cuenca.

h_{pi} : Precipitación media anual de la estación i .

A_T : Área total de la cuenca.

A_i : Área de influencia de la estación.



Mapa 4.5 Precipitaciones medias anuales (Polígonos de Thiessen.)

Polígonos de Thiessen		
Precipitación	Área	% de área de la cuenca
628	61958496.9796	8.90
711	5408033.0747	0.78
885	31988886.1357	4.59
901	336920426.6018	48.39
902	424481.3490	0.06
906	194393884.9192	27.92
975	21897485.7827	3.14
1107	43296605.1576	6.22
Total=		100

Tabla 4.4 Precipitaciones medias anuales (Polígonos de Thiessen.)

La precipitación media anual es de: $hP = \underline{891.03 \text{ mm}}$



Método de las Isoyetas:

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas *Isoyetas*, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía. La precipitación se calcula en forma similar a la ecuación de los polígonos de Thiessen, pero ahora el peso es el área (A_i) entre cada dos Isoyetas y el parteaguas de la cuenca y la cantidad que se pesa es la altura de precipitación promedio entre las dos Isoyetas.

Dónde:

h_p : Precipitación media anual de la cuenca.

A_T : Área total de la cuenca.

h_{pi} : Precipitación promedio entre dos Isoyetas.

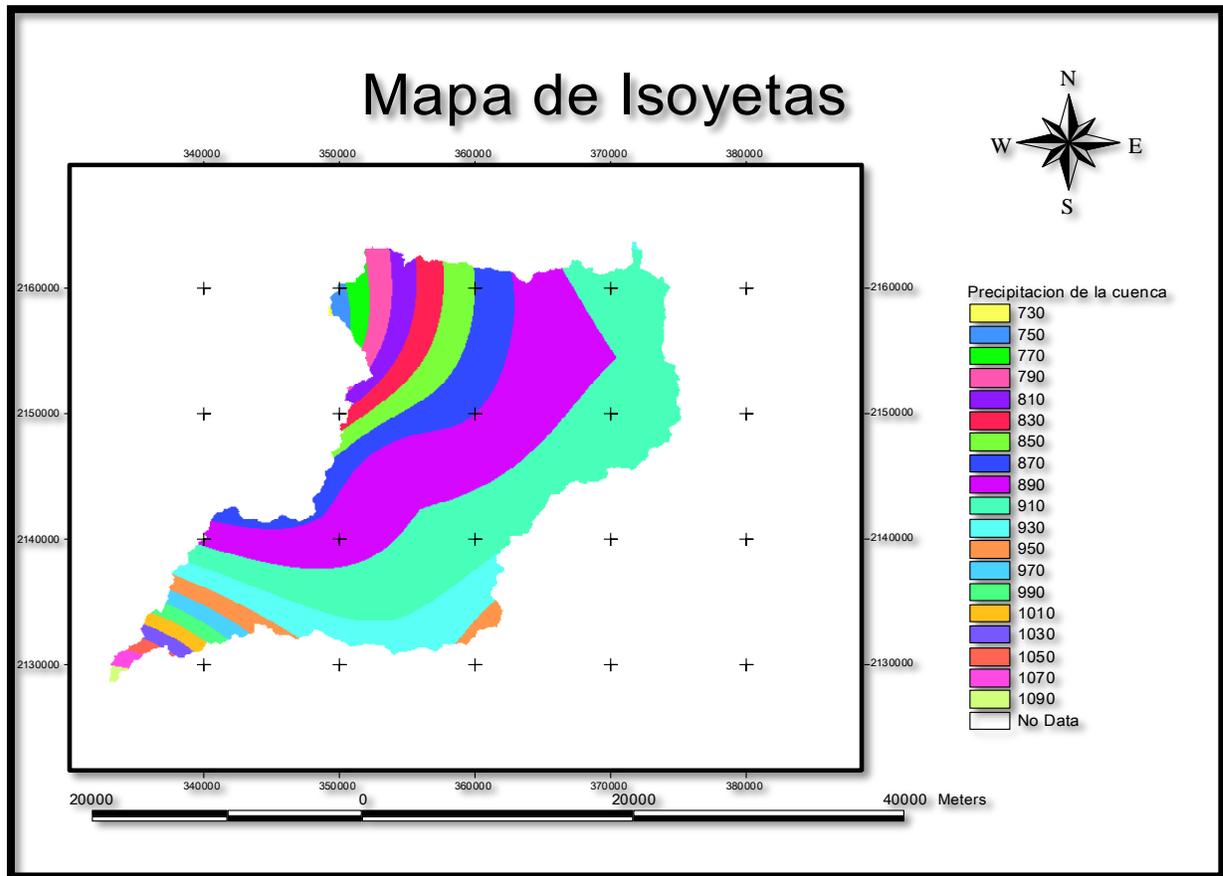
A'_i : Área entre cada dos Isoyetas.

n' : Número de áreas A'_i .

$$h_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^{n'} (h_{pi}A'_i) \text{ Ec. 4.2}$$

Precipitación (Isoyetas)		
Precipitación	Área (m2)	% de Área de la cuenca
730	195961.4600	0.03
750	3393059.0400	0.49
770	7423912.2800	1.07
790	14059306.3300	2.02
810	18936825.5400	2.72
830	25138879.6600	3.61
850	35458469.2900	5.09
870	67420689.3400	9.68
890	192299658.0700	27.62
910	230274976.3000	33.07
930	59186058.1300	8.50
950	15375774.9700	2.21
970	7444651.5800	1.07
990	5764959.7000	0.83
1010	5174718.4700	0.74
1030	4067239.2500	0.58
1050	1646577.4200	0.24
1070	2066911.7800	0.30
1090	959671.4000	0.14
Total=		100

Tabla 4.5 Precipitaciones medias anuales (Isoyetas.)



Mapa 4.6 Precipitaciones por el método de Isoyetas.

La precipitación media anual es de: $H_p = 893.58\text{mm}$



Teniendo el valor anterior y el coeficiente K, calcularemos el coeficiente de escurrimiento de la cuenca. De acuerdo con la norma NOM011 de la CNA:

Si K es menor o igual a 0.15 utilizaremos la ecuación:

$$C_e = \frac{K(P - 250)}{2000} \quad Ec. 4.3$$

Si K es mayor a 0.15 utilizaremos la ecuación:

$$C_e = K \left[\frac{P - 250}{2000} \right] + \frac{K - 0.15}{1.5} \quad Ec. 4.4$$

Donde P es la precipitación media anual en mm.

La precipitación media anual se tomara del método de las Isoyetas ya que es más confiable para este análisis:

$$P = 893.58 \text{ mm}$$

$$C_e = 0.24 (893.58 - 250) / 2000 + (0.24 - 0.15) / 1.5$$

$$C_e = 0.1372$$

El volumen de escurrimiento medio de la cuenca lo calcularemos con la siguiente expresión:

$$C_e = \frac{V_e}{V_p} = \frac{V_e}{P A_c} \quad Ec. 4.5$$

Despejando el volumen de escurrimiento nos queda:

$$V_e = C_e * (P A_c) \quad Ec. 4.5$$

Dónde: C_e : Coeficiente de escurrimiento

P: Precipitación media anual de la cuenca en m.

A_c : Área de la cuenca.

$$V_e = 0.1372 * [(0.8936 \text{ m}) * (696288300 \text{ m}^2)] = 85382788.64 \text{ m}^3$$

$$V_e = 85382.78 (1000 \text{ m}^3)$$



CAPITULO V TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

V.I Definición del tiempo de concentración.

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina *tiempo de concentración*, y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

Naturalmente, el tiempo de concentración t_c (figura 5.1), depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y de la velocidad que adquiere, en promedio, dentro de la misma. Esta velocidad está en función de las pendientes del terreno, los cauces, de la rugosidad y de las superficies de los mismos.

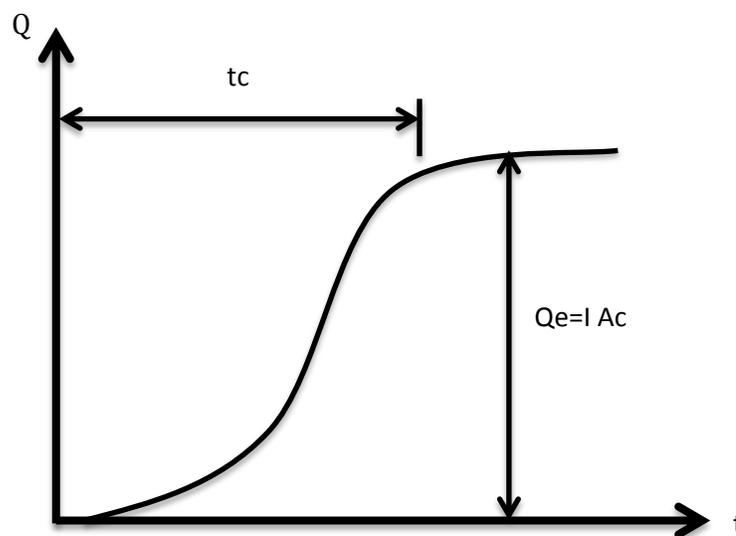


Figura 5.1 Tiempo de concentración.



V.II Cálculo del t_c .

Para el cálculo de t_c emplearemos en nuestro caso la fórmula de Kirpich del libro de Aparicio Pág. 208 que se muestra de la siguiente forma:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad Ec. 5.1$$

Dónde:

- S: Pendiente del cauce principal (Por el método de Taylor Schwarz).
- L: Longitud de la corriente principal y se expresa en m.
- t_c : Tiempo de concentración de la cuenca y resulta en h.

Datos:

$$L = 69856m$$

$$S = 0.0646$$

$$t_c = 0.000325 (69856)^{0.77} / (0.0646)^{0.385}$$

Por lo que el tiempo de concentración nos resulta de:

$$t_c = 5.012 \text{ hrs.}$$



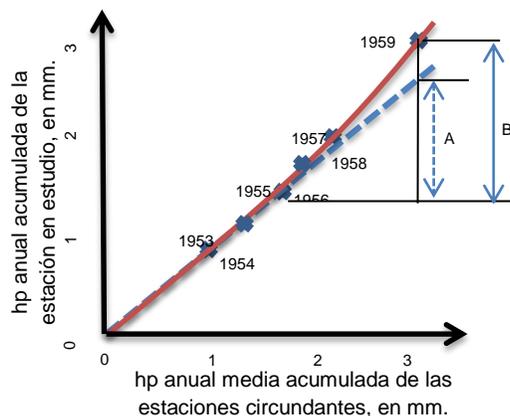
CAPITULO VI ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN.

VI.I Ajuste de registros de precipitación por cambios en las condiciones de medición.

Cuando en una estación pluviométrica tiene lugar algún cambio en las condiciones de medición, como por ejemplo cambio de operador, de localización o de las condiciones adyacentes, las tendencias del registro sufren normalmente alteraciones que pueden llegar a ser importantes en cuanto a su no homogeneidad.

Para detectar y corregir estas alteraciones se usa una técnica llamada *curva masa doble*, que se basa en observaciones hechas en el sentido de que la precipitación acumulada media para varias estaciones no es muy sensible a cambios en una de ellas, debido a que muchos de los errores se compensan, mientras que la lluvia acumulada de una estación particular se afecta de inmediato ante la presencia de cambios importantes. Así, si en una gráfica se pone en un eje la precipitación anual acumulada media de varias estaciones circundantes a la estación en estudio, y en el otro eje se pone la lluvia anual acumulada de la estación en cuestión, se obtendrá una línea recta siempre que en ésta no hayan existido cambios o no sean importantes; en caso contrario, la línea cambia de pendiente en el año a partir del cual la estación comenzó a operar en condiciones diferentes. Por ejemplo, en la gráfica de la figura 6.1 se observa que hubo algún cambio a partir de 1956. Entonces, para que los datos registrados en la estación en todos los años sean consistentes, los registros anteriores a 1956 se pueden "corregir" multiplicándolos por el factor de ajuste:

$$Fa = \frac{A}{B} \text{ Ec. 6.1}$$



Gráfica 6.1



Para que el ajuste sea suficientemente confiable, conviene que el número de estaciones circundantes usadas no sea menor de diez. Por otra parte, si en la zona en estudio hay variaciones muy apreciables de la precipitación en cada época del año, es conveniente hacer ajustes por separado para cada época. Así, por ejemplo, se puede hacer un ajuste para la época de lluvias y otro para la sequía.

A continuación se harán las comparaciones de las estaciones circundantes con la estación base, obteniendo las precipitaciones acumuladas de éstas para así poder graficar una respecto a la otra:

RANGO DE DATOS POR AÑOS																
Año	EB	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	P. ACUM. DE E1,E2...	P. ACUMU. DE EB.(mm)	ACUMU. DE EB.(m P. circ. acum. (m)		
1953	842.4							831.9	637.4				734.650	842.4	842.4	734.650
1954	894.3							857.7	1071.5				964.600	894.3	1736.7	1699.250
1955	1130.8							1090.7	1311.9				1201.300	1130.8	2867.5	2900.550
1957	723.9								1045.4				1045.400	723.9	3591.4	3945.950
1958	1389.2		533.6					1381.1	1662				1192.233	1389.2	4980.6	5138.183
1959	1617.2		965.8					1008.1	1215.2				1063.033	1617.2	6597.8	6201.217
1960	706.6		668.1						959.2				813.650	706.6	7304.4	7014.867
1961	683.8	973	761.7	844.5					733				828.050	683.8	7988.2	7842.917
1962	982.2	995.5	1005.5	753.5					1201.7				989.050	982.2	8970.4	8831.967
1963	683.7	1038.5	1100.3	878					736.3				938.275	683.7	9654.1	9770.242
1964	882.2	918.1	1092.5	1004.2				772.9	1201.3				997.800	882.2	10536.3	10768.042
1965	676.6	1035.5	1028.8	1027.5				759	776.7				925.500	676.6	11212.9	11693.542
1966	833.8	1021.5	889.1	1066				939.5	1057.5				994.720	833.8	12046.7	12688.262
1967	1290.4	1426.1	929.7	1397.8				1399.5	1205.6				1271.740	1290.4	13337.1	13960.002
1968	897	788	914	944				891.5	816.7				870.840	897	14234.1	14830.842
1969	741.1		726.1	809				696	969.3				800.100	741.1	14975.2	15630.942
1970	1356.3	765.5		981					1245				997.167	1356.3	16331.5	16628.108
1971	948.7	899.2	1047.2	1140				853.5	1053.5				998.680	948.7	17280.2	17626.788
1972	770.2	1097.3	822	827.8					757.8	663			833.580	770.2	18050.4	18460.368
1973	1054.1	1066.8	1131.2	1117				1244.5	1184.5	1379.8			1187.300	1054.1	19104.5	19647.668
1974	731.8	869.5	801.2	830				559.4	820.1	821.8			783.667	731.8	19836.3	20431.335
1975	943.4	1216	947.1	1150	1211.9			603.2	1058.8				1031.167	943.4	20779.7	21462.502
1977	748.4	890.2	803.3	858.2	1144.6			1289.9					997.240	748.4	21528.1	22459.742
1978	818.5	1014.1	961.6	1084.7	1035.2		1069.6				881		1007.700	818.5	22346.6	23467.442
1979	706.6	968.2	845.7		534.2					1650.1	729.1		945.460	706.6	23053.2	24412.902
1980	1091.4	994.3	893.4	1169.1	994.6		886.8	863		956.3	709.5		933.375	1091.4	24144.6	25346.277
1981	989.3	1041.9	1020.1	1000.8	987.6			1162.5	836	1357	753.7		1019.950	989.3	25133.9	26366.227
1982	606.4		737.6	775.5	809.2		807		3271		498.9		1149.867	606.4	25740.3	27516.093
1983	701.7		792.8	876.2	885.9	782	810		2065.6	1430.3			1091.829	701.7	26442	28607.922
1984	970.5		1023	1021.5	1031.4		840.5	987.8	739.7		1483.5		1018.200	970.5	27412.5	29626.122
1985	1003.3	224.7	773.1			747.6	1062.9		1186.9		409.6		734.133	1003.3	28415.8	30360.255
1986	567.7	678	960			473.2	1064.1				198.3		674.720	567.7	28983.5	31034.975
1987	780.4		742.8			663.8					629		678.533	780.4	29763.9	31713.509
1988	877.9		776.9			739.1					840.3		785.433	877.9	30641.8	32498.942

Tabla 6.1 Consistencia de precipitaciones acumuladas.

Al graficar los valores de las precipitaciones acumuladas de las estaciones circundantes contra las precipitaciones acumuladas de la estación base, nos resulta la siguiente gráfica donde veremos el comportamiento de los datos, para ver si hay que utilizar el factor de corrección o no:

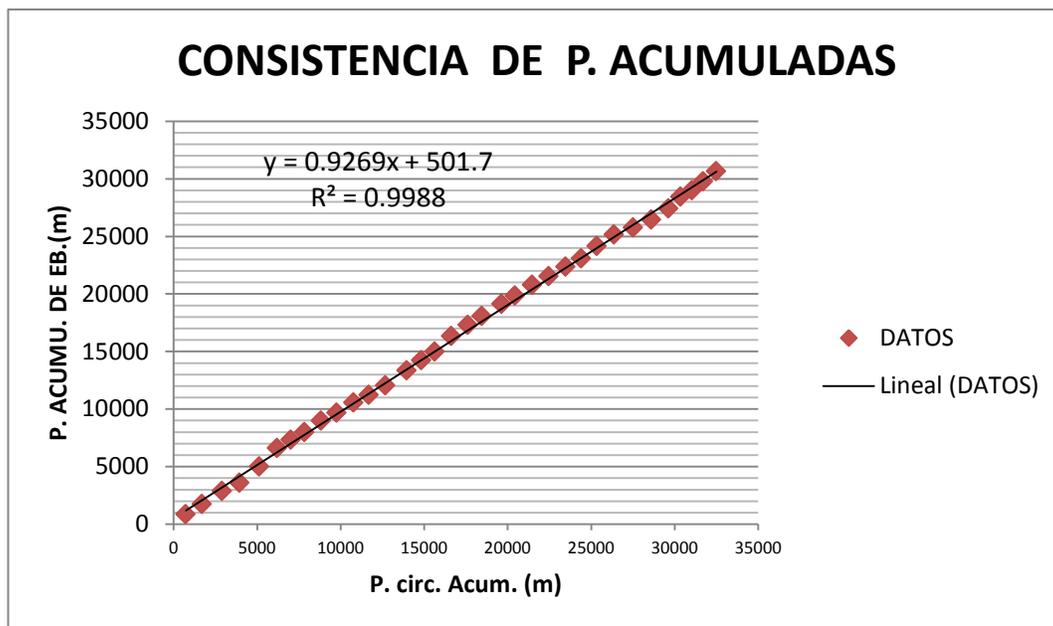


Tabla 6.2 Consistencia de precipitaciones acumuladas.

Como se puede observar en la gráfica, en los datos no se nota una diferenciación entre ellos, se apegan todos a una sola recta; por lo que nos indica que tenemos una buena consistencia de datos.



VI.II Métodos para el llenado de datos.

Es frecuente que en un registro de precipitaciones falten los datos de un cierto periodo, debido a la ausencia del operador o a fallas del aparato registrador. En estos casos se puede estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos cerca de las estaciones en cuestión y uniformemente repartidas. Una manera de hacerlo es mediante unas graficas como las que se mostraran a continuación, donde se correlacionan las precipitaciones medidas en una estación cercana o el promedio de las medidas en varias estaciones circundantes con la registrada en la estación de estudio.

Una vez obtenida la gráfica y si la correlación es aceptable, bastara conocer la precipitación en la estación más cercana, o bien la precipitación media en las estaciones circundantes consideradas en los días en cuestión para deducir los datos faltantes.

Cuando la correlación obtenida del análisis anterior no es aceptable, puede usarse otro método, basado en la precipitación media anual, que sigue tres tipos de criterios:

- Si la precipitación media anual en cada una de las estaciones circundantes difiere en menos del 10% de la registrada en la estación en estudio, los datos faltantes se estiman haciendo un promedio aritmético de los registrados en las estaciones circundantes.
- Si la precipitación media anual de cualquiera de las estaciones circundantes difiere en más de 10%, se usa la fórmula:

$$h_{px} = \frac{1}{n} \left[\frac{P_x}{P_1} h_{p1} + \frac{P_x}{P_2} h_{p2} + \dots + \frac{P_x}{P_n} h_{pn} \right] \text{ Ec. 6.1}$$

Dónde:

h_{pi} = altura de precipitación registrada el día en cuestión en la estación auxiliar i .

h_{px} = altura de precipitación faltante en la estación en estudio.

P_i = precipitación media anual en la estación auxiliar i .

P_x = precipitación media anual en la estación en estudio.

n = número de estaciones auxiliares.



Para obtener resultados confiables, es recomendable que el número de estaciones auxiliares n sea como mínimo tres.

- Si la precipitaciones medias anuales de las estaciones circundantes cumple con un (+,-) el 10% de variación entre la media anual de la estación de estudio, se usará el llenado de datos faltantes con el método del inverso de la distancia al cuadrado que se determina de esta manera:

$$P_o = \sum_i^n P_i W_j \quad \text{Ec. 6.2}$$

Dónde:

P_i = Precipitación mensual de la estación circundante.

P_o = Precipitación calculada para la estación de estudio.

W_j = Factor que depende de la distancia euclidiana entre las estaciones.

$$W_j = \frac{\frac{1}{d_{oj}^2}}{\sum_i^n \frac{1}{1d_{oj}^2}} \quad \text{Ec. 6.3}$$

d_{oj} = distancia euclidiana de la estación circundante a la estación de estudio.

$$d_{oj} = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2 + (Z_2 - Z_1)^2} \quad \text{Ec. 6.4}$$

Dónde:

X_1, Y_1, Z_1 = Coordenadas XYZ de la estación base.

X_2, Y_2, Z_2 = Coordenadas XYZ de cada estación circundante. (Nota: las estaciones alrededor de la estación de estudio o la que se desea llenar, deben de estar en sus cuatro cuadrantes y como mínimo se requieren dos estaciones.)



VI.III Llenado de datos y cálculo de las precipitaciones máximas.

Recordando lo visto en el capítulo IV, las estaciones de influencia de la cuenca son varias, de acuerdo al cálculo de los polígonos de Thiessen; pero en este caso se les dará mayor prioridad aquellas estaciones que están dentro de la cuenca y las que tengan mayor influencia y mayor número de datos llenos; de acuerdo al mapa 4.5. Entre las estaciones seleccionadas están: Cuesta del Carmen ((15197), Bosque Zitácuaro (16036), Jungapeo Jungapeo (16058), Tuzantla Tuzantla (16135) Palizada Villa (15066) y Ixtapan del Oro (15035).

Mediante un programa llamado GDCLIMEX se analizaron todas las estaciones que se seleccionaron para nuestro llenado de datos, se verificó cuál de todas estas fueron las que tenían una mayor correlación, utilizando las precipitaciones totales mensuales que se mostraran en gráficas con las estaciones que tuvieron una alta correlación.

Para el llenado de datos de nuestra estación base, se utilizaron dos métodos antes mencionados:

1. Utilización de las gráficas de correlación y la ecuación de regresión lineal.
2. El más menos 10% de diferencias del promedio de la precipitación total anual de las estaciones; llenando así la estación base con el inverso de la distancia al cuadrado.



Llenado con el método 1 (Gráficas de correlación y ecuación de correlación lineal).

En el análisis de la alta correlación las estaciones que tuvieron muy buena correlación fueron las siguientes:

MATRIZ DE DE CORRELACIÓN

ESTACIONES	16135	16206	16258	16036	15035	15066	15197	16036	16058	16135	16206
16058	0.59	0	0.00	0.76	0.22	0.46	1.00	0.76	1.00	0.59	0.00
16135		0.00	0.00	0.11	0.33	0.38	1.00	0.14	0.95	0.88	0.00
			0.72	0.45	0.00	0.53	1.00	0.45	0.00	1.00	1.00
			16258	0.95	0.00	0.04	0.00	0.95	0.00	0.00	0.72
				16036	0.63	0.37	0.40	0.97	0.98	0.16	0.45
					15035	0.33	0.28	0.63	0.38	0.34	0.00
						15066	0.37	0.37	0.86	0.19	0.53
							15197	0.40	1.00	1.00	1.00
								16036	0.98	0.16	0.45
									16058	0.95	0.00
										16135	1.00

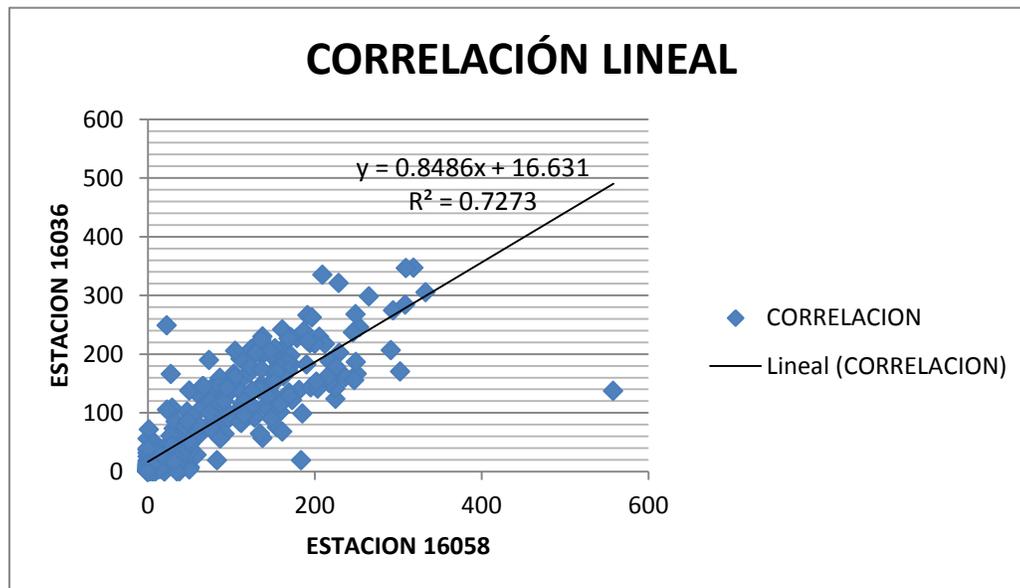
Tabla 6.2 Matriz de correlación con precipitaciones totales (GDCLIMEX).

Cabe mencionar que con el programa GDCLIMEX se analizaron las precipitaciones máximas, las cuales no tienen correlación muy buena por lo que se optó por hacer la matriz con precipitaciones Totales.

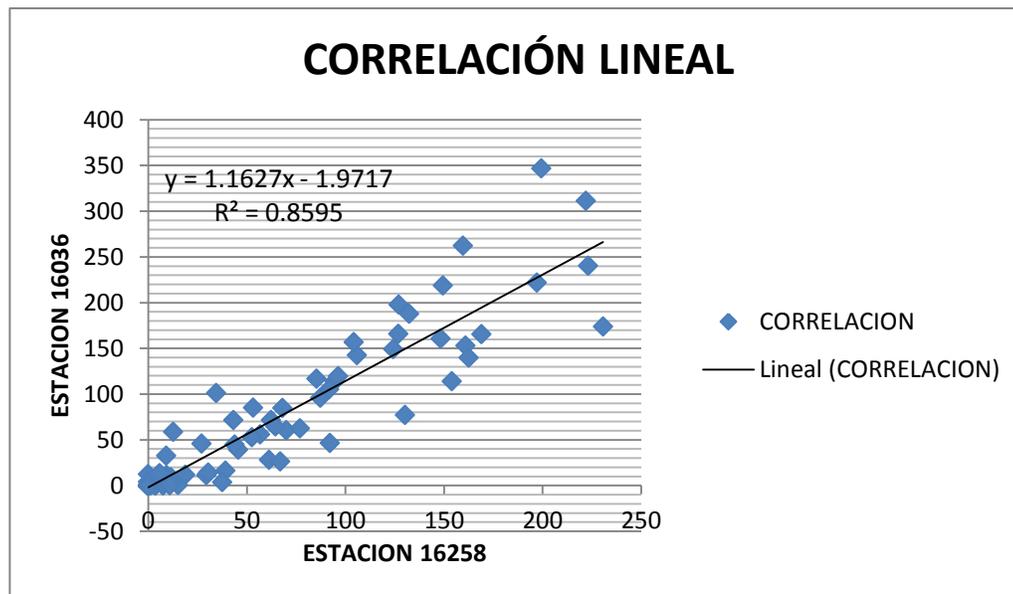
La siguiente tabla nos muestra un resumen de las características de datos de las estaciones que se utilizaron:

ESTACION	ELEVACIÓN	DISTANCIA	Nº AÑOS	PERIODO	DATOS(%)	% VACIOS	DISTANCIA EUCLIDIANA(m)
15035	1680	18618.745	20	1961-1981	83.33%	16.67%	17702.65
15066	2660	27770.727	36	1961-1997	91.40%	8.60%	30160.62
15197	2823	18769.96	24	1976-2000	77.89%	22.11%	21373.51
16036	1750	3828.089	38	1953-1988	66.67%	33.33%	0.00
16058	1430	15853.776	49	1951-1981	84.38%	15.62%	13479.98
16135	666	32572.266	46	1941-2005	93.18%	6.82%	27938.04
16206	1470	1648.09	12	1979-1988	41.67%	58.33%	15259.30
16258	1770	23503.72	11	1984-2004	46.49%	53.51%	23783.00

Tabla 6.3 Características de las estaciones meteorológicas.



Grafica 3 Ec. De regresión lineal 1.



Grafica 6.4 Ec. de regresión lineal 2.

Estas ecuaciones son las que se utilizaran para el llenado de la estación base 16036.



Llenado con el método 2 (+-10% de la precipitación total anual)

En este método se realizó primeramente, la comparación de las medias totales anuales de las precipitaciones de las estaciones de la tabla 6.3 con la de la estación base, considerando un +- 10% de rango de error para aceptarse. Una vez hecho esto, se obtuvieron las distancias euclidianas y los pesos (W) que tienen hacia la estación base para así, determinar con la ecuación 6.2 la precipitación del dato faltante.

SI CUMPLE O NO +-10% ESTACION 16036							
16036	15035	15066	15197	16258	16058	16135	16206
901.229412	974.9619048	901.688235	905.63125	711.3	885.282609	1106.55429	627.711111
Cumple	Cumple	Cumple	No Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Tabla 6.4 Estaciones que cumplen con el rango del +-10% de diferencia de la precipitación total anual.

ESTACION	DISTANCIA EUCLIDIANA(m)	W
15035	17702.65	0.41
15066	30160.62	0.14
15197	21373.51	0.28
16036	0.00	
16058	13479.98	
16135	27938.04	0.17
16206	15259.30	
16258	23783.00	

Tabla 6.5 Distancias euclidianas y los factores w de cada estación.

En la tabla 6.5 se puede observar los factores W; solamente se calcularon de las estaciones que cumplen con el requisito de la tabla 6.4, las cuales se usaran para el llenado de datos de la estación base.



Cabe mencionar que se realizo un ajuste, el cual, consistió incluir la estación número 16058 cuya correlación fue buena y los factores (W) en este caso resultan diferentes ya que para este método, mínimo tienen que ser dos estaciones que coincidan con el mismo periodo de años y las únicas estaciones que coincidían en los mismos periodos fueron la número 15197 con la 15066; por lo que los factores (W) fueron diferentes a los demás ya que son solo dos estaciones:

ESTACION	W
15197	0.67
15066	0.33

Tabla 6.6 Factores w de cada estación.

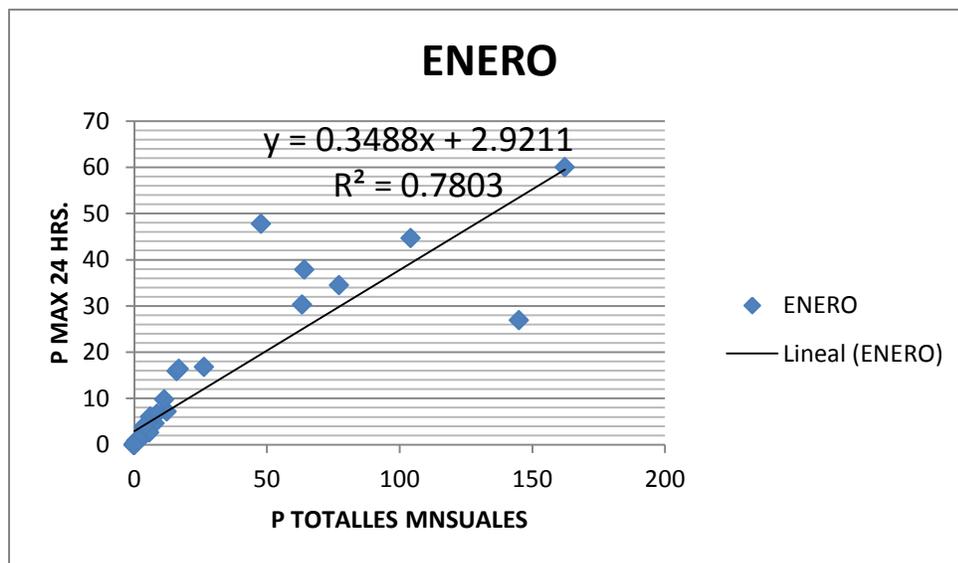
Una vez hecho el llenado de datos por los dos métodos, nos basaremos a una comprobación de análisis, en la que consiste en un análisis de las características estadísticas básicas determinando la media, la varianza y el sesgo de las precipitaciones totales de la estación base original con la estación llenada, para determinar si se hizo un buen llenado de datos.

COMPROBACIÓN												
ESTACION BASE ORIGINAL												
\bar{x}	21.49	6.09	4.60	8.65	52.74	172.79	180.93	163.68	157.37	83.41	17.89	10.00
σ	1648.75	76.53	81.64	459.50	1690.57	4580.63	2905.92	2939.85	4335.02	2479.44	387.77	171.42
γ	2.36	1.49	3.09	4.86	1.06	1.20	0.75	0.34	0.32	0.46	1.24	1.28
ESTACION BASE LLENADA												
\bar{x}	19.15	6.31	4.65	10.44	57.38	168.05	178.30	158.69	150.43	79.68	17.61	10.37
σ	1404.74	89.43	73.23	418.53	2653.36	4670.35	3375.41	2986.67	3823.62	2238.07	384.24	168.36
γ	2.57	1.65	3.04	4.13	1.92	0.89	0.05	-0.07	0.53	0.57	1.24	1.20
20% MAX DE DIFERENCIAS ENTRE VALORES												
\bar{x}	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
σ	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
γ	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE					

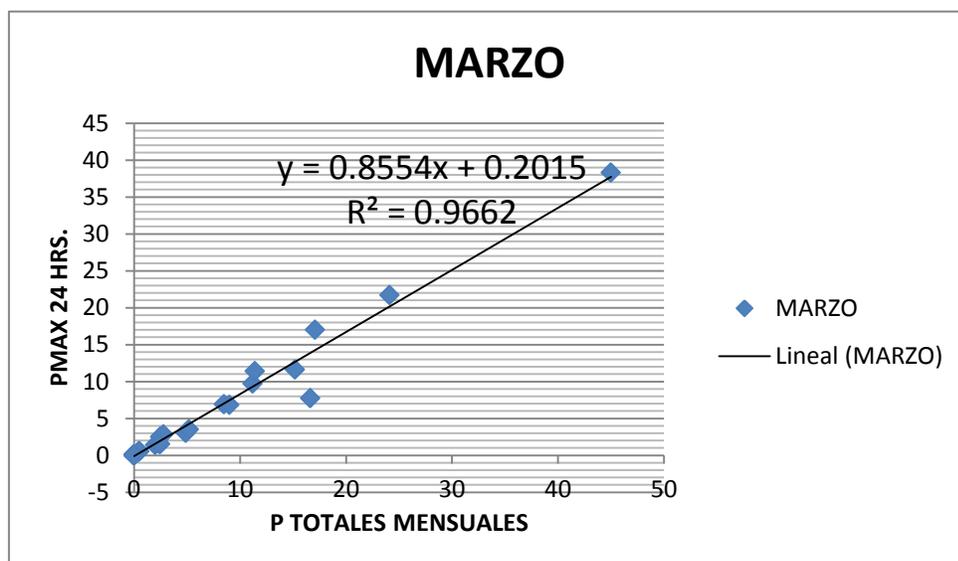
Tabla 6.7 Comparación de las características estadísticas 1.

El cálculo de las precipitaciones máximas 24 hrs. anuales se realizaran mes a mes, en las que por cada mes se obtendrá una Ecuación de regresión lineal graficando las precipitaciones totales llenadas con las precipitaciones máximas de la estación original. Esta ecuación se usará para llenar las precipitaciones máximas faltantes de ese periodo y así tener el máximo número de años llenados.

A continuación se mostraran algunas graficas de correlación utilizadas para el llenado de la P_{máx} 24hrs:



Grafica 6.5 Ec. De regresión lineal para el mes de Enero.



Grafica 6.6 Ec. de regresión lineal para el mes de Marzo.



Una vez llenado las Pmax 24hrs. anuales se realizó de nuevo otro análisis de las características estadísticas para comparar los resultados de las P totales llenadas con las Pmax 24hrs. de la estación original. A continuación se muestran los resultados:

COMPROBACIÓN												
PRECIPITACION TOTAL												
χ	9.60	3.85	3.85	5.27	21.48	36.11	29.81	29.34	30.56	26.77	9.37	6.78
σ	216.06	33.20	53.11	70.99	282.51	325.48	138.28	196.19	220.60	189.52	91.86	84.58
γ	1.94	1.97	3.15	3.39	1.15	1.57	0.39	0.71	0.96	0.75	1.43	2.10
PRECIPITACION MAX 24 HRS.												
χ	10.42	3.84	4.03	4.85	21.55	37.11	30.01	30.32	31.72	27.57	9.67	6.60
σ	257.03	29.80	60.54	78.27	303.57	344.69	144.81	211.69	264.29	221.19	100.86	91.10
γ	1.72	1.89	2.97	3.71	1.16	1.71	0.60	0.82	0.73	0.61	1.37	2.31
20% MAX DE DIFERENCIAS ENTRE VALORES												
χ	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE						
σ	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE						
γ	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 6.8 Comparación de las características estadísticas 2.



Una vez haciendo la comparación estadísticamente de las precipitaciones máximas originales con las llenadas, teniendo un margen de error del 15 %, finalmente obtenemos las Pmax 24 hrs. anuales las cuales se muestran en la tabla siguiente:

P MAX 24 HRS MAX ANUALES	
AÑO	DATO
1953	45.5
1954	38
1955	63.2
1956	59.2
1957	41.3
1958	38.8
1959	88
1960	54.5
1961	25.7
1962	96.4
1963	47.3
1964	39.5
1965	48.8
1966	32.2
1967	64
1968	72.7
1969	39.4
1970	75
1971	60.2
1972	49.7
1973	53.8
1974	52.7
1975	45.5
1976	36.5
1977	37
1978	29
1979	56.5
1980	60
1981	44.2
1982	42.5
1983	49
1984	45
1985	55
1986	24
1987	55.6
1988	67.8
1996	42.42
1997	31.62
1998	38.43
2000	26.88
2003	26.38
2004	51.40

Tabla 6.9 Serie de Pmax 24 hrs. anuales llenadas.



CAPITULO VII DISTRIBUCIÓN DE LA LLUVIA EN EL ESPACIO Y EL TIEMPO.



VIII.I Variación geográfica general de la precipitación.

Las causas que originan las lluvias, se pueden citar ahora los factores más importantes que influyen en la precipitación promedio que recibe un lugar determinado de la superficie terrestre, e inclusive se pueden enunciar las dos principales “Leyes de la Pluviosidad”. Tales factores son 7 y han sido citados por P.S. Eagleson (9,201)*, sin embargo, los tres más importantes son:

- **Latitud.** Se puede decir que la precipitación es mayor cerca del ecuador y disminuye al aumentar la latitud, aunque más bien, tiene valores altos en las latitudes donde predominan los movimientos ascendentes del aire (0° y $+ 60^{\circ}$) y se observan valores bajos de la lluvia en las zonas de movimientos descendentes ($+ 30^{\circ}$ y 90°).
- **Altitud.** Como el ascenso de las masas del aire es el factor más importante de casi todos los tipos de precipitación, entonces, la altitud juega un papel importante en la distribución de la lluvia.
- **Continentalidad.** Siendo la fuente principal de la humedad para la precipitación, la evaporación que ocurre en las grandes masas de agua, la precipitación tenderá a ser mayor en las costas.

Los efectos de los tres factores anteriores, se engloban, en las llamadas leyes de Pluviosidad, éstas son:

Ley de variación con la altitud.

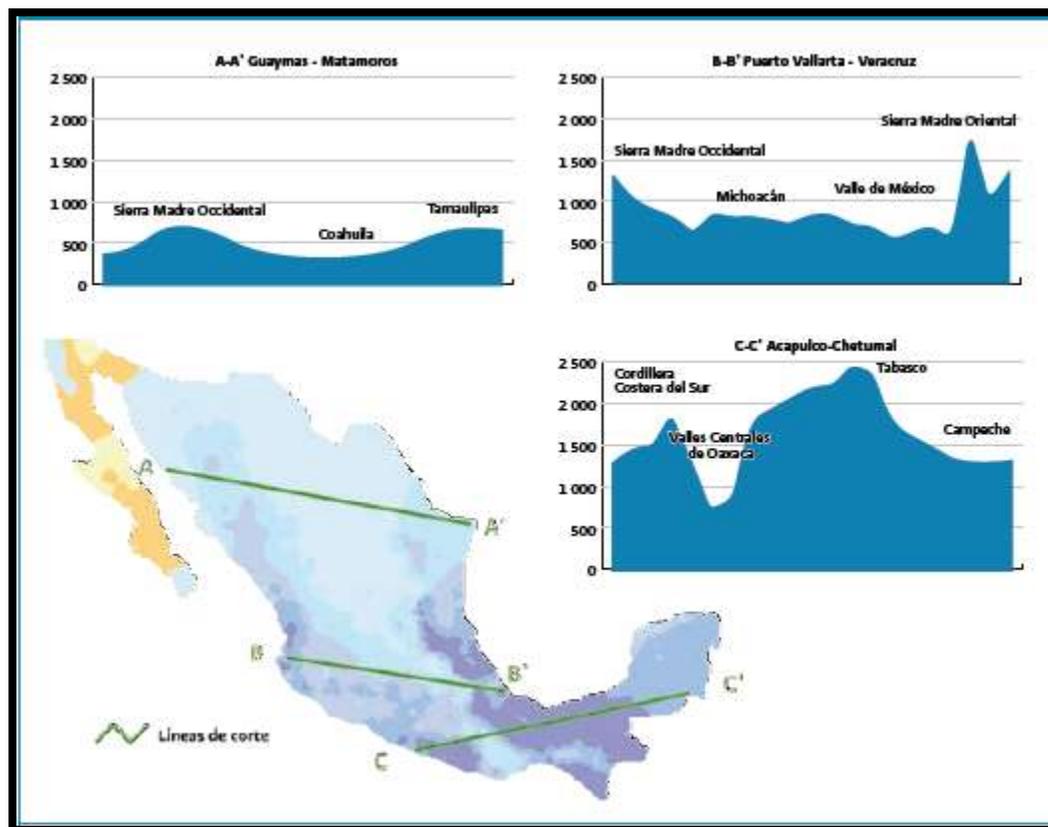
Las lluvias son mayores en la montaña que en la llanura. En la montaña, las precipitaciones serán más abundantes en las vertientes expuestas a los vientos que soplan desde el mar (lado de barlovento), que en las opuestas (lado sotavento).

Ley del alejamiento del mar.

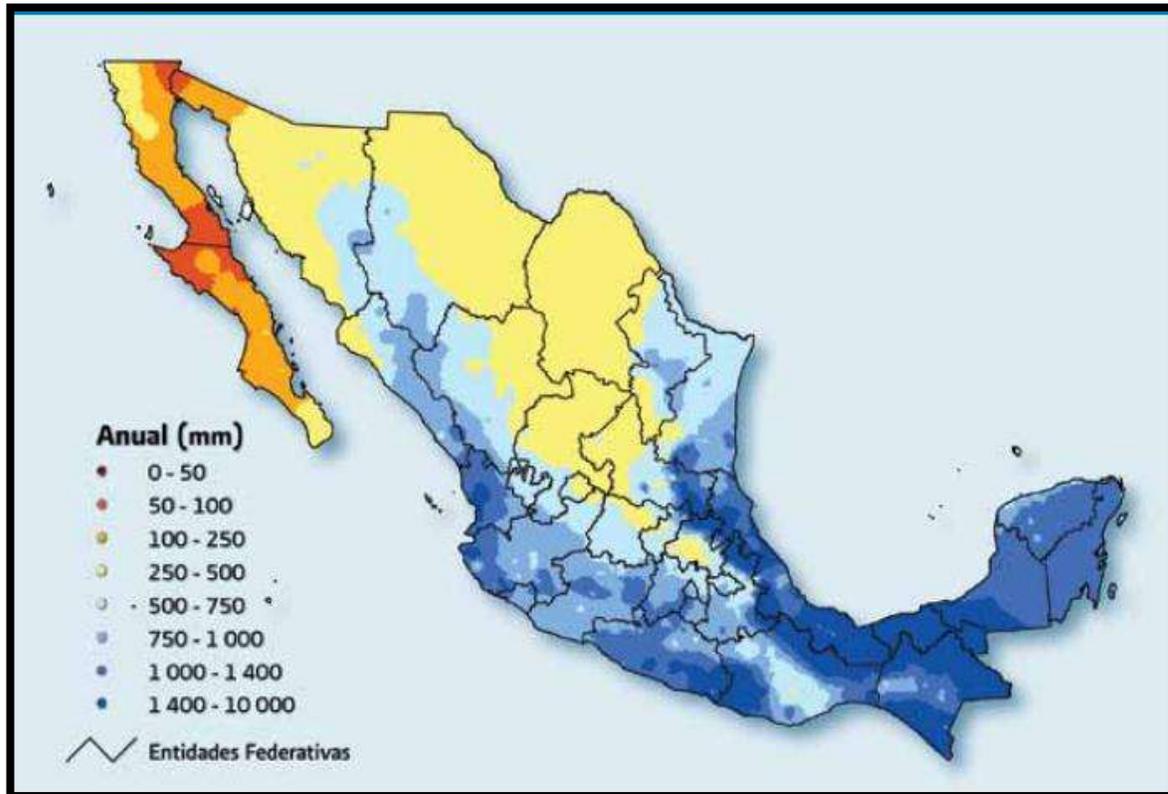
En dos puntos de altitud aproximadamente igual, las lluvias serán más abundantes en el que esté más cerca del mar, lo debido a la desintegración que van sufriendo los sistemas nubosos a medida que avanzan tierra adentro.

Todo lo anterior pone de manifiesto la necesidad de contar con una red pluviométrica amplia y densa, para poder disponer de mediciones confiables y precisas de la precipitación que ocurre en cierto lugar, pues ésta varía de un sitio a otro con los factores citados y con otros menos importantes.

A continuación se mostraran algunos mapas de las Estadísticas del Agua en México 2010 de la CONAGUA:



Mapa 7.1 Perfiles de precipitación de México en (mm).



Mapa 7.2 Distribución de la precipitación anual en México (1971-2000)

Como se puede observar en el mapa 7.2 la cuenca Tiripitio está situada donde la precipitación se distribuye entre 750 a 1000 mm, comparando con el cálculo de la precipitación media anual con el método de Isoyetas era de 893.58 mm.



Mapa 7.3 Regiones hidrológicas de México.

La región hidrológica de nuestra cuenca se encuentra en el número 18 que pertenece al Balsas como mencionamos anteriormente en el apartado I.I.

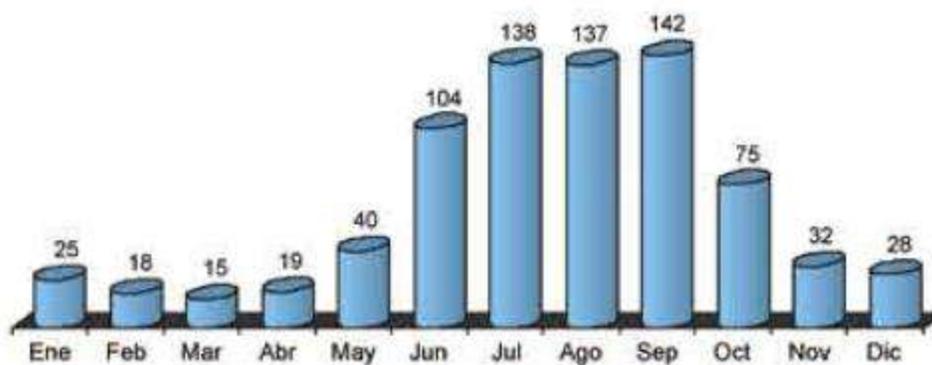


Imagen 7.1 Precipitación media mensual histórica en el estado.

(1941-2005) (mm)



VII.II Distribución de la lluvia en la cuenca.

Es muy difícil, sobre todo en cuencas de gran extensión, que la precipitación se distribuya uniformemente, y con la misma intensidad en toda el área de la cuenca.

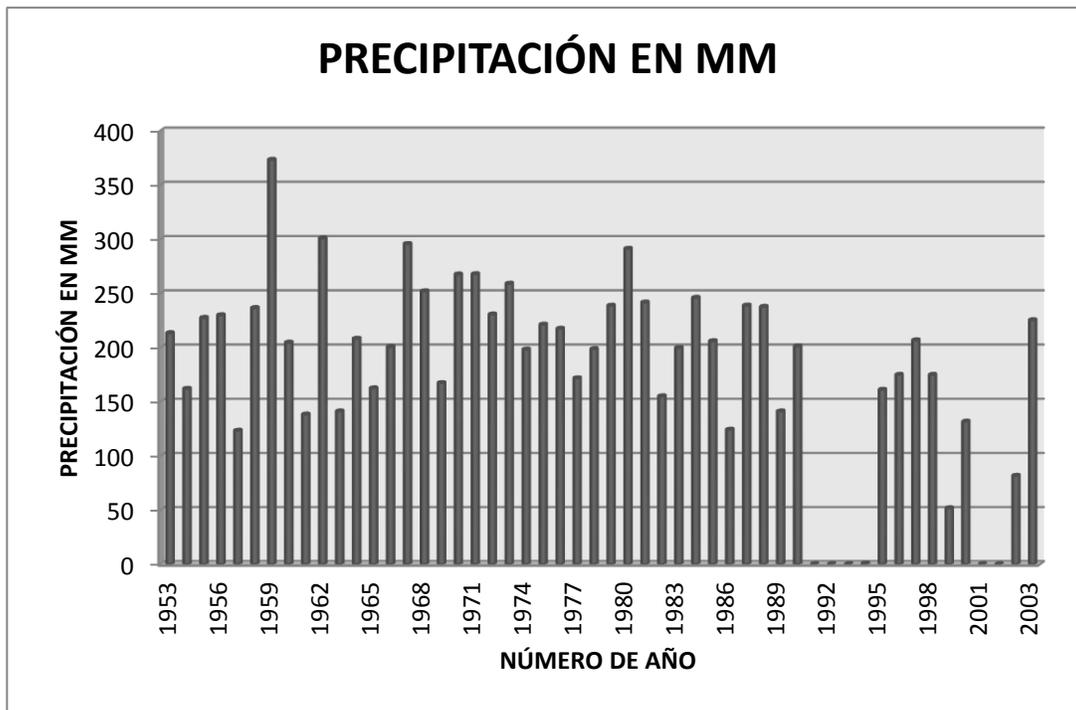
El escurrimiento resultante de cualquier lluvia, depende de la distribución en tiempo y espacio de ésta. Si la precipitación se concentra en la parte baja de la cuenca, producirá caudales mayores, que los que se tendrían si tuviera lugar en la parte alta, donde el efecto regulador de los caudales, y el retardo en la concentración, se manifiestan en una disminución del caudal máximo de descarga.

VII.III Estimación de la precipitación promedio sobre un área.

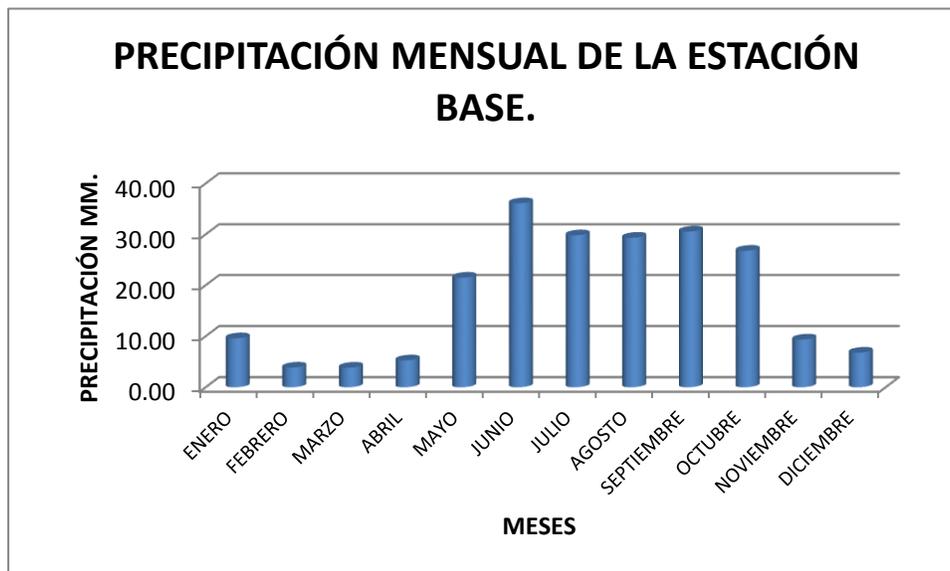
En muchos tipos de problemas hidrológicos es necesario determinar la magnitud de la precipitación promedio sobre una cierta área o cuenca específica, para una tormenta determinada o para un período de retorno dado, comúnmente un año. La precisión con la cual la lluvia de un área puede ser estimada depende principalmente en la densidad de la red pluviométrica, del tamaño y tipo de tormenta analizada o de la duración de la lluvia de estudio.

La SCT para determinar la distribución de la lluvia en el espacio y el tiempo incorporo unas curvas de Isoyetas para toda la República Mexicana en donde se encuentra para una determinada lluvia, con un cierto periodo de retorno la intensidad de esa lluvia en mm/hr o bien en mm.

El cálculo de dichas intensidades se basa a estas Isoyetas, que ubicando el centroide la cuenca que se quiere estudiar en estos mapas de Isoyetas, se puede determinar mediante una interpolación dicha intensidad de lluvia sobre cierta área.



Gráfica 7.1 Precipitación total anual de la estación base Bosques de Zitácuaro.



Gráfica 7.2 Precipitación mensual de la estación base Bosques de Zitácuaro.

A continuación se presenta un ejemplo de las curvas de Isoyetas de la SCT para darnos una idea de cómo podemos determinar las distribuciones de la lluvia en el espacio y el tiempo:

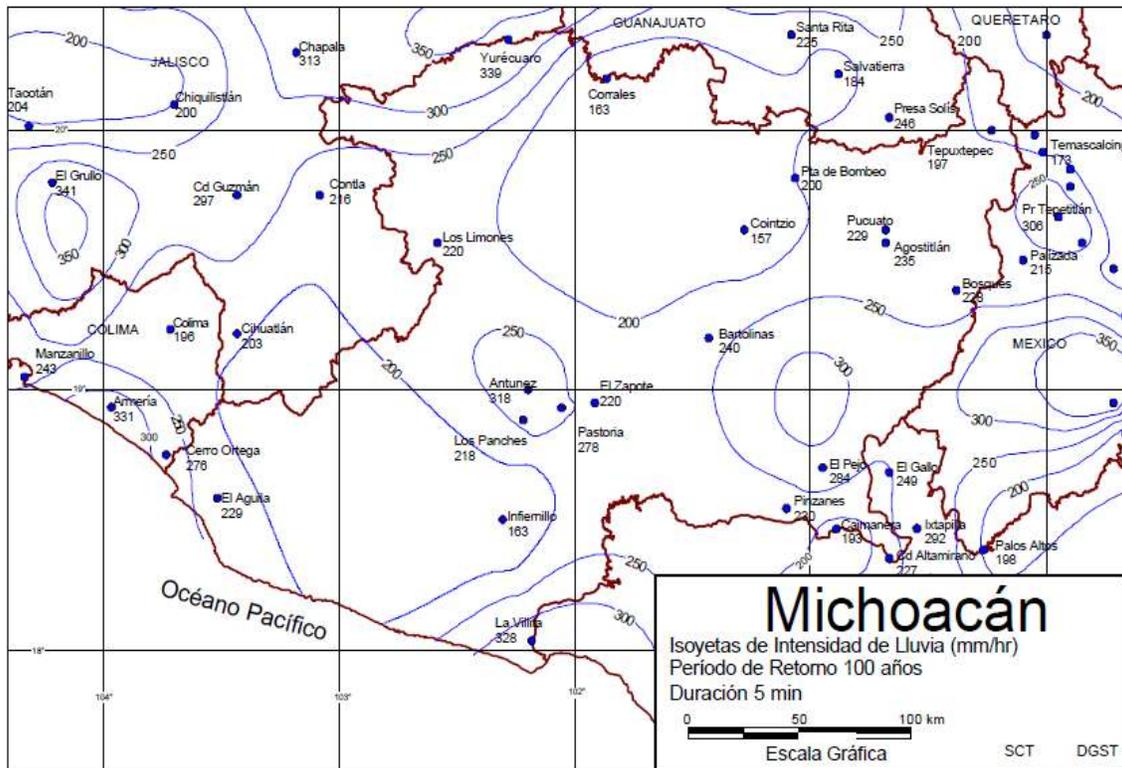


Imagen 7.2 Isoyetas de intensidad de lluvia en Michoacán para $T_r=100$ con duración de 5 minutos.

La imagen 7.2 nos representa mediante Isoyetas, la intensidad de una lluvia de duración de 5 minutos en un periodo de retorno de 100 años, en donde si ubicamos nuestra cuenca Tiripitio dentro estas curvas, estamos entre la curva 200 y 250 en la cual si deseamos calcular cierta intensidad en esa cierta área podemos hacer una interpolación para determinarla.

Existen gráficas para diferentes periodos de retorno e intensidades, los cuales se presentan en el Anexo A.



CAPITULO VIII LLUVIA EN EXCESO.



VIII.I Generalidades.

El escurrimiento superficial es un componente del ciclo hidrológico el cual resulta de la lluvia y/o caudal lateral que no llega a infiltrarse sobre la superficie de la tierra.

El escurrimiento superficial en el terreno sigue caminos variables e interconectados debido principalmente a depresiones y vegetación en ella. Por lo tanto no es factible definir un procedimiento puramente determinístico para simularlo por lo que se adoptan aproximaciones al fenómeno y se idealiza a éste como una superficie de agua cubriendo uniformemente la superficie del terreno con una lámina delgada.

La diferencia entre el volumen de agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida recibe el nombre genérico de *pérdidas*. En general, las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación y la infiltración.

Además de que en la práctica es difícil separar estos cuatro componentes, la porción más considerable de las pérdidas está dada por la infiltración, por lo que es costumbre calcularlas conjuntamente bajo este nombre.

La infiltración juega un papel de primer orden en la relación lluvia escurrimiento y, por lo tanto, en los problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas. En general, el volumen de infiltración es varias veces mayor que el de escurrimiento durante una tormenta dada, especialmente en cuencas con un grado de urbanización relativamente bajo. Sin embargo, la infiltración recibe poca atención por parte de los ingenieros proyectistas, quizá por la falta de herramientas adecuadas para su tratamiento. Por ello, en este capítulo se hará una revisión por un método determinado el cual para mi criterio es el más confiable.



VIII.II Método de los números de escurrimiento.

Dado que la mayor parte de las cuencas del país no están aforadas, con mucha frecuencia no se cuenta con estos datos, por lo que es necesario tener métodos con los que se pueda estimar la altura de lluvia efectiva a partir de la total y las características de la cuenca.

El *U.S. Soil Conservation Service* propone el siguiente método llamado "de los números de escurrimiento", que reúne las características mencionadas.

La altura de lluvia total P se relaciona con la altura de lluvia efectiva Pe mediante las curvas mostradas en la figura 7.4. del libro de Aparicio pág. 18.

Estas curvas se pueden expresar algebraicamente mediante la ecuación

$$Pe = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad Ec. 8.1$$

Dónde:

Pe: Precipitación en exceso en cm.

N: Número de escurrimiento de la cuenca.

P: Precipitación Media Anual por el método de las Isoyetas en (cm).



Datos:

$$P= 893.58 \text{ mm.}$$

$$N= 63.88$$

Con los datos anteriores si los sustituimos en la Ec. 8.1 nos resulta lo siguiente;

$$Pe = \frac{\left[89.36 - \frac{508}{63.88} + 5.08\right]^2}{89.36 + \frac{2032}{63.88} - 20.32} \quad Ec. 8.1$$

$$Pe = 74.171 \text{ cm}$$

El resultado la formula no la da en centímetros por lo que la precipitación en exceso de la cuenca es:

$$Pe = 741.71 \text{ mm}$$



CAPITULO IX CURVAS I-D-TR.



IX.I Funciones de distribución.

En teoría de la probabilidad y estadística, la distribución de probabilidad de una variable aleatoria es una función que asigna a cada suceso definido sobre la variable aleatoria la probabilidad de que dicho suceso ocurra. La distribución de probabilidad está definida sobre el conjunto de todos los eventos, rango de valores de la variable aleatoria.

Cuando la variable aleatoria toma valores en el conjunto de los números reales, la distribución de probabilidad está completamente especificada por la función de distribución, cuyo valor en cada real x es la probabilidad de que la variable aleatoria sea menor o igual que x .

La definición de función de distribución es: Dada una variable aleatoria todos son puntos X , su función de distribución, $F_X(x)$, es:

$$F_X(X) = p(X \leq x) \text{ Ec. 9.1}$$

Por simplicidad, cuando no hay lugar a confusión, suele omitirse el subíndice X y se escribe, simplemente. $F(x)$

El programa AX ajusta distintas funciones de probabilidad a muestras de datos y calcula el error estándar de cada una de ellas respecto de la muestra. .

Las funciones de probabilidad que contempla el programa son las siguientes: Normal, Log-normal, Gumbel, Exponencial, Gamma y doble Gumbel.

Los métodos para calcular los parámetros de las funciones de probabilidad son: por momentos y por máxima verosimilitud; además, las funciones Log-normal y Gamma pueden calcularse para dos o tres parámetros. En la tabla siguiente se muestran las combinaciones de solución posibles que da el programa:



Funciones de distribución de probabilidad analizadas y métodos de solución:

Función	Métodos			
	Momentos		Máx. veros.	
	3 par.	2 par.	3 par.	2 par.
Normal	----	√	----	√
Log-normal	√	√	√	√
Gumbel	----	√	----	√
Exponencial	----	√	----	√
Gamma	√	√	√	√
Doble Gumbel	√			

Se puede usar cada uno de los ajustes por separado, o bien seleccionar la opción de cálculo global, que calcula los errores estándar de todas las funciones y los muestra en una tabla como la anterior. Si se elige el cálculo de los ajustes por separado, se pueden extrapolar valores para cualquier período de retorno deseado.

En todos los casos anteriores se pueden imprimir los resultados.

También se despliega en pantalla una representación gráfica de la función de distribución ajustada y de los valores de la muestra, en una escala doble logarítmica del período de retorno, en el eje horizontal (abscisas) y en el eje vertical (ordenadas) a la escala en que se manejan los datos de la muestra.



En la tabla siguiente se agrupan las distintas funciones de probabilidad que analiza el programa Ax:

Nombre	Funcion	Parámetros
Normal estandarizada	$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ <p>donde $t = \frac{x - \alpha}{\beta}$</p>	a y β
Lognormal	$F(t) = \int_0^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ <p>donde $t = \frac{\ln(x - \delta) - \alpha}{\beta}$</p>	a, β y d
Gumbel	$F(x) = e^{-ax - bx^c}$	a: parámetro de forma b: parámetro de escala
Exponencial	$F(x) = 1 - e^{-\frac{x}{a}}$	a y β
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} * \int_0^x \left(\frac{x - \delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}} dx$ <p>donde $\Gamma(\beta)$: funcion matematica gamma</p>	a, β y d
Doble Gumbel	$F(x) = p(e^{-a_1 x - b_1 x^c}) + (1 - p)(e^{-a_2 x - b_2 x^c})$	a1, β 1, a2, β 2 y P

Tabla 9.1 Funciones de Probabilidad del Ax.



IX.II Periodo de Retorno.

Las Precipitaciones máximas 24 horas de la estación Base llenada en el capítulo VI, se ajustaran a distintas Funciones de Distribución, con el fin de poder extrapolar los periodos de retorno necesarios para graficar las Curvas *Precipitación – Duración - Periodo de Retorno* e *Intensidad – Duración - Periodo de Retorno*. Para cumplir con lo anterior, primero se calculan los Periodos de retorno de las Pmax 24horas de la EB.

El número de años en que, en promedio, se presenta un evento se le llama *periodo de retorno*, intervalo de recurrencia o simplemente frecuencia, y se denota con la letra T. Para calcular T para cada P_{máx} 24 horas, son necesarios los siguientes pasos:

1. Ordenar de mayor a menor las P_{máx} 24 horas.
2. Asignar el número de orden m a cada P_{máx} 24 horas (la máxima tendrá m=1, y así sucesivamente)
3. Calcular T para cada P_{máx} 24 horas con la siguiente fórmula:

$$T = \frac{n + 1}{m} \text{ Ec. 9.1}$$

Dónde:

T= Periodo de retorno, en años.

m= Número de orden.

n= Número de datos.



A continuación se muestran los periodos de retorno de las P_{máx} 24hr:

PERIODOS DE RETORNOS				
AÑO	MAX. ANUAL	M	MAX. ORDENADA	T
1953	45.5000	1	96.40	43.00
1954	38.0000	2	88.00	21.50
1955	63.2000	3	75.00	14.33
1956	59.2000	4	72.70	10.75
1957	41.3000	5	67.80	8.60
1958	38.8000	6	64.00	7.17
1959	88.0000	7	63.20	6.14
1960	54.5000	8	60.20	5.38
1961	25.7000	9	60.00	4.78
1962	96.4000	10	59.20	4.30
1963	47.3000	11	56.50	3.91
1964	39.5000	12	55.60	3.58
1965	48.8000	13	55.00	3.31
1966	32.2000	14	54.50	3.07
1967	64.0000	15	53.80	2.87
1968	72.7000	16	52.70	2.69
1969	39.4000	17	51.40	2.53
1970	75.0000	18	49.70	2.39
1971	60.2000	19	49.00	2.26
1972	49.7000	20	48.80	2.15
1973	53.8000	21	47.30	2.05
1974	52.7000	22	45.50	1.95
1975	45.5000	23	45.50	1.87
1976	36.5000	24	45.00	1.79
1977	37.0000	25	44.20	1.72
1978	29.0000	26	42.50	1.65
1979	56.5000	27	42.42	1.59
1980	60.0000	28	41.30	1.54
1981	44.2000	29	39.50	1.48
1982	42.5000	30	39.40	1.43
1983	49.0000	31	38.80	1.39
1984	45.0000	32	38.43	1.34
1985	55.0000	33	38.00	1.30
1986	24.0000	34	37.00	1.26
1987	55.6000	35	36.50	1.23
1988	67.8000	36	32.20	1.19
1996	42.4242	37	31.62	1.16
1997	31.6224	38	29.00	1.13
1998	38.4284	39	26.88	1.10
2000	26.8759	40	26.38	1.08
2003	26.3758	41	25.70	1.05
2004	51.4049	42	24.00	1.02

Tabla 9.2 Periodos de retorno de las P_{máx} 24 hrs anuales llenadas.



IX.III Elección de la Función de distribución de mejor ajuste.

Para saber qué función de distribución ajusta mejor lo aremos por diferentes métodos mediante el programa (Ax) de funciones de distribución en los cuales se presentaran a continuación:

El programa Ax estadísticamente nos da un error cuadrático el cual de todos los métodos nos fijaremos cual es el menor y ese será el que mejor ajusta.

Al introducir los datos de las Pmax 24 hrs de la tabla 9.1 en el programa Ax (Ajuste de funciones de probabilidad) los resultados son los siguientes:

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	3.794	-----	3.794	-----
Lognormal	2.307	2.359	2.296	52.279
Gumbel	2.261	-----	2.042	-----
Exponencial	3.693	-----	27.721	-----
Gamma	53.265	53.265	11111.000	11111.000
Doble Gumbel	3.143			

Mínimo error estándar: 2.042
Calculado por la función: Gumbel (m x. ver.)

Tabla 9.3 Funciones de distribución del Ax.

Como se puede observar la función de distribución que menor error cuadrático o menor error estándar es la Gumbel Máxima verosimilitud.

A continuación se presentara información aplicada sobre este método así como los resultados obtenidos mediante esta función:



Gumbel Máxima verosimilitud:

Como su nombre lo indica, el método de máxima verosimilitud busca maximizar la función de verosimilitud $L(x)$ para encontrar el mejor ajuste de cada función de probabilidad. Esta función se define como:

$$L = \pi_{i=1}^N f(x_i) \text{ Ec 9.1.}$$

Dónde:

π : es el operador que indica el producto de los valores que representa su argumento (semejante al operador suma Σ , ya que mientras $\Sigma x_i = x_1 + x_2 + x_3 + \dots$, el operador π se define como $\pi x_i = x_1 \times x_2 \times x_3 \dots$).

En la siguiente tabla se muestran las ecuaciones para el método, que deben resolverse para encontrar el ajuste de la función de Probabilidad que el programa analiza.

<i>Gumbel</i>	$\alpha = \frac{L2825}{desv}$ $\beta = media - 045desv$	$\sum_{i=1}^N x_i e^{-\alpha x_i} - (media - \frac{1}{\alpha}) \sum_{i=1}^N e^{-\alpha x_i} = 0$ $\beta = \frac{1}{\alpha} \ln \frac{N}{\sum_{i=1}^N e^{-\alpha x_i}}$
---------------	---	--

Tabla 9.4 Formulas del método Gumbel por Momentos y por máxima verosimilitud.

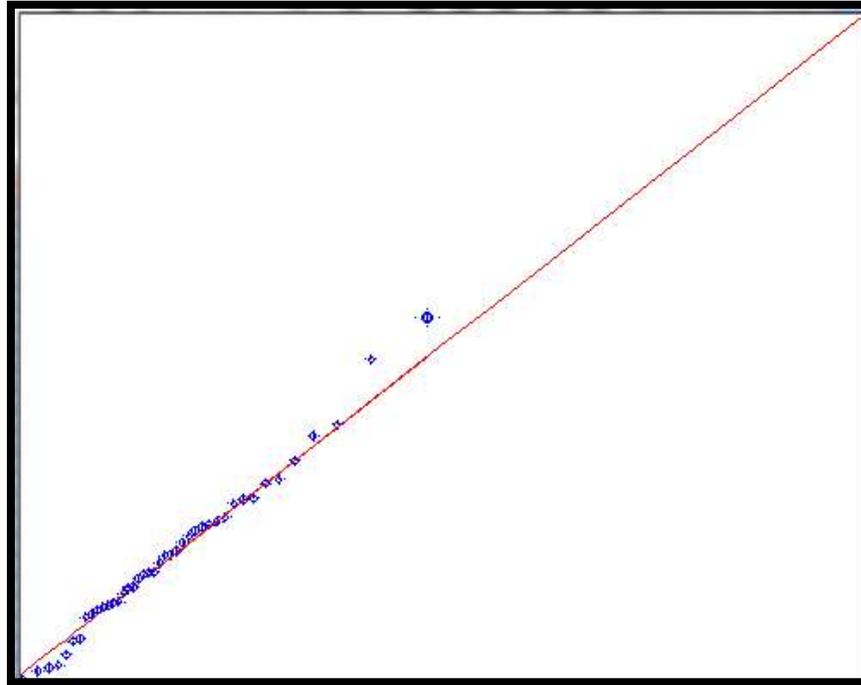
En las ecuaciones anteriores se hicieron las siguientes consideraciones:

media = media de la muestra

desv = desviación estándar de la muestra

asime = asimetría de la muestra

A continuación se muestra la gráfica de los datos por el método Gumbel (máxima verosimilitud) así como la interpolación para los periodos de retorno requeridos para el análisis que son para 2, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años:



Gráfica 9.1 Datos estadísticamente analizados por el método Gumbel máxima verosimilitud.

No	Tr	Dato cal
1	2.	46.19
2	5.	60.35
3	10.	69.73
4	20.	78.72
5	50.	90.37
6	100.	99.09
7	200.	107.78
8	500.	119.25
9	1000.	127.92
10	2000.	136.58
11	5000.	148.03
12	10000.	156.69

Tabla 9.5 Precipitación máxima 24 hrs. de cada periodo de retorno.



Errores cuadráticos Archivo: DATOS.AJU				
i	Tr	Dato	Calculado	Error^2
1	43.	96.4	89.46	48.11
2	21.5	88.	80.44	57.18
3	14.33	75.	75.09	.01
4	10.75	72.7	71.25	2.1
5	8.6	67.8	68.23	.19
6	7.17	64.	65.73	2.99
7	6.14	63.2	63.59	.15
8	5.38	60.2	61.7	2.26
9	4.78	60.	60.02	.
10	4.3	59.2	58.48	.51
11	3.91	56.5	57.08	.33
12	3.58	55.6	55.77	.03
13	3.31	55.	54.55	.2
14	3.07	54.5	53.4	1.22
15	2.87	53.8	52.3	2.24
16	2.69	52.7	51.26	2.07
17	2.53	51.4	50.26	1.29
18	2.39	49.7	49.3	.16
19	2.26	49.	48.37	.39
20	2.15	48.8	47.47	1.76
21	2.05	47.3	46.59	.5
22	1.95	45.5	45.73	.06
23	1.87	45.5	44.89	.37
24	1.79	45.	44.06	.88
25	1.72	44.2	43.24	.92
26	1.65	42.5	42.43	.01
27	1.59	42.42	41.62	.64
28	1.54	41.3	40.81	.24
29	1.48	39.5	40.	.25
30	1.43	39.4	39.18	.05

Parámetros estadísticos de la muestra:

$\mu = 48.825$ $\sigma = 16.024$ $\gamma = .879$ $\kappa = 4.234$

Parámetros de la función: **Gumbel (máx. ver.)**

Parámetro	Alfa	Beta
Valor	.0781	41.4706

Error estándar = 2.042

Tabla 9.6 Parámetros estadísticos de la función Gumbel (máx. ver.)



IX.IV Cociente entre la lluvia en una hora y en 24 horas, ambas de periodo de retorno de 2 años.

En general los registros de la lluvia de cortas duraciones son bastantes escasos en países en desarrollo y México no es una excepción. Sin embargo, los registros de lluvias máximas diarias tienen un gran densidad y longitudes de registro aceptables, por lo cual, la lluvia de duración de una hora y período de 2 podrá ser evaluada con una relación entre la $P_{máx} 24hrs$ del mismo periodo de retorno.

El criterio a seguir para calcular la lluvia de una hora y periodo de retorno 2 años, es propuesto por el U.S. Weather Bureau y aplicado por B.M. Reich mostrado en la figura 4.32 del libro Campos Aranda pág. 4-58.

- Esta relación es comúnmente conocida como el coeficiente r de la cuenca en donde para su cálculo se realizara lo siguiente:
- Determinar la serie de número de días con lluvias convectivas, las cuales serán los días en los cuales se presentó precipitación mayor o igual a 1 milímetro.
- Obtener la lluvia media anual de las $P_{máx} 24$ horas calculadas en el capítulo VI.
- Con los datos anteriores obtener la lluvia en una hora para el periodo de retorno de 2 años.

Una vez tenido el último dato anterior el coeficiente R se calculará de la siguiente manera:

$$R = \frac{P_2^{1hr}}{P_2^{24 hrs.}} \quad Ec. 9.2$$

Datos:

Número de lluvias convectivas: 98 días.

Lluvia media anual de las $P_{máx} 24$ hrs: 49 mm.



Entrando a la gráfica 4.32 del libro Campos Aranda la lluvia en una hora para el periodo de retorno de 2 años resulta:

$$P_2^{1\text{ hr}} = 31.5 \text{ mm.}$$

$$R = \frac{31.5}{49} = 0.68$$

Otra manera de obtener el R es mediante los mapas de Isoyetas de la SCT, (Ver Anexo A) mediante el centroide de la cuenca, el cual se ubica en los mapas y se interpola entre las curvas de Isoyetas para encontrar la intensidad para los periodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años en mm/hr para una duración de 60 minutos; para así mismo dividir la intensidad entre la precipitación dada en mm, para los mismos periodos de retorno pero ahora para una duración de 24 hrs. Dicha relación se tomara un promedio de las cuatro relaciones para determinar el R correspondiente.

Tr	Intensidad (mm/hr) 60 min.	Pmax (mm)	R
10	51.00	100	0.51
25	62.00	170	0.36
50	70.00	220	0.32
100	78.00	450	0.17
Promedio=			0.34

Tabla 9.7 Coeficiente R de la cuenca mediante los mapas de Isoyetas de la SCT.

Como se puede observar el primer R resultado de 0.68, lo cual, nos dice que si lo tomamos para el cálculo los gastos máximos nos aumentarían, por lo que se elegirá el R= 0.34 para tener un análisis más preciso.



IX.V Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (*i-d-Tr*)

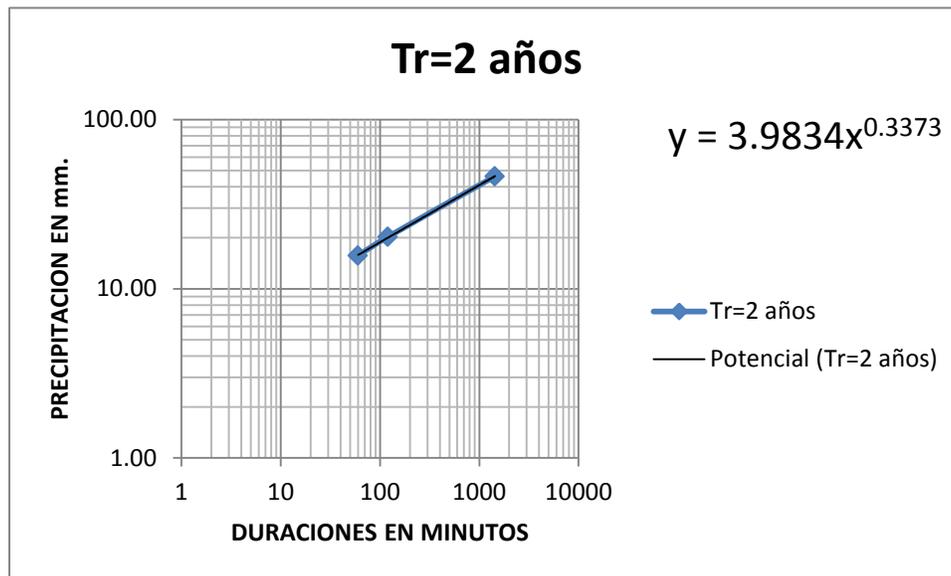
El concepto de riesgo se refiere a la probabilidad de que ocurra un evento perjudicial, que provoque daño a las personas o a sus bienes, así como también sobre los elementos del medio natural. Con respecto a las precipitaciones, los valores extremos son un factor de riesgo que se traduce en grandes torrentes que pueden provocar inundaciones en determinadas zonas y épocas del año. Por tanto, la prevención de los riesgos climatológicos se realiza recurriendo a la observación de información meteorológica correspondiente a largos periodos de tiempo, que permite distinguir cuales valores pueden ser considerados como habituales (próximos a los valores medios normales) y aquellos que por su marcada diferencia, se vinculan con el riesgo.

La lluvia está definida por tres variables: la intensidad, la duración y el periodo de retorno. La intensidad es la lámina o profundidad total de lluvia ocurrida durante una tormenta. De esta forma, la altura de la lámina de agua caída en el lugar de la tormenta, incorpora la cantidad de lluvia precipitada y la duración del evento. Mientras que el periodo de retorno, es la frecuencia, o intervalo de recurrencia, es decir, el número de años promedio en el cual el evento puede ser igualado o excedido cuando menos una vez. En el entendido, que el riesgo es mayor, cuanto menor es el periodo de retorno o recurrencia.

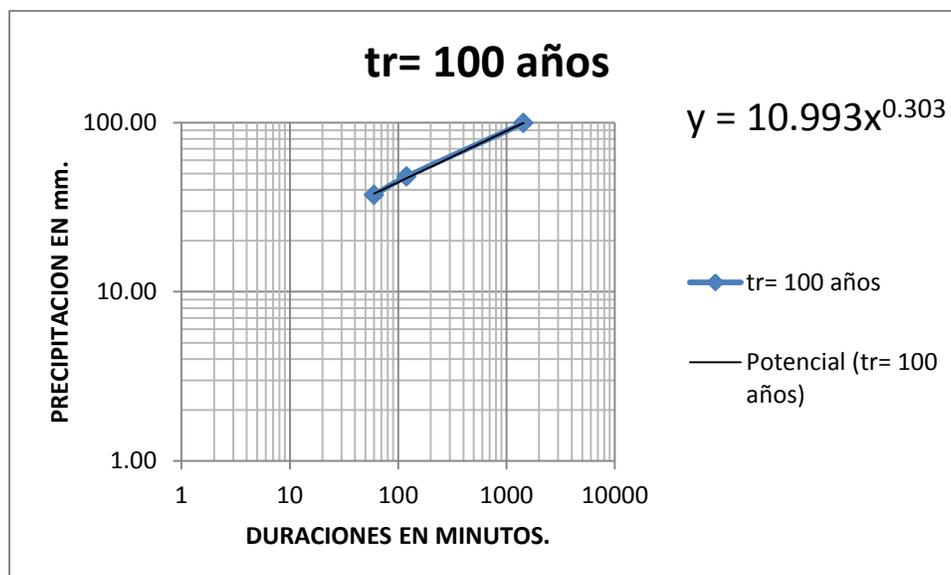
La relación probabilística entre la intensidad de la lluvia, su duración y frecuencia, es usualmente presentada en forma de gráficas. Estas representaciones son generalmente referidas como curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, que resultan de unir los puntos que especifican la intensidad de la lluvia, en intervalos de diferente duración y, también en distintos periodos de retorno.

La metodología seguida para el cálculo de las IdTr fue descrita en el apartado II.V del capítulo II.

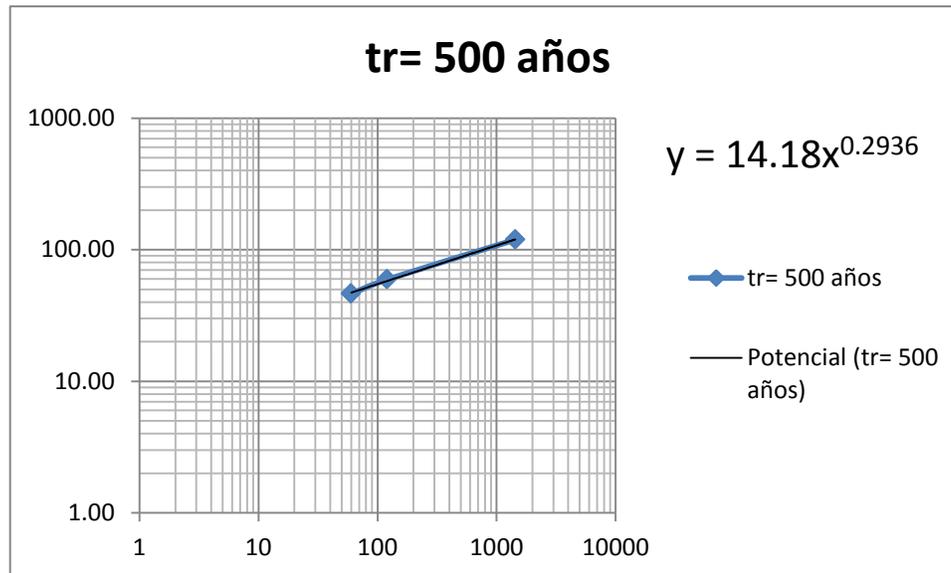
A continuación se muestran las gráficas de las P_2^{1hr} , P_2^{2hr} y la P_2^{24hr} con sus respectivas ecuaciones potenciales para realizar las correcciones correspondientes de las precipitaciones para cada periodo de retorno:



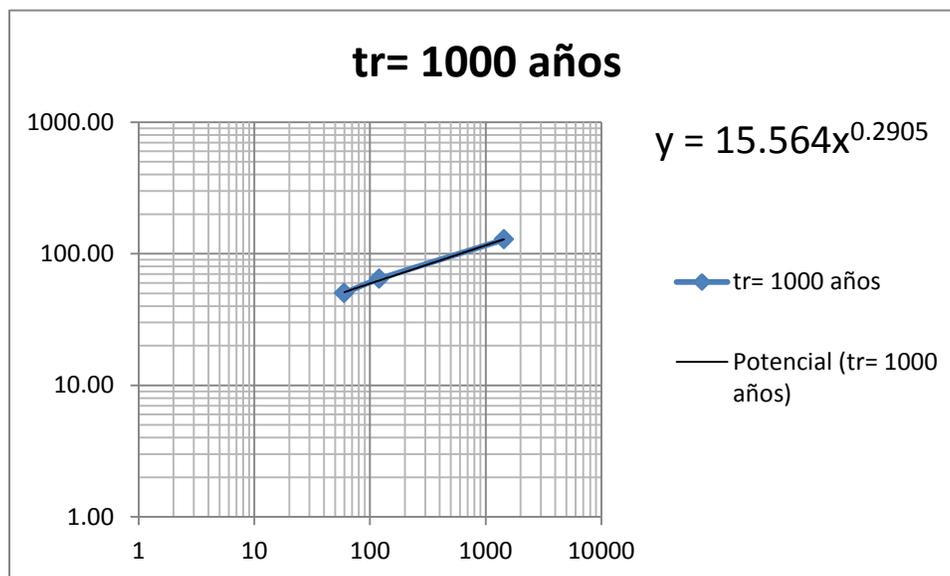
Gráfica 9.2 Gráfica de las precipitaciones para Tr= 2 años.



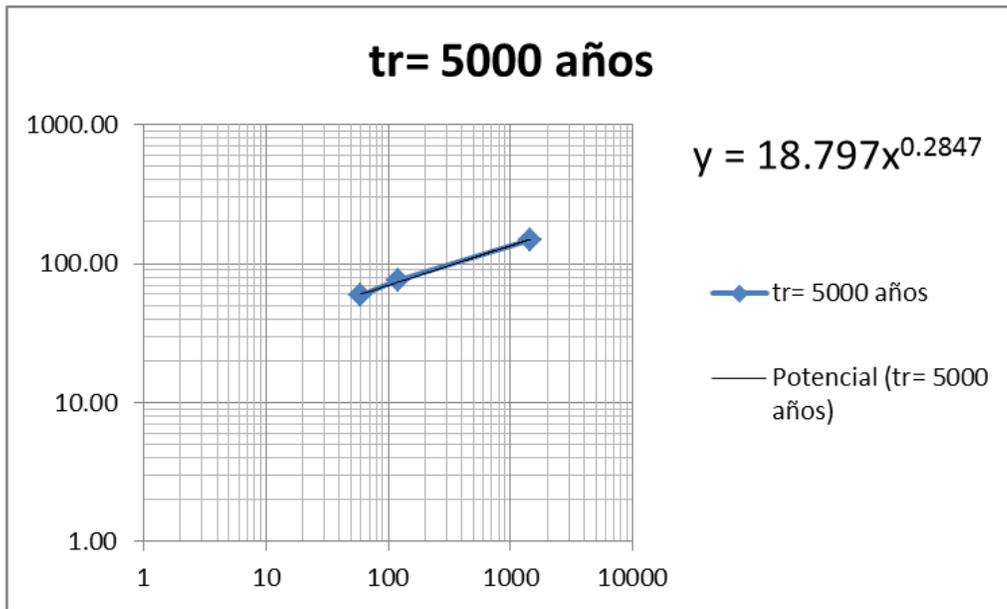
Gráfica 9.3 Gráfica de las precipitaciones para Tr= 100 años.



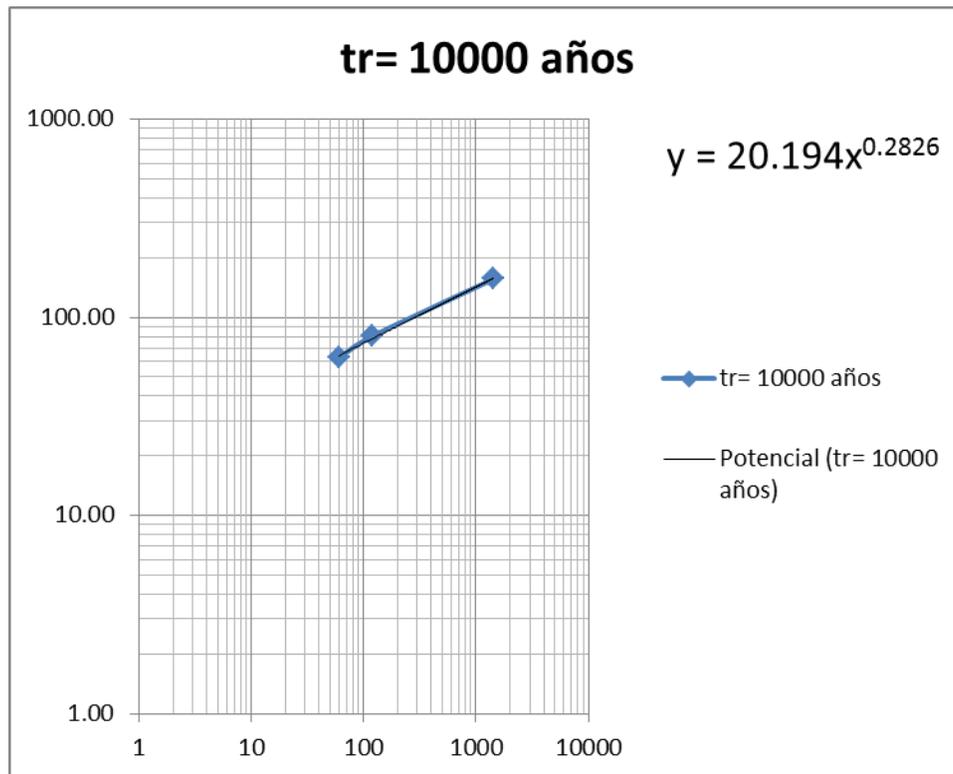
Gráfica 9.4 Gráfica de las precipitaciones para Tr= 500 años.



Gráfica 9.5 Gráfica de las precipitaciones para Tr= 1000 años.



Gráfica 9.6 Gráfica de las precipitaciones para Tr= 5000 años.



Gráfica 9.7 Gráfica de las precipitaciones para Tr= 10000 años.

Las ecuaciones mostradas en las gráficas anteriores nos permitirán determinar las precipitaciones para determinado tiempo en minutos hasta 24 horas, de las cuales nos ayudarán a determinar las curvas idTr.

Dónde:

Y: Es la precipitación que se quiere determinar.

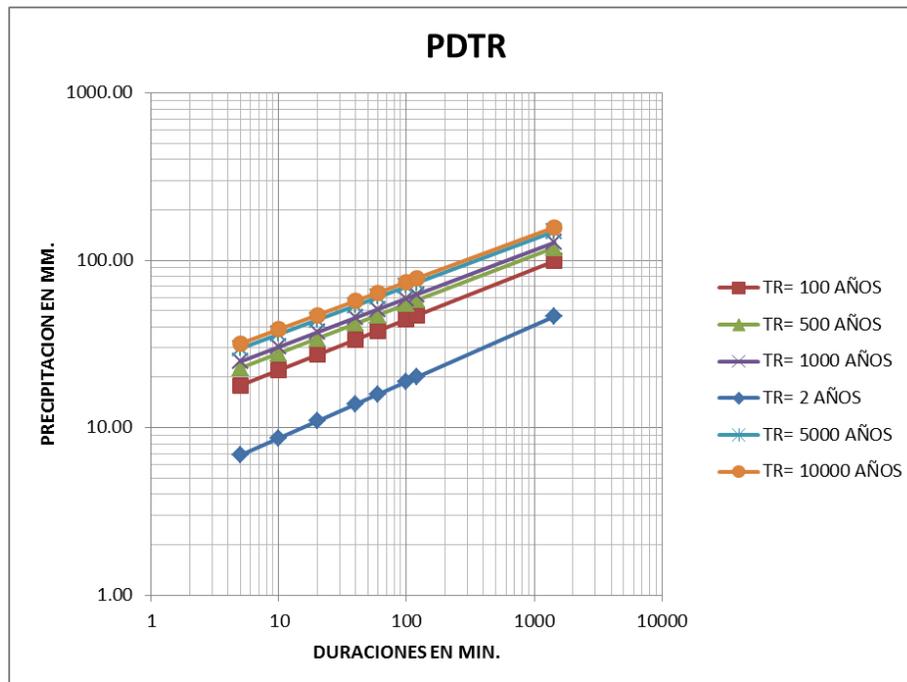
X: Es la duración en minutos que deseamos.

Aplicando las ecuaciones nos resulta la tabla siguiente:

PRECIPITACIÓN mm								
T (años)	DURACIONES EN MINUTOS							
	5	10	20	40	60	100	120	1440
2	6.86	8.66	10.94	13.82	15.85	18.83	20.02	46.30
100	17.90	22.09	27.25	33.62	38.01	44.37	46.89	99.09
500	22.75	27.88	34.17	41.88	47.18	54.81	57.83	119.25
1000	24.84	30.38	37.16	45.45	51.13	59.31	62.54	127.92
5000	29.72	36.21	44.11	53.73	60.30	69.74	73.46	149.03
10000	31.82	38.71	47.09	57.27	64.23	74.20	78.13	157.68

Tabla 9.6 Intensidad-duración-.Periodo de retorno.

La forma gráfica de la tabla 9.6 esta defina de la siguiente manera:



Gráfica 9.8 Curvas de precipitación, duración y periodo de retorno.

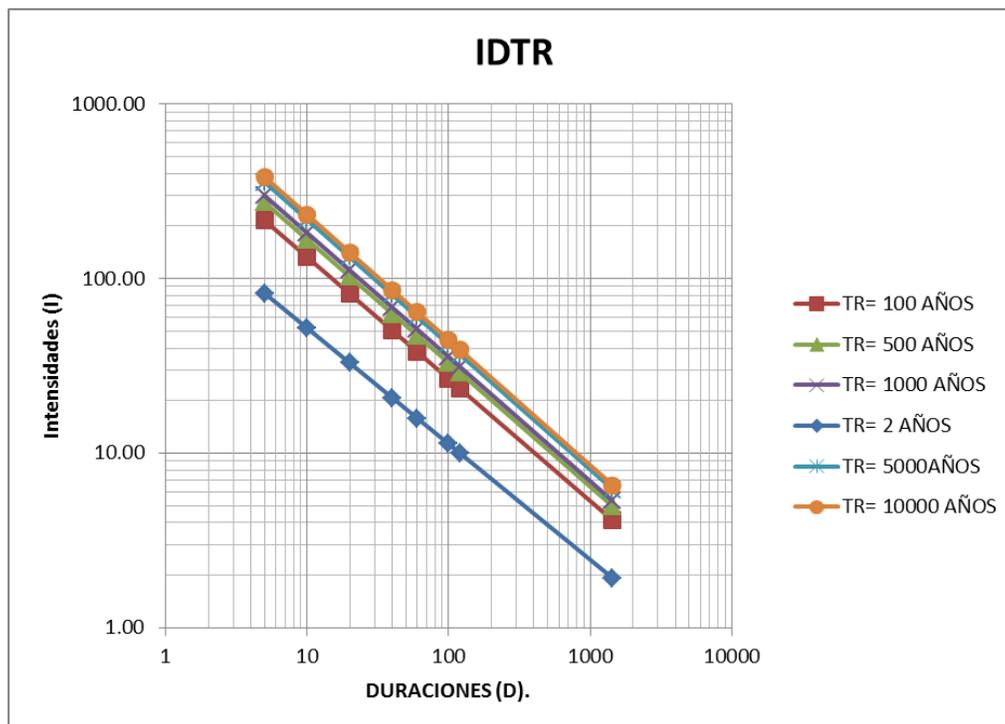


Una vez calculadas las anteriores, calcularemos las intensidades que pronostican la cantidad de lluvia que caería si la intensidad de la misma se prolongara o redujera a una hora, para cada intervalo de tiempo y periodo de retorno:

INTENSIDADES mm/hr								
T (años)	DURACIONES EN MINUTOS							
	5	10	20	40	60	100	120	1440
2	82.26	51.96	32.83	20.74	15.85	11.30	10.01	1.93
100	214.83	132.52	81.74	50.42	38.01	26.62	23.45	4.13
500	272.94	167.27	102.51	62.82	47.18	32.89	28.91	4.97
1000	298.09	182.29	111.48	68.17	51.13	35.59	31.27	5.33
5000	356.67	217.24	132.32	80.59	60.30	41.84	36.73	6.21
10000	381.88	232.26	141.26	85.91	64.23	44.52	39.06	6.57

Tabla 9.7 Intensidades de lluvia en mm en una hora.

Al graficar las duraciones respecto a las intensidades tenemos las curvas de intensidad de la lluvia en mm en una hora:



Gráfica 9.9 Curvas de intensidad de la lluvia en milímetros por hora.



IX.VII Hietograma de la tormenta.

Se define como Hietograma de una tormenta, a la gráfica que representa la distribución de la precipitación o su intensidad en el tiempo, durante dicha tormenta.

El Hietograma de una tormenta es por lo tanto, una transformación de su curva masa, en la que ésta es dividida en intervalos iguales y se dibujan los incrementos de precipitación (o la intensidad) de tales intervalos.

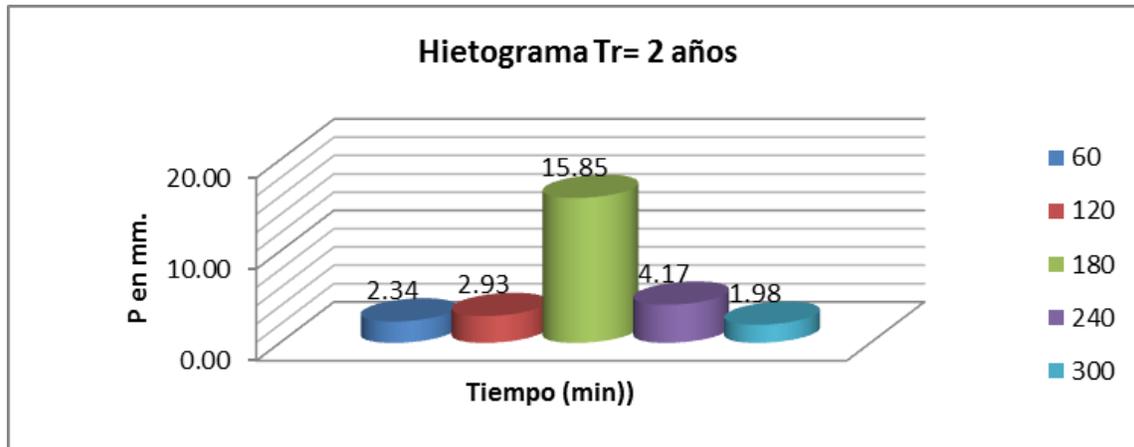
El Hietograma de precipitación de incrementos constantes, es especialmente útil en las estimaciones hidrológicas de avenidas máximas por la técnica de los hidrogramas unitarios; en este caso el Hietograma de la tormenta de diseño tendrá intervalos de duración igual a la del Hidrograma unitario utilizado, generalmente del orden del 10 al 30% del tiempo de retraso de la cuenca, definiendo éste, como el tiempo transcurrido entre el centro de masa de la precipitación y el centro de masa del escurrimiento, o que el primero o el escurrimiento máximo,

Adicionalmente el Hietograma de intensidades de incrementos constantes, es particularmente útil en las estimaciones de la lluvia en exceso por el método de la curva de capacidad de infiltración (ver inciso 6.10 del capítulo 6 del libro de Campos Aranda).

Por otra parte, un Hietograma de una tormenta cuya curva masa no se conoce, se puede calcular a partir de las curvas $idTr$ que sería nuestro caso, si se conoce la duración de la tormenta.

Recordando un poco de anterior el tiempo de concentración nos resultó de 5 horas, las cuales, se dividirá en intervalos de una hora, calculando sus precipitaciones y los incrementos de los intervalos para así construir nuestros hietogramas de diseño.

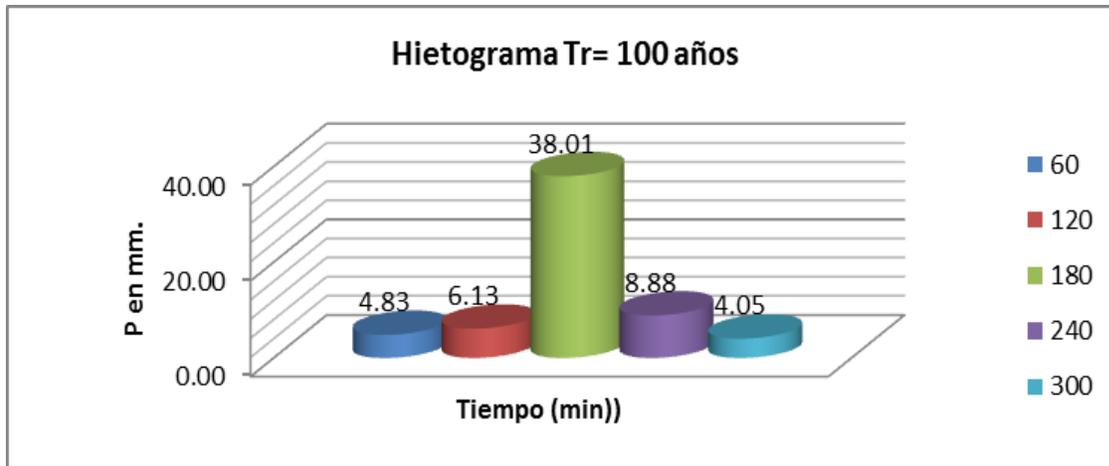
A continuación se mostrarán los hietogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno:



Gráfica 9.10 Hietograma de diseño para un período de retorno de 2 años.

Tr	Duracion		Intensidad mm	Presipitacion mm	ΔP	Acomodo para gráfica
	Años	horas				
2	5	60	15.850	15.85	1	2.34
		120	10.012	20.02	2	2.93
		180	7.653	22.96	3	15.85
		240	6.325	25.30	4	4.17
		300	5.455	27.28	5	1.98

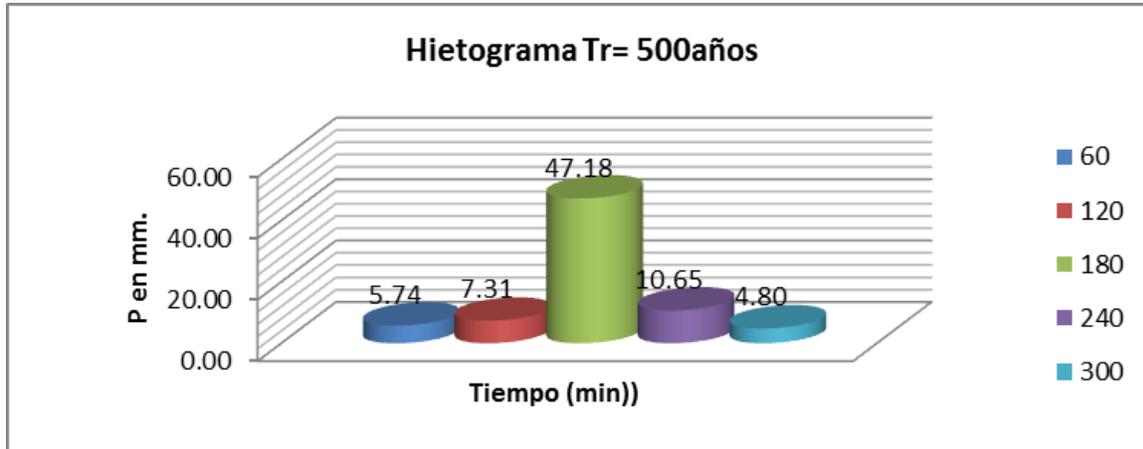
Tabla 9.8 Precipitaciones, intensidades e incrementos de la precipitación para Tr= 2.



Gráfica 9.11 Hietograma de diseño para un período de retorno de 100 años.

Tr	Duracion		Intensidad	Presipitacion	ΔP	Acomodo para gráfica	
	Años	horas					minutos
100	5	60	38.010	38.01	1	38.01	4.83
		120	23.447	46.89	2	8.88	6.13
		180	17.674	53.02	3	6.13	38.01
		240	14.463	57.85	4	4.83	8.88
		300	12.380	61.90	5	4.05	4.05

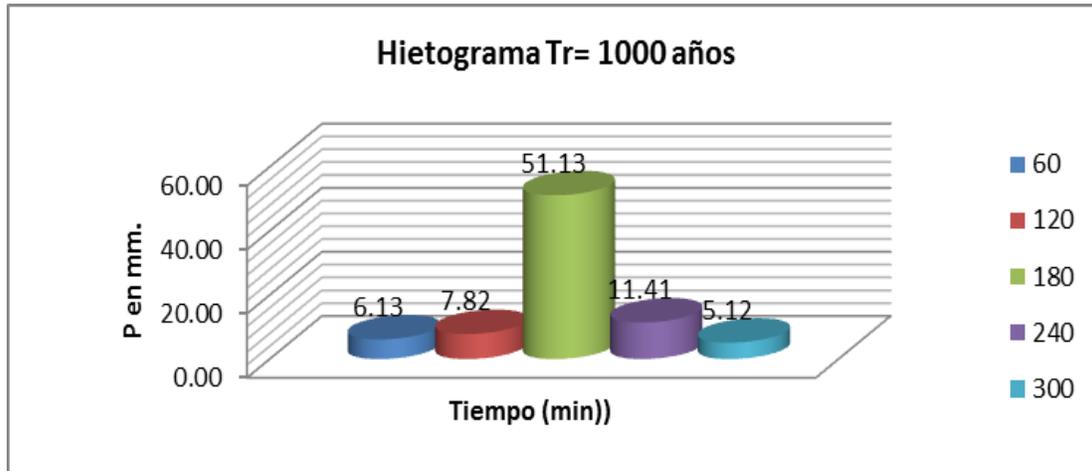
Tabla 9.9 Precipitaciones, intensidades e incrementos de la precipitación para Tr= 100.



Gráfica 9.12 Hietograma de diseño para un período de retorno de 500 años.

Tr	Duracion		Intensidad	Presipitacion			Acomodo para gráfica
Años	horas	minutos	mm	mm	ΔP		
500	5	60	47.18	47.18	1	47.18	5.74
		120	28.91	57.83	2	10.65	7.31
		180	21.71	65.14	3	7.31	47.18
		240	17.72	70.88	4	5.74	10.65
		300	15.14	75.68	5	4.80	4.80

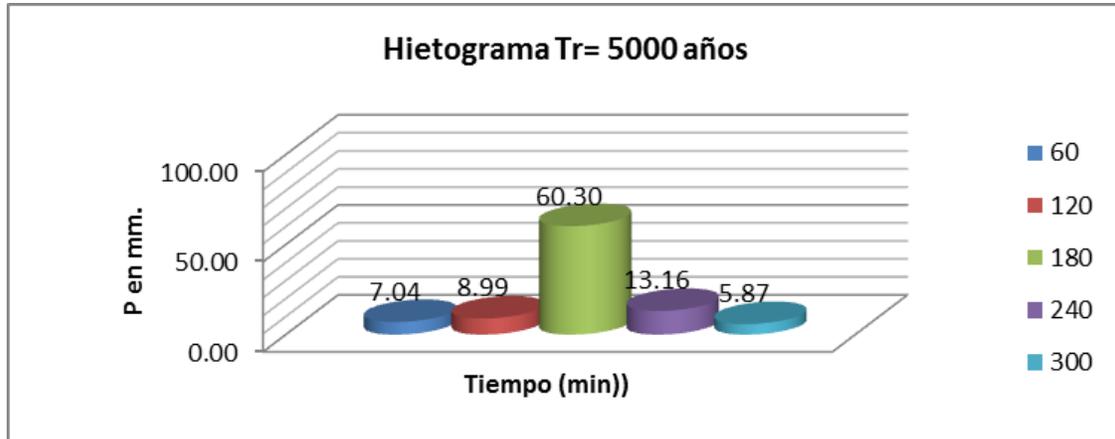
Tabla 9.10 Precipitaciones, intensidades e incrementos de la precipitación para Tr= 500.



Gráfica 9.13 Hietograma de diseño para un período de retorno de 1000 años.

Tr	Duracion		Intensidad	Presipitacion			Acomodo para gráfica
Años	horas	minutos	mm	mm	ΔP		
1000	5	60	51.13	51.13	1	51.13	6.13
		120	31.27	62.54	2	11.41	7.82
		180	23.45	70.35	3	7.82	51.13
		240	19.12	76.48	4	6.13	11.41
		300	16.32	81.61	5	5.12	5.12

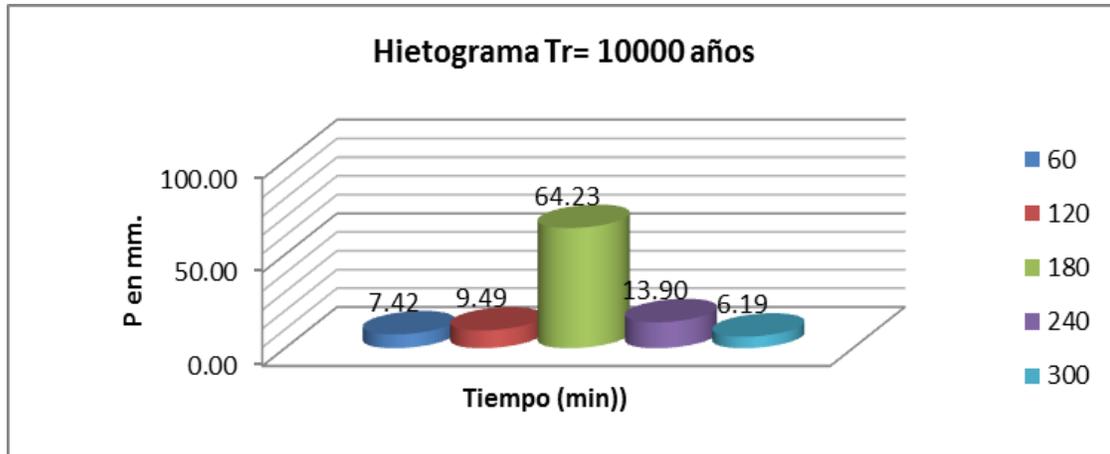
Tabla 9.11 Precipitaciones, intensidades e incrementos de la precipitación para Tr= 1000.



Gráfica 9.14 Hietograma de diseño para un período de retorno de 5000 años.

Tr	Duracion		Intensidad	Presipitacion	ΔP	Acomodo para gráfica
	Años	horas	minutos	mm		
5000	5	60	60.30	60.30	1	7.04
		120	36.73	73.46	2	8.99
		180	27.48	82.45	3	60.30
		240	22.37	89.48	4	13.16
		300	19.07	95.35	5	5.87

Tabla 9.12 Precipitaciones, intensidades e incrementos de la precipitación para Tr= 5000.



Gráfica 9.14 Hietograma de diseño para un período de retorno de 10000 años.

Tr Años	Duracion		Intensidad	Presipitacion	ΔP	Acomodo para gráfica	
	horas	minutos	mm	mm			
10000	5	60	64.23	64.23	1	64.23	7.42
		120	39.06	78.13	2	13.90	9.49
		180	29.20	87.61	3	9.49	64.23
		240	23.76	95.03	4	7.42	13.90
		300	20.24	101.22	5	6.19	6.19

Tabla 9.13 Precipitaciones, intensidades e incrementos de la precipitación para Tr= 10000.



CAPITULO X CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO ASOCIADO AL TR RECOMENDADO PARA LA OBRA.



XI.I Conceptos generales.

Es común que no se cuente con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas. En general, los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medios de planos topográficos y de uso de suelo, y la precipitación a través de mediciones directas en el caso de avenidas frecuentes.

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

- 1) Área de la cuenca.
- 2) Altura total de precipitación
- 3) Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
- 4) Distribución de la lluvia en el tiempo.
- 5) Distribución en el espacio de la lluvia y las características de la cuenca.

Debido a que, por un lado, la cantidad y calidad de la información disponible varían grandemente de un problema a otro y a que no siempre se requiere la misma precisión en los resultados, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia-escurrimiento. La complejidad de los métodos aumenta a medida que se toma en cuenta más de los parámetros citados anteriormente. En este sentido también aumenta su precisión, pero los datos que se requieren son más y de mejor calidad.



X.II Métodos empíricos.

Existen varios métodos empíricos para poder calcular el gasto máximo de diseño, los cuales se basan en la experimentación y el caudal de avenida Q (m^3/s) se da en función de la superficie S (Km^2). El método que se nos pide en los requisitos de la CNA son: Método racional americano, Gregory-Arnol, Hidrograma triangular unitario, Ven-Te-Chow, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Gumbel, etc.). En el capítulo II, apartado II.VI se mencionaron los métodos a utilizar.

Método Racional Americano

El método racional se utiliza en hidrología para determinar el Caudal Instantáneo Máximo de descarga de una cuenca hidrográfica. Este método se basa en considerar en toda el área estudiada una lluvia uniforme de intensidad, constante y durante un tiempo tal que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que pueda escurrir el gasto máximo (Q máx.) en la descarga.

El método consiste en aplicar la forma expresada en la ecuación siguiente:

$$Q = CiA \quad Ec. 10.1$$

Dónde:

Q = Gasto (m^3/seg)

C = Coeficiente, de escurrimiento dependiendo de las características de la cuenca y expresa la relación del caudal llovido con el caudal escurrido.

i = Intensidad de la precipitación concentrada en m/s en un período igual al tiempo de concentración t_c .

A = Área de la cuenca hidrográfica en m^2



El coeficiente de escurrimiento toma valores entre 0 y 1 y varía apreciablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra debido a las condiciones de humedad iniciales. Sin embargo, es común tomar valores de C representativos de acuerdo con ciertas características de las cuencas. Algunos de estos valores se muestran en la tabla 8.3 del libro de Aparicio pág.210 los cuales generalmente son conservadores para que puedan ser usados para diseño.

A continuación se presenta una tabla donde se calcularon los gastos de diseño para cada periodo de retorno, tomando la intensidad correspondiente de cada uno de ellos y considerando que la duración de la tormenta sería igual a la de nuestro tiempo de concentración de 5 horas.

Tr años	Coeficiente de escurrimiento C	tc hrs	5 hrs. m/s	Ac m2	Q m3/s
2	0.1372	5	1.5154E-06	696288300	144.76
100			3.4388E-06		328.51
500			4.2042E-06		401.63
1000			4.5337E-06		433.11
5000			5.2973E-06		506.05
10000			5.6232E-06		537.19

Tabla 10.1 Gastos de diseño máximos por el método de Racional Americano

En la columna de 5 horas, se convirtió la intensidad de cada periodo de retorno para una duración igual al tiempo de concentración, de mm/hr a m/s.

X.III Cálculo del gasto de diseño HUT (HEC-HMS).

En el programa HEC-HMS se modelo la cuenca Tiripitio en la cual se hicieron varios escenarios:

Primero.- Características de la cuenca.

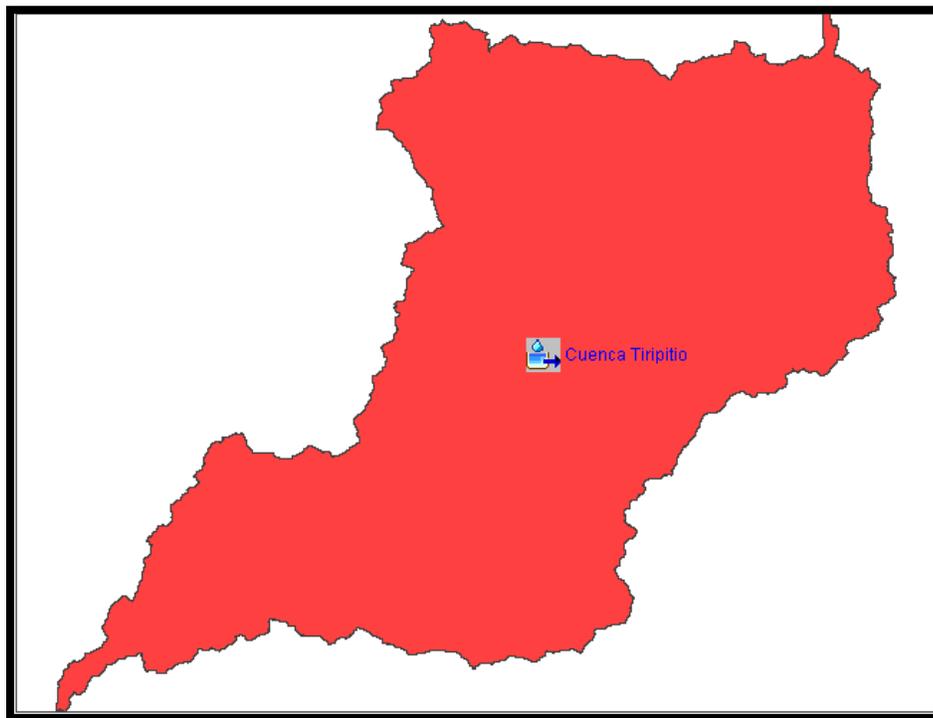


Imagen 10.1 Modelo de la cuenca Tiripitio en HEC-HMS

Para el primer escenario se tuvieron que retomar las características de la cuenca como su área, número de escurrimiento y su longitud de tiempo que se refiere al tiempo de concentración pero este reducido a un 60 %.

Segundo.- En este escenario se realizó el modelo de las series de tiempo de los datos de precipitación, suponiendo el inicio de la tormenta y el final (día, mes año y hora), de acuerdo al tiempo de concentración de 5 horas en intervalos de una hora, capturando los hietogramas de diseño de cada periodo de retorno.

Name: tr=100	
*Start Date (ddMMYYYY)	17ago2011
*Start Time (HH:mm)	08:00
*End Date (ddMMYYYY)	17ago2011
*End Time (HH:mm)	13:00

Imagen 10.2 Inicio y fin de la tormenta de diseño en intervalos de una hora.

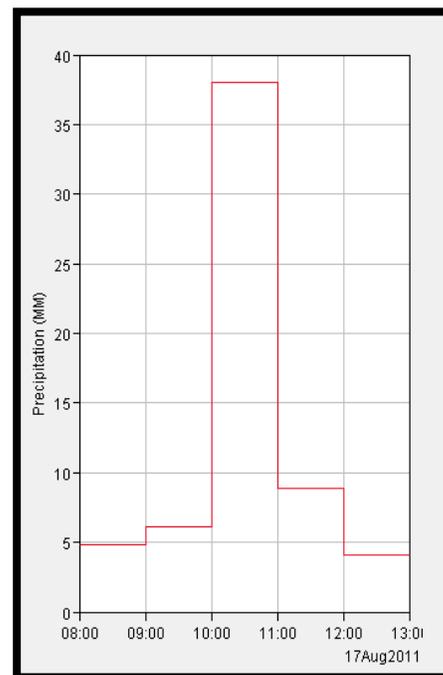


Imagen 10.3 Gráfica del Hietograma de diseño de la tormenta

Estos pasos fueron realizados para cada periodo de retorno de 2, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años.

Tercero.- Este escenario solo trataba de darle un control específico de la tormenta, en pocas palabras, que tanto queremos alargar el periodo de la lluvia para que al momento de generar el Hidrograma, tengamos el inicio y el final completo de la tormenta.

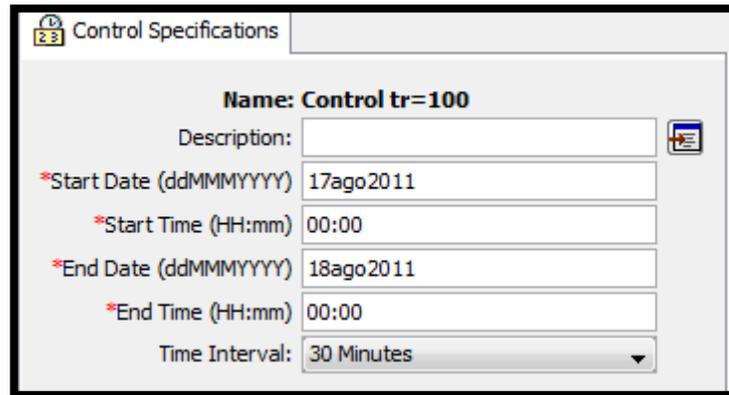


Imagen 10.4 Control de la tormenta de 24 hrs.

Cuarto.- Este es el último paso para la determinación de los gastos de diseño, solamente se aplicó un modelo meteorológico a cada escenario para cada periodo de retorno.

Al correr el programa para cada escenario de diferente periodo de retorno el programa nos arroja los siguientes resultados que se muestran en la tabla 10.2:

TABLA DE RESUMEN CUENCA TIRIPITIO					
T (años)	Área (km ²)	Q _{máx} (m ³ /s)	P Total (mm)	P Perdidas (mm)	P Exeso (1mm)
2	696.2883	162.0	54.54	50.61	3.93
100		253.9	61.90	55.67	6.23
500		470.0	75.68	64.11	11.57
1000		577.0	81.61	67.38	14.23
5000		852.1	95.36	74.24	21.12
10000		983.4	101.23	76.91	24.32

Tabla 10.2 Resúmenes de gastos máximos y precipitaciones. (Método HUT HEC-HMS).

Nota: Las gráficas de los hidrogramas de cada periodo de retorno se verán en el Anexo B.

X.IV Cálculo del gasto máximo por el Método de Chow.

Este método está basado en la teoría del Hidrograma unitario y de la curva S, la cual, permite obtener otros hidrogramas unitarios con duraciones diferentes. Cuando sobre en una cuenca de cierta área, llueve en exceso un centímetro por hora durante (d) horas, las curva S define al final un gasto de equilibrio (Q_e , m^3/s) de $2.778 \cdot A/d$. por otra parte, el gasto pico (Q) del escurrimiento directo es igual al producto de la lluvia en exceso (P_e) por el gasto pico del Hidrograma unitario (q); como ambas cantidades son función de la duración d y ésta no se conoce, se define el factor de reducción (Z) como el cociente de q y Q_e o bien, obteniendo la relación de d/tr (tiempo de retraso) y entrando a la gráfica 10.1.

Por las ecuaciones ajustadas de las $idTr$ se obtuvieron las intensidades para calcular la precipitación desde 0.1 de hora hasta 7 horas necesarias en intervalos de 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1 1.4, 1.5, 1.6 2, 2.5 y 3, 3.5, 4, 4.5,...

El tiempo de retraso se calcula según Chow como:

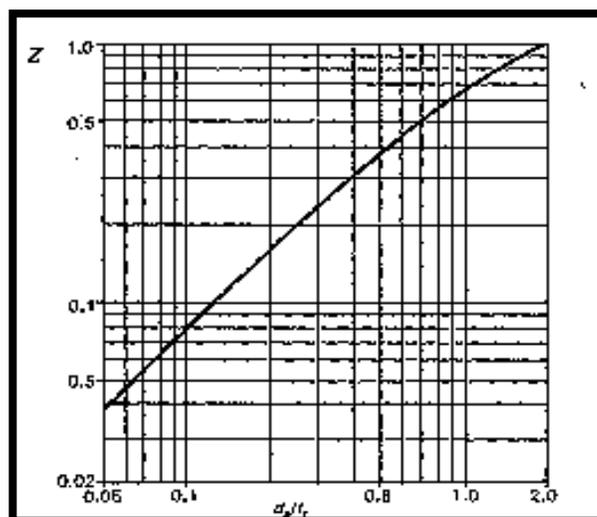
$$tr = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad Ec. 10.2$$

Dónde:

L: Longitud del cauce en m.

S: Pendiente del cauce en %.

tr: Tiempo de retraso en h



Gráfica 10.1



Las intensidades se obtienen según la duración de las IdTr con las fórmulas ajustadas y la Pe al igual que los métodos anteriores con la fórmula 7.13 pág. 187 del libro de Aparicio en el método del número de escurrimiento. Y finalmente se obtiene el Q con la formula siguiente:

$$Q_p = \frac{0.278 Pe Ac}{de} Z \quad Ec. 10.3$$

Cálculo de Gastos máximos de la cuenca Tiripitio Método CHOW

Datos:

Área:	696.2883	km2	L=	69856	m
tc:	5	hrs	S=	6.46	%
N:	63.88		tr=	3.467256536	hrs
Tr:	100 años				

D (HORAS)	i mm/hr	P mm	Pe mm	D/tr	z	Q m3/s
0.1	72.89946411	7.289946411	3.760020394	0.02884125		
0.2	46.05022512	9.210045025	3.068322097	0.05768249	0.05	148.482356
0.3	35.19946643	10.55983993	2.629925326	0.08652374	0.07	118.782947
0.4	29.08969579	11.63587832	2.307770921	0.11536499	0.08	89.3421884
0.5	25.09093896	12.54546948	2.053864028	0.14420623	0.11	87.4637841
0.6	22.23532605	13.34119563	1.845277321	0.17304748	0.13	77.3904977
0.7	20.07603133	14.05322193	1.669138961	0.20188872	0.17	78.4652331
0.8	18.37581464	14.70065171	1.517451736	0.23072997	0.18	66.0893223
0.9	16.99604314	15.29643883	1.384886069	0.25957122	0.2	59.5710735
1	15.84982005	15.84982005	1.267701992	0.28841246	0.24	58.8928142
1.4	12.6819281	17.75469934	0.907100601	0.40377745	0.31	38.8797091
1.5	12.11514617	18.17271926	0.836646195	0.4326187	0.35	37.7878793
1.6	11.60790976	18.57265562	0.77210373	0.46145994	0.37	34.5613967
2	10.01225167	20.02450334	0.560944204	0.57682493	0.42	22.8019954
2.5	8.635937529	21.58984382	0.372914575	0.72103116	0.51	14.7256142
3	7.653076953	22.95923086	0.241076823	0.86523739	0.6	9.33295882
3.5	6.909879006	24.18457652	0.148167918	1.00944362	0.68	5.57222881
4	6.324689065	25.29875626	0.083690694	1.15364985	0.7	2.8349742
4.5	5.849791713	26.32406271	0.040788811	1.29785609	0.78	1.36853852
5	5.455278337	27.27639169	0.014741788	1.44206232	0.8	0.45656651
5.5	5.121367976	28.16752387	0.002165364	1.58626855	0.84	0.06401495
6	4.834410251	29.00646151	0.00055401	1.73047478	0.89	0.01590708
6.5	4.584654939	29.8002571	0.008003622	1.87468101	0.95	0.22642829
7	4.364935843	30.5545509	0.023035405	2.01888725	1	0.63698867

Tabla 10.3 Cálculo de los gastos máximos para un tr= 2 años.



D (HORAS)	i mm/hr	P mm	Pe mm	D/tr	z	Q m ³ /s
1	38.00984134	38.00984134	0.563906556	0.28841246	0.24	26.1970434
1.4	30.06386523	42.08941133	1.137881853	0.40377745	0.31	48.7713439
1.5	28.65236331	42.97854496	1.287024625	0.4326187	0.35	58.1296269
1.6	27.39204326	43.82726922	1.43712305	0.46145994	0.37	64.3294132
2	23.4465069	46.89301379	2.040362703	0.57682493	0.42	82.939338
2.5	20.06928363	50.17320909	2.787090046	0.72103116	0.51	110.056339
3	17.67431302	53.02293906	3.516170921	0.86523739	0.6	136.123738
3.5	15.87378998	55.55826492	4.224418637	1.00944362	0.68	158.869933
4	14.46306183	57.85224733	4.911461709	1.15364985	0.7	166.372945
4.5	13.32315053	59.95417738	5.578003202	1.29785609	0.78	187.152116
5	12.37980956	61.89904778	6.225140248	1.44206232	0.8	192.798218
5.5	11.58412572	63.71269147	6.854078776	1.58626855	0.84	202.628058
6	10.90246335	65.41478009	7.466010756	1.73047478	0.89	214.368644
6.5	10.31087323	67.02067598	8.062062815	1.87468101	0.95	228.081636
7	9.791804253	68.54262977	8.643277472	2.01888725	1	239.00903

Tabla 10.4 Cálculo de los gastos máximos para un tr= 100 años.

D (HORAS)	i mm/hr	P mm	Pe mm	D/tr	z	Q m ³ /s
1	47.17820769	47.17820769	2.101215894	0.28841246	0.24	97.6148323
1.4	37.19774334	52.07684068	3.266092427	0.40377745	0.31	139.989681
1.5	35.42832113	53.14248169	3.54832687	0.4326187	0.35	160.26338
1.6	33.84940836	54.15905337	3.826770036	0.46145994	0.37	171.296307
2	28.91304612	57.82609225	4.903387755	0.57682493	0.42	199.319334
2.5	24.69656862	61.74142154	6.171627421	0.72103116	0.51	243.704619
3	21.71215765	65.13647294	7.364544561	0.86523739	0.6	285.108249
3.5	19.47205428	68.15218997	8.492681695	1.00944362	0.68	319.388746
4	17.71928772	70.87715087	9.564756369	1.15364985	0.7	324.00063
4.5	16.30467394	73.37103273	10.58785133	1.29785609	0.78	355.2416
5	15.13523007	75.67615033	11.56774124	1.44206232	0.8	358.263399
5.5	14.14976523	77.82370875	12.50917952	1.58626855	0.84	369.810566
6	13.3062413	79.83744777	13.41612231	1.73047478	0.89	385.211868
6.5	12.57475241	81.73589067	14.29189826	1.87468101	0.95	404.328224
7	11.93339957	83.53379699	15.13933675	2.01888725	1	418.64191

Tabla 10.5 Cálculo de los gastos máximos para un tr= 500 años.



D (HORAS)	i mm/hr	P mm	Pe mm	D/tr	z	Q m ³ /s
1	51.12980782	51.12980782	3.023711204	0.28841246	0.24	140.470602
1.4	40.2713621	56.37990694	4.465551061	0.40377745	0.31	191.400299
1.5	38.34753143	57.52129714	4.809703327	0.4326187	0.35	217.234585
1.6	36.63119045	58.60990472	5.147713255	0.46145994	0.37	230.425205
2	31.26751583	62.53503167	6.44293049	0.57682493	0.42	261.900685
2.5	26.68921033	66.72302582	7.950237298	0.72103116	0.51	313.938192
3	23.45074424	70.35223272	9.354457728	0.86523739	0.6	362.14501
3.5	21.02121833	73.57426416	10.67294061	1.00944362	0.68	401.382889
4	19.12108784	76.48435135	11.91886065	1.15364985	0.7	403.744561
4.5	17.5881387	79.14662416	13.10240228	1.29785609	0.78	439.609341
5	16.32130732	81.60653659	14.23159824	1.44206232	0.8	440.765457
5.5	15.25410854	83.89759695	15.31290427	1.58626855	0.84	452.69746
6	14.34088153	86.0452892	16.35159612	1.73047478	0.89	469.496978
6.5	13.54915259	88.06949184	17.35204892	1.87468101	0.95	490.902118
7	12.85514859	89.98604014	18.31793783	2.01888725	1	506.53847

Tabla 10.6 Cálculo de los gastos máximos para un tr= 1000 años.

D (HORAS)	i mm/hr	P mm	Pe mm	D/tr	z	Q m ³ /s
1	60.30151209	60.30151209	5.69146219	0.28841246	0.24	264.40459
1.4	47.40267154	66.36374015	7.816068601	0.40377745	0.31	335.008568
1.5	45.12010741	67.68016111	8.311986116	0.4326187	0.35	375.418343
1.6	43.08451206	68.93521929	8.795729649	0.46145994	0.37	393.720028
2	36.72835238	73.45670476	10.62368956	0.57682493	0.42	431.84566
2.5	31.30990243	78.27475607	12.71031562	0.72103116	0.51	501.903698
3	27.48168573	82.44505719	14.62409371	0.86523739	0.6	566.151746
3.5	24.61253407	86.14386924	16.3998413	1.00944362	0.68	616.757454
4	22.37044847	89.48179387	18.06208286	1.15364985	0.7	611.842685
4.5	20.56294393	92.53324768	19.62885145	1.29785609	0.78	658.583538
5	19.07018729	95.35093645	21.11386395	1.44206232	0.8	653.915445
5.5	17.81339797	97.97368884	22.52784231	1.58626855	0.84	665.993649
6	16.73850294	100.4310177	23.87935664	1.73047478	0.89	685.638619
6.5	15.80706643	102.7459318	25.17538578	1.87468101	0.95	712.230023
7	14.99096445	104.9367512	26.42170292	2.01888725	1	730.628584

Tabla 10.7 Cálculo de los gastos máximos para un tr= 5000 años.



D (HORAS)	i mm/hr	P mm	Pe mm	D/tr	z	Q m3/s
1	64.22851711	64.22851711	7.03733959	0.28841246	0.24	326.929149
1.4	50.4540046	70.63560644	9.46776499	0.40377745	0.31	405.802783
1.5	48.01755318	72.02632977	10.03132219	0.4326187	0.35	453.073706
1.6	45.84502562	73.35204098	10.57991287	0.46145994	0.37	473.584768
2	39.06330427	78.12660853	12.64412319	0.57682493	0.42	513.974895
2.5	33.28478324	83.2119581	14.98637114	0.72103116	0.51	591.780356
3	29.20391711	87.61175134	17.12402203	0.86523739	0.6	662.933044
3.5	26.14649508	91.51273279	19.09998263	1.00944362	0.68	718.303089
4	23.75800982	95.03203928	20.94399958	1.15364985	0.7	709.46596
4.5	21.83299111	98.24845999	22.67769846	1.29785609	0.78	760.87788
5	20.2435565	101.2177825	24.31738666	1.44206232	0.8	753.131438
5.5	18.90565384	103.9810961	25.87572323	1.58626855	0.84	764.967505
6	17.76160421	106.5696253	27.36276932	1.73047478	0.89	785.656484
6.5	16.77041668	109.0077084	28.78667882	1.87468101	0.95	814.396136
7	15.90210297	111.3147208	30.15416935	2.01888725	1	833.840957

Tabla 10.8 Cálculo de los gastos máximos para un tr= 10000 años.

A continuación se presenta una tabla de resúmenes de los gastos máximos que ocurrieron para cada periodo de retorno:

RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS CHOW	
TR años	Q _{máx} (m3/s)
2	148.48
100	239.01
500	418.64
1000	506.54
5000	730.63
10000	833.84

Tabla 10.9 Gastos máximos por el método de Chow.



X.V Método del Hidrograma unitario instantáneo de I-Pai-Wu.

El método del Hidrograma unitario instantáneo fue deducido en pequeñas cuencas de Indiana, U.S.A. y permite obtener el Hidrograma de la avenida que se estima para un determinado periodo de retorno.

El cálculo del gasto máximo por este método nos permitirá deducir si en verdad solo es aceptable para cuencas pequeñas ya que una de las principales limitaciones de este método, es que solo considera cuencas pequeñas, es decir cuencas menores a 250 km².

Teóricamente en estudios hidrológicos han usado este método para cuencas excedentes del límite del área marcada y han salido resultados muy similares respecto a la comparación de otros métodos ya vistos. Para nuestro caso como es una cuenca muy superior al límite, veremos si los cálculos del gasto máximo para nuestra cuenca Tiripitio por este método, puedan ser cercanos a los métodos realizados en este capítulo.

El método se basa en el modelo lineal propuesto por NASH para derivar los hidrogramas unitarios instantáneos y su deducción a continuación se muestra:

$$Q_p = 0.278 (A P_e / t_p)^{0.7} f(n, t_p) \text{ Ec. 10.3}$$

$$f(n, t_p) = (n-1)^n (e)^{1-n} / \Gamma(n) \text{ Ec. 10.4}$$

$$t_p = 0.93 (A)^{0.085} (L)^{-1.233} (S)^{-0.668} \text{ Ec. 10.5}$$

$$n = 4 t_p / k_1 \text{ Ec. 10.6}$$

$$k_1 = 0.73 (A)^{0.937} (L)^{-1.474} (S)^{-1.473} \text{ Ec. 10.7}$$

Dónde:

$f(n, t_p)$ = Función que depende de n , t_p

$\Gamma(n)$ = Función gama de n .

Q_p = Gasto del pico de la avenida, en m³ / seg.

A = Área de la cuenca, en km².

S = Pendiente promedio del cauce principal, en porcentaje.

P_e = Precipitación en exceso para la tormenta de diseño, en mm.

t_p = Tiempo pico, en horas, es función de las características de la cuenca.

n = Número de recipientes lineales que simulan la cuenca (parámetro), adimensional.

K_1 = Coeficiente de almacenaje, se puede relacionar con las características de la cuenca.



Si se analiza la expresión que proporciona el gasto máximo, Ec. 10.3, se ve que este es directamente proporcional a la P_e , e independientemente de la duración de la tormenta (d), la cual está implícita en P_e . Por lo tanto, se quiere conocer la duración más desfavorable; esta última, según I-Pai Wu, se aproxima al valor del tiempo pico.

Para aplicar el método se requieren los datos siguientes:

Datos fisiográficos:

Área de la cuenca por estudiar.

Longitud del cauce principal.

Pendiente media del cauce principal.

Número de escurrimiento de la cuenca (N).

Datos climatológicos:

Curvas intensidad-duración-frecuencia de la zona de estudio.

Haciendo una programación en Excel de todas las ecuaciones y datos tenemos lo siguiente:

CUENCA TIRIPITIO

Datos de Proyecto:

$A = 696.2883 \text{ Km}^2$

$L = 69856 \text{ m}$

$L = 69.856 \text{ Km}$

$S = 0.0646$

$S (\%) = 6.46 \%$

$t_c = 5.012 \text{ hrs}$

$d = 5.012$

$N = 63.88$

$t_p = 1.729 \text{ hrs}$

$k = 0.041 \text{ hrs}$

$n = 167.743 \text{ hrs}$

$f(n, t_p) = \text{Fuera de rango}$



Tr	P (mm)	Pe (mm)	Qp (m ³ /seg)
2	27.297	0.014	-
100	61.940	6.239	-
500	75.725	11.589	-
1000	81.659	14.256	-
5000	95.411	21.146	-
10000	101.281	24.353	-

Tabla 10.10 Gastos máximos. Método I-Pai Wu.

En la tabla 10.10 de gastos máximos se puede ver que no fueron calculados debido a que el parámetro $f(n, t_p)$ está fuera del rango establecido, por lo que este método queda descartado para el cálculo del gasto de diseño de la cuenca.



X.VI Análisis comparativo de los gastos de diseño con la estación hidrométrica Tiquicheo.

A 26 km aproximadamente aguas abajo del cruce, en las inmediaciones de Tiquicheo, Mich, el río es aforado por la estación hidrométrica del mismo nombre, la cual cuenta con 32 años de registro y fue instalada por la Comisión Federal de Electricidad en el año de 1953, registrando desde esa fecha las descargas de la presa El Bosque.

ESTACIÓN HIDROMETRICA TIQUICHEO		
Nº	AÑO	Q max. (M3/s)
1	1954	370.04
2	1955	985.5
3	1956	692.83
4	1957	478.3
5	1958	1142
6	1959	625
7	1960	441
8	1961	593
9	1962	1022
10	1963	746
11	1964	639
12	1965	553
13	1966	537
14	1967	1494
15	1968	621
16	1969	867
17	1981	957
18	1982	251
19	1983	620
20	1984	572
21	1986	332
22	1987	284
23	1988	645
24	1989	397
25	1990	392
26	1991	415
27	1993	1274
28	1994	462
29	1995	824
30	1996	468
31	1997	263
32	1998	150

Tabla 10.11 Gastos máximos aforados de la estación hidrométrica Tiquicheo



Con ayuda del programa Ax, se le ajustara una función de distribución a los 32 datos de gasto medido, para determinar los gastos máximos para cada periodo de retorno.

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	84.619	-----	84.619	-----
Lognormal	51.815	51.204	35.884	733.380
Gumbel	48.831	-----	56.709	-----
Exponencial	63.166	-----	240.223	-----
Gamma	734.324	734.324	11111.000	11111.000
Doble Gumbel	49.095			

Mínimo error estándar: 35.884
Calculado por la función: Lognormal (m x. ver.) 2 p.

Tabla 10.12 Funciones de distribución para los gastos medidos.

Como se puede observar en la tabla 10.12 la función que más ajusta y tiene el mínimo error cuadrático es la Lognormal de máxima verosimilitud, dándonos los siguientes gastos máximos para los diferentes periodos de retorno:

No	Tr	Dato cal
1	2.	558.14
2	5.	850.18
3	10.	1059.34
4	20.	1270.37
5	50.	1558.8
6	100.	1786.53
7	200.	2023.94
8	500.	2354.73
9	1000.	2621.79
10	2000.	2902.08
11	5000.	3262.93
12	10000.	3583.65

Tabla 10.13 Gastos máximos asociados a los periodos de retorno.

A continuación en la imagen 10.5 se muestra la cuenca Tiripitio con la cuenca en la que se encuentra la estación hidrométrica de Tiquicheo:

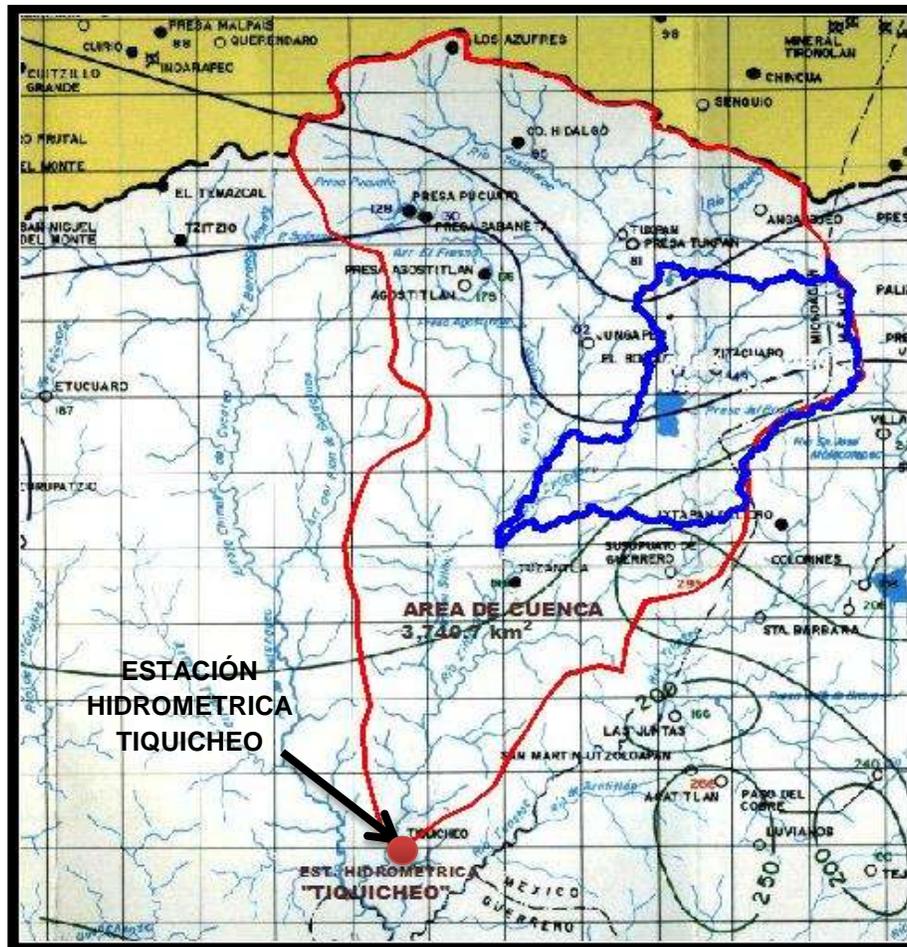


Imagen 10.5 Ubicación de las dos cuencas junto la estación hidrométrica de Tiquicheo.

En la imagen 10.5, la cuenca de color roja (Cuenca Tiquicheo) tiene un área de $3,754.487 \text{ km}^2$, en donde la estación hidrométrica de Tiquicheo se ubica a 50 km aguas abajo del cruce y el área de cuenca correspondiente hasta el sitio de cruce de la cuenca Tiripitio marcado con azul es de 696.2883 km^2 , por lo tanto al aplicar comparación de cuencas se obtiene un gasto de diseño asociado para los diferentes periodos de retorno:



En la comparación de cuencas lo que se hace es tomar los gastos calculados en el Ax para los diferentes periodos de retorno, multiplicarlos por el área de nuestra cuenca y dividirlos entre el área de la cuenca que rodea la nuestra q en el caso es la cuenca roja mostrada en la imagen 10.5.

Retomando los valores de los gastos máximos de la cuenca Tiquicheo tenemos lo siguiente:

<u>Gasto Tr=2.</u>	558.14 m ³ /s
<u>Gasto Tr=5.</u>	850.18 m ³ /s
<u>Gasto Tr=10.</u>	1059.34 m ³ /s
<u>Gasto Tr=20</u>	1270.37 m ³ /s
<u>Gasto Tr=50</u>	1558.80 m ³ /s
<u>Gasto Tr=100</u>	1786.53 m ³ /s
<u>Gasto Tr=200</u>	2023.94 m ³ /s
<u>Gasto Tr=500</u>	2354.73 m ³ /s
<u>Gasto Tr=1000</u>	2621.79 m ³ /s
<u>Gasto Tr=2000</u>	2902.08 m ³ /s
<u>Gasto Tr=5000</u>	3262.93 m ³ /s
<u>Gasto Tr=10000</u>	3583.65 m ³ /s

Haciendo la relación de áreas de áreas nos resulta q el coeficiente de reducción para trasladar el gasto en el punto de salida de nuestra cuenca es:

$$CA = \frac{\text{Cuenca Tiripitio}}{\text{Cuenca Tiquicheo}} = \frac{696.2883 \text{ km}^2}{3754.4869 \text{ km}^2} = 0.185$$

Donde el valor de 0.185 representa el coeficiente que nos ayudará a trasladar estos gastos al punto de salida de la cuenca Tiripitio.



Al multiplicar toda la serie de gastos máximos por el Coeficiente nos resultan los gastos máximos para el punto de salida de nuestra cuenca Tiripitio.

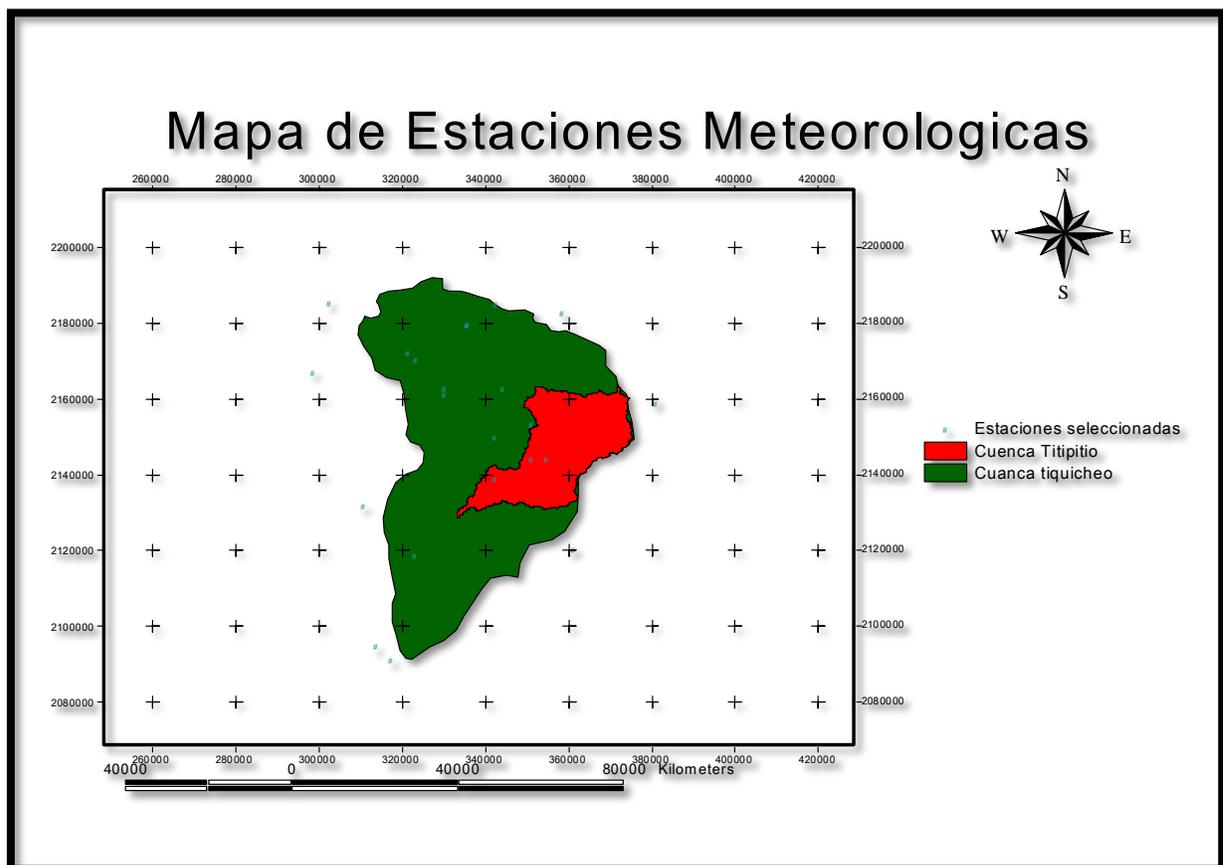
<u>Gasto Tr=2.</u>	103.51	m ³ /s
<u>Gasto Tr=5.</u>	157.67	m ³ /s
<u>Gasto Tr=10.</u>	196.46	m ³ /s
<u>Gasto Tr=20</u>	235.60	m ³ /s
<u>Gasto Tr=50</u>	289.09	m ³ /s
<u>Gasto Tr=100</u>	331.32	m ³ /s
<u>Gasto Tr=200</u>	375.35	m ³ /s
<u>Gasto Tr=500</u>	436.70	m ³ /s
<u>Gasto Tr=1000</u>	486.22	m ³ /s
<u>Gasto Tr=2000</u>	538.21	m ³ /s
<u>Gasto Tr=5000</u>	605.13	m ³ /s
<u>Gasto Tr=10000</u>	664.61	m ³ /s

Como se puede observar estos son los resultados para una serie de 32 años de registro de gastos hasta 1998, siendo esto un método ineficiente por lo que se ve la necesidad de ampliar la serie de datos lo más actual posible, y para esto, se hará un llenado de datos para ampliar ésta serie de gastos utilizando las precipitaciones totales mensuales que se vieron en el capítulo VI.

Para este cálculo la metodología, deberá tomar en cuenta un coeficiente de relación de gastos, de acuerdo a los mapas de uso y tipo de suelo de la cuenca Tiripitio y la cuenca Tiquicheo; dicho coeficiente será la relación entre volúmenes de escurrimientos de cada cuenca, de acuerdo al Numero de escurrimiento (N), el coeficiente K y la precipitación media anual por el método de Isoyetas.

X.VII Cálculo del volumen de escurrimiento de la cuenca Tiquicheo.

La metodología a seguir es la misma que se realizó con la cuenca Tiripitio en el capítulo IV y a continuación como un resumen se presentan los mapas obtenidos de la cuenca Tiquicheo:



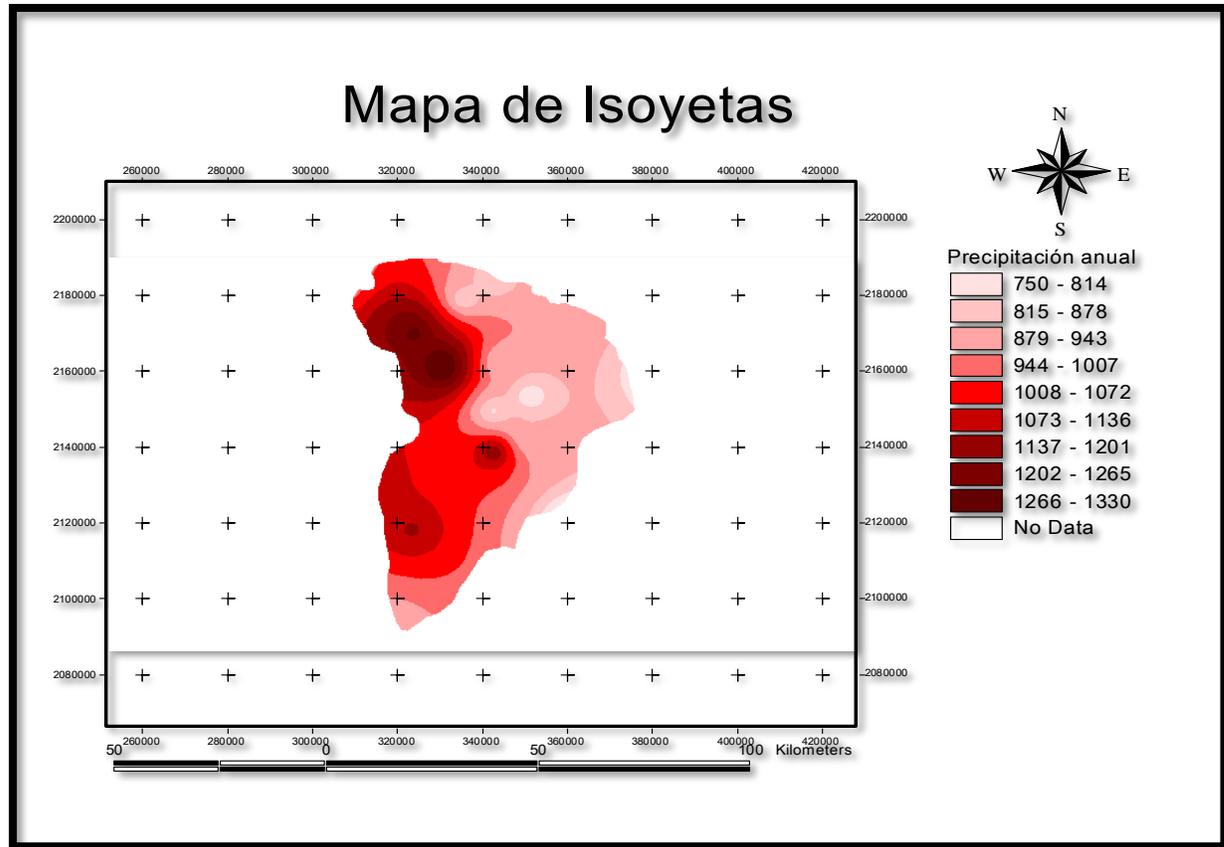
Mapa 10.1 Estaciones meteorológicas seleccionadas de la cuenca Tiquicheo.



A continuación se presenta la tabla de resumen de las características de las estaciones seleccionadas:

<i>Código</i>	<i>Nombre</i>	<i>X'</i>	<i>Y'</i>	<i>Z'</i>	<i>Ptotal anual</i>
15066	PALIZADA, VILLA VICTORIA	-100.133	19.517	2660	688.55
15219	PRESA PINZANES,	-100.317	19.167	1091	648.81
16002	AGOSTITLAN, CD. HIDALGO	-100.617	19.533	2380	1334.58
16020	CIUDAD HIDALGO (DGE)	-100.567	19.700	2020	837.00
16036	EL BOSQUE, ZITACUARO	-100.383	19.383	1750	882.19
16058	JUNGAPEO, JUNGAPEO	-100.500	19.433	1430	809.73
16061	LAGUNA DEL FRESNO,	-100.417	19.467	2070	765.69
16070	LA VILLITA, MELCHOR D.	-100.680	19.148	60	1141.43
16079	MELCHOR OCAMPO,M. OCA	-100.500	19.333	1134	1167.92
16092	PSA, AGOSTITLAN, CD. H.	-100.617	19.550	2380	1315.85
16096	PSA, MALPAIS, QUERENDAF	-100.883	19.750	1831	749.58
16097	PSA, PUCUATO, CD.HIDALG	-100.700	19.633	2505	1235.34
16098	PSA, SABANETA,CD.HIDALG	-100.683	19.617	2513	1291.79
16099	PRESA TUXPAN, TUXPAN	-100.483	19.550	1771	873.30
16107	SAN CARLOS, TIQUICHEO	-100.800	19.267	685	1166.86
16121	SENGUIDO, SENGUIDO	-100.350	19.733	2511	904.52
16136	TZITZIO, TZITZIO	-100.917	19.583	1850	1221.78
16152	CD. HIDALGO, CD. HIDALGO	-100.567	19.700	2020	830.00
16192	ENCARNACION, ZITACUARO	-100.417	19.383	2035	871.43
16213	IRIMBO, CIUDAD HIDALGO	-100.500	19.750	2235	813.29
16219	SAN PEDRO, TIQUICHEO	-100.767	18.933	530	932.45
16244	TIQUICHEO, TIQUICHEO(DGE)	-100.733	18.900	380	879.08

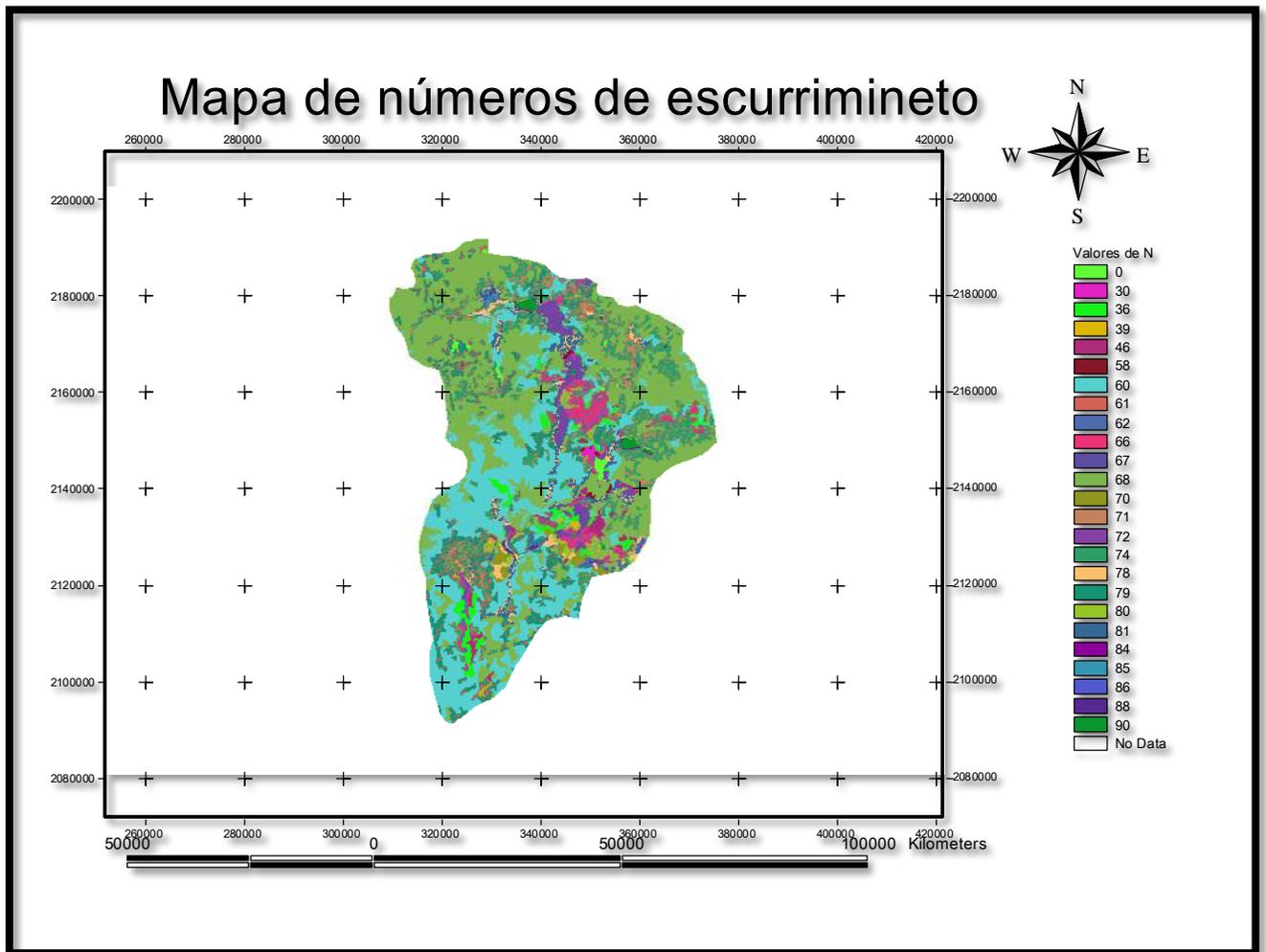
Tabla 10.14 Estaciones meteorológicas seleccionadas de la cuenca Tiquicheo.



Mapa 10.2 Precipitación total anual por el método de Isoyetas.

La precipitación total anual nos resulta de:

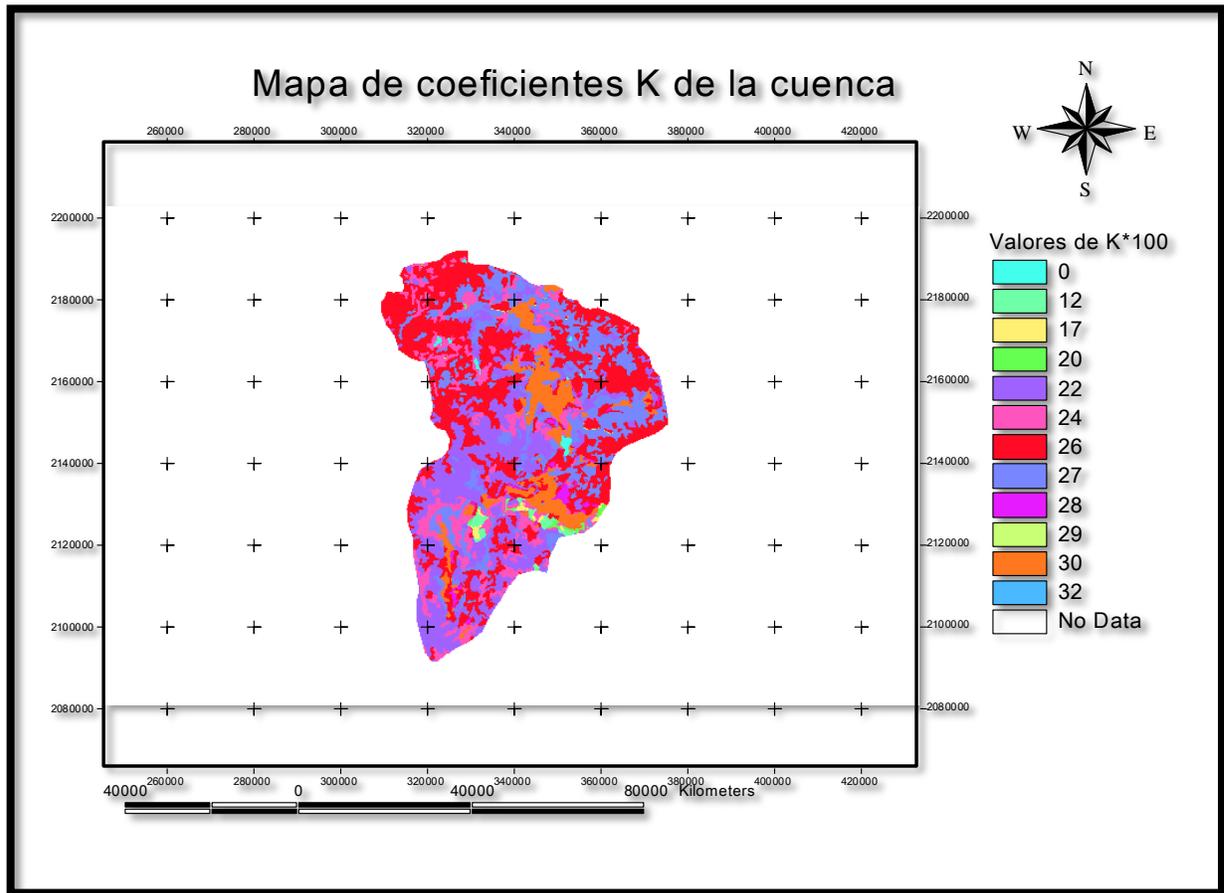
$$\mathbf{P= 995.81 \text{ mm.}}$$



Mapa 10.3 Números de escurrimiento de la cuenca Tiquicheo.

El número de escurrimiento de la cuenca Tiquicheo nos resulta de:

N= 66.81



Mapa 10.4 Coeficientes K de la cuenca Tiquicheo.

El coeficiente K de la cuenca Tiquicheo nos resultó de:

$$K = 0.251$$



Una vez calculado los parámetros de la cuenca Tiquicheo a continuación calcularemos el volumen de escurrimiento de la cuenca de acuerdo a la misma metodología seguida en la cuenca Tiripitio:

Con la ecuación:

$$C_e = K \left[\frac{P - 250}{2000} \right] + \frac{K - 0.15}{1.5} \text{ Ec. 4.4}$$

$$P = 995.81 \text{ mm}$$

$$C_e = 0.251 (995.81 - 250) / 2000 + (0.251 - 0.15) / 1.5$$

$$C_e = 0.161$$

El volumen de escurrimiento medio de la cuenca lo calcularemos con la siguiente expresión:

$$V_e = C_e * (PAc) \text{ Ec. 4.5}$$

$$V_e = 0.161 * [(0.99581 \text{ m}) * (3754486886 \text{ m}^2)] = 601939649.37 \text{ m}^3$$

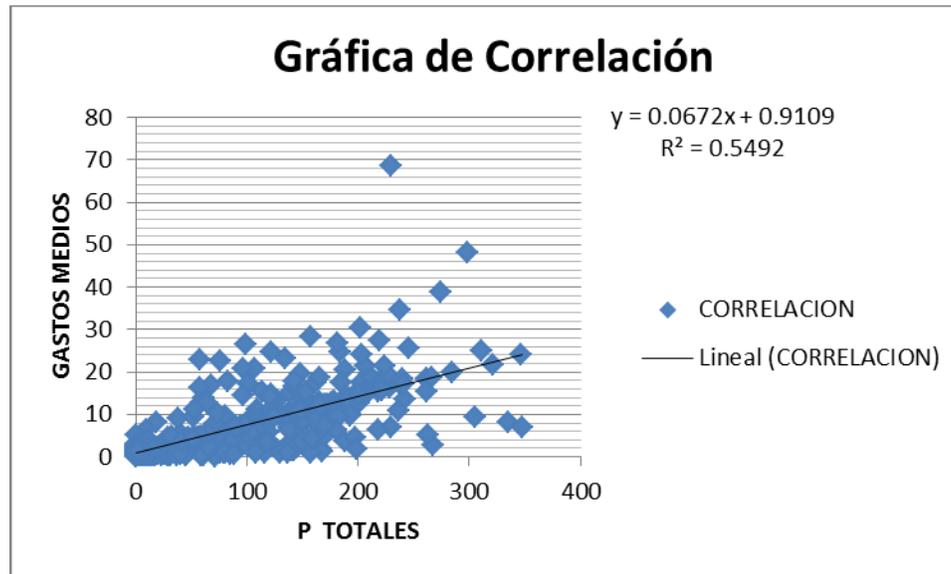
$$V_e \text{ Tiquicheo} = 601939.65 (1000 \text{ m}^3)$$

$$V_e \text{ Tiripitio} = 85382.78 (1000 \text{ m}^3)$$

Calculando el coeficiente de relación de volúmenes nos resulta que:

$$C_v = \frac{85382.78}{601939.65} = \mathbf{0.142}$$

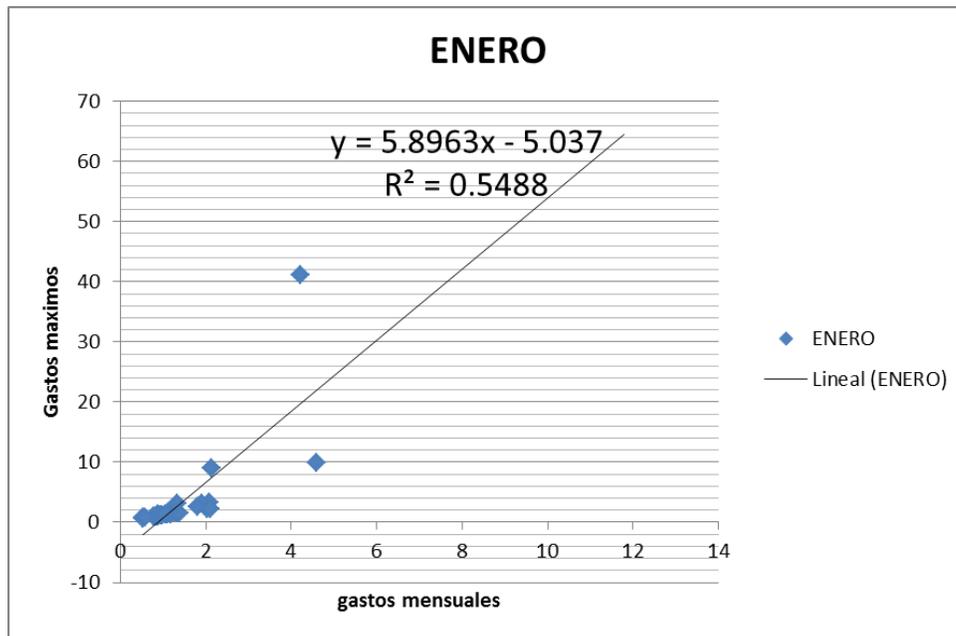
Este coeficiente lo usaremos para calcular la serie de gastos utilizando los gastos medios mensuales de la estación Hidrométrica Tiquicheo multiplicando cada dato existente por el coeficiente C_v y haciendo una correlación lineal con la serie de precipitaciones totales mensuales llenando los datos faltantes con la ecuación de correlación.



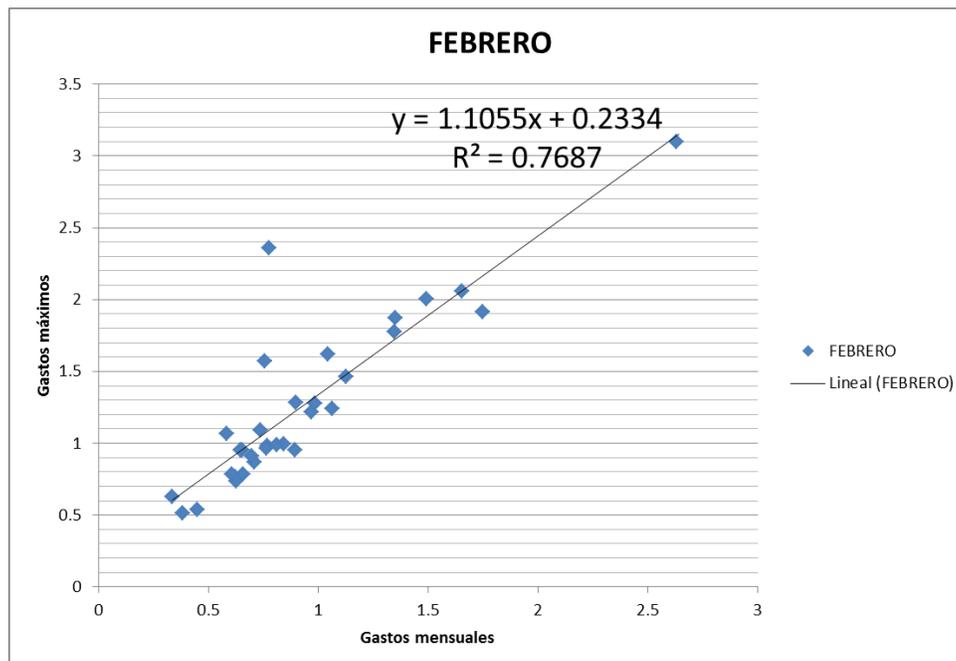
Gráfica 10.2 Ecuación de correlación para el llenado de datos.

Una vez tenido la serie de gastos medios llenada con la precipitación total mensual y la ecuación de correlación de la gráfica 10.2 se tendrá que realizar la misma metodología seguida para el cálculo de las precipitaciones máx. 24 horas en el capítulo IV de la página 58, en donde se hace el llenado mediante graficas de correlación de cada mes, entre los gastos medios llenados con la precipitación total mensual y los gastos máximos mensuales medidos de la estación hidrométrica Tiquicheo, realizando así el llenado de los gastos máximos faltantes con la ecuación del mes correspondiente.

A continuación se muestra un ejemplo de las gráficas del mes de Enero y Febrero con su respectiva ecuación para el llenado y una tabla en la cual se muestra el llenado de los gastos máximos de cada mes.



Gráfica 10.3 Ecuación de correlación para el llenado de gastos máximos del mes de Enero.



Gráfica 10.4 Ecuación de correlación para el llenado de gastos máximos del mes de Enero.



La serie de gastos máximos se pretendió llenar desde el periodo de 1953 hasta el 2004, siendo ya no una serie de 32 años si no de 52 años.

A continuación se muestra una tabla donde se calculan los gastos máximos faltantes de la serie anual del mes de enero desde 1953 hasta 2004:

AÑO	MES	gastos medios	gastos max	Gastos maximos por llenar
1953	1	0.9027		0.28559001
1954	1	0.7881	0.9798	
1955	1	1.19706	1.5478	
1956	1	2.02918	2.2223	
1957	1	1.11186	1.5904	
1958	1	2.12858	9.017	
1959	1	4.5866	9.869	
1960	1	2.0732	3.2234	
1961	1	0.92016	1.10902	
1962	1	1.13884	1.562	
1963	1	1.30072	1.633	
1964	1	1.917	3.1808	
1965	1	1.15588	1.4484	
1966	1	1.3419	1.5478	
1967	1	4.2032	41.038	
1968	1	1.8034	2.5986	
1969	1	1.27374	1.6046	
1970	1	1.1857	1.42	
1971	1	1.72803		5.151983289
1972	1	0.94296		0.522975048
1973	1	0.93625		0.483410875
1974	1	1.13084		1.630771892
1975	1	5.21052		25.68578908
1976	1	0.9027		0.28559001
1977	1	1.28517		2.540747871
1978	1	1.48647		3.727673061
1979	1	0.9027		0.28559001
1980	1	11.79303		64.49824279
1981	1	6.08282		30.82913157
1982	1	1.1005	1.2709	
1983	1	0.51546	0.8662	
1984	1	0.93294	1.2425	
1985	1	1.03019		1.037309297
1986	1	0.97128	1.18428	
1987	1	0.82076	0.9017	
1988	1	0.52114	0.639	
1989	1	0.87614	1.2496	
1990	1	0.87756	0.994	
1991	1	1.07778		
1992	1	0.9027		0.28559001
1993	1	1.3845	1.5904	
1994	1	2.1158	2.272	
1995	1	0.94004	1.207	
1996	1	1.32202	3.195	
1997	1	1.05222	1.278	
1998	1	0.57226	0.7384	
1999	1	0.9027		0.28559001
2000	1	0.9027		0.28559001
2001	1	0.9027		0.28559001
2002	1	0.9027		0.28559001
2003	1	0.965441855		0.65553481
2004	1	4.82729177		23.42616046

Tabla 10.15 Gastos máximos llenados del mes de enero del periodo 1953-2004.



Finalmente de cada año obtenemos el gasto máximo anual, los cuales se presentan de la manera siguiente:

AÑO	DATO(M3/S)
1953	45.09
1954	52.55
1955	139.94
1956	98.38
1957	67.92
1958	162.16
1959	88.75
1960	62.62
1961	84.21
1962	145.12
1963	105.93
1964	90.74
1965	78.53
1966	76.25
1967	212.15
1968	88.18
1969	123.11
1970	151.18
1971	72.57
1972	86.02
1973	79.73
1974	113.41
1975	98.80
1976	72.49
1977	87.10
1978	73.32
1979	56.50
1980	80.05
1981	135.89
1982	35.64
1983	88.04
1984	81.22
1985	159.95
1986	47.14
1987	40.33
1988	91.59
1989	56.37
1990	55.66
1991	58.93
1992	20.45
1993	180.91
1994	65.60
1995	117.01
1996	66.46
1997	37.35
1998	58.27
1999	51.07
2000	62.22
2001	20.45
2002	20.45
2003	41.76
2004	114.11

Tabla 10.16 Serie de Gastos máximos anuales del periodo 1953-2004.



Teniendo los gastos máximos anuales de la tabla 10.16, lo siguiente por hacer es realizar un análisis de comparación estadística básica, de los gastos llenados máximos con los gastos máximos originales y aplicar el mismo criterio que se vio en el capítulo VI. Una vez hecho esto, tendríamos que aplicarle una función de distribución a la serie de gastos máximos con el programa AX para ver cuál es la que más ajusta.

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	10.505	-----	10.505	-----
Lognormal	5.867	5.703	4.517	96.037
Gumbel	5.307	-----	5.384	-----
Exponencial	8.414	-----	35.666	-----
Gamma	96.962	96.962	11111.000	11111.000
Doble Gumbel	6.805			
Mínimo error estándar: 4.517				
Calculado por la función: Lognormal (m x. ver.) 2 p.				

Tabla 10.17 Funciones de distribución ajustada a la serie de gastos máximos anuales.

Como se puede observar en la tabla 10.17 la función con el más mínimo error cuadrático es la Lognormal por lo que al interpolar nos resultan los siguientes gastos:

Tr	Dato cal
2.	74.72
5.	115.77
10.	145.54
20.	175.81
50.	217.52
100.	250.68
200.	285.42
500.	334.11
1000.	373.62
2000.	415.26
5000.	469.11
10000.	517.17

Tabla 10.18 Gastos máximos asociados a un periodo de retorno.

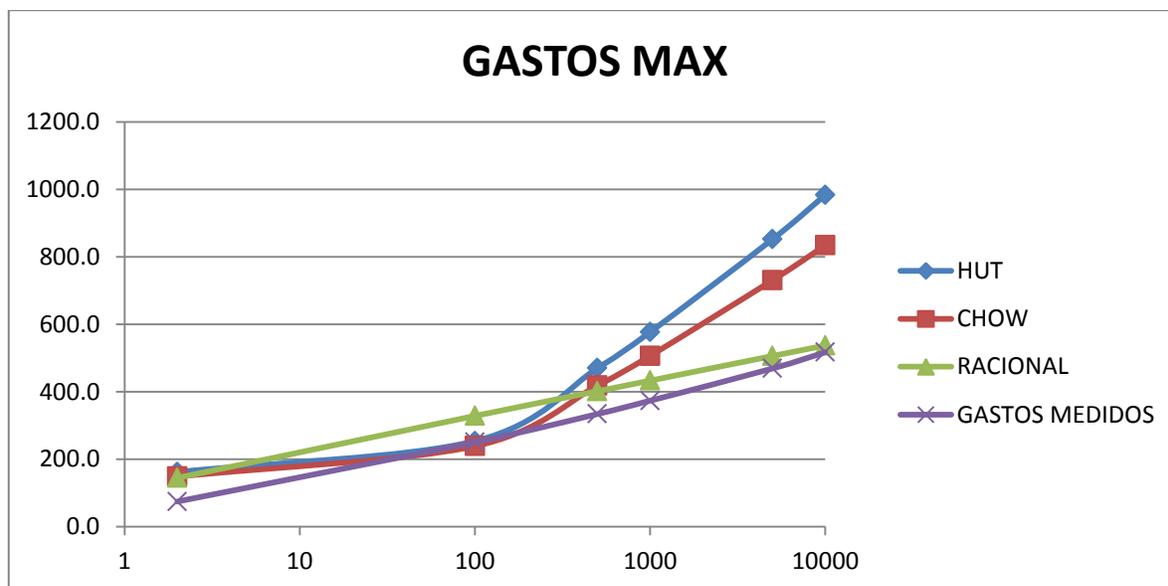
X.VIII Resúmenes de gastos máximos.

Como se puede apreciar los diferentes métodos del cálculo del gasto máximo tienen sus propias características y parámetros los cuales los hacen distinguirse en los resultados.

A continuación se muestran los resultados de los gastos máximos por los diferentes métodos realizados:

MÉTODO HTU		MÉTODO CHOW		MÉTODO RACIONAL		GASTOS MEDIDOS	
T (años)	Q _{máx} (m ³ /s)	Tr años	Q m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s
2	162.0	2	148.48	2	144.76	2	74.72
100	253.9	100	239.01	100	328.51	100	250.68
500	470.0	500	418.64	500	401.63	500	334.11
1000	577.0	1000	506.54	1000	433.11	1000	373.62
5000	852.1	5000	730.63	5000	506.05	5000	469.11
10000	983.4	10000	833.84	10000	537.19	10000	517.17

Tabla 10.19 Resúmenes de gastos máximos por diferentes métodos.



Gráfica 10.20 Gastos máximos por diferentes métodos.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.



Conclusiones y recomendaciones.

Existen diversos métodos para realizar estudios hidrológicos, basados en estudios probabilísticos y estadísticos, los cuales son muy buenos para el análisis; también los programas de sistemas de información geográfica como los que fueron utilizados para la realización de este estudio hidrológico.

Lo más adecuado es tener una comparación entre los análisis por los diferentes métodos, para así poder sustentar lo que los programas realizan y tener una idea más clara de lo que se está haciendo.

El problema que resuelve la hidrología superficial está basado en estimaciones de eventos extremos, los cuales se dividen por métodos empíricos, hidráulicos, matemáticos y probabilísticos. Para darle una cierta estimación, protección y control de la obra a realizar.

En el método de Chow, es un método bueno que podemos confiar ya que arroja resultados muy cercanos a los reales, pero lo que se demostró en este trabajo es que este método no es permitido para cuencas muy grandes (solo para menores de 25 km²) ya que en el análisis, resultó que al determinar el gasto máximo después de 7 horas de duración que es cuando se presentan los valores límites de la gráfica para el cálculo de Z, no se pudo obtener un gasto superior a ese ya que está en los límites de la gráfica, por lo que se considera descartar este método para el análisis.

Se llegó a una conclusión de que en cuencas grandes con pendientes muy altas, el gasto pico para periodos de retorno mayores a 100 años aumenta considerablemente, como se pudo observar en la gráfica 10.5 de gastos máximos en el cual existe una notable diferencia para un periodo de retorno de 10000 años.

En cuencas pequeñas con pendientes altas, el gasto máximo para un periodo de retorno de 100 años puede ser mayor o igual a una con un área pequeña y una pendiente suave, lo que me permite concluir que la desagregación del gasto de la cuenca principal a una subcuenca, por medio de áreas o volumen de escurrimiento no es el más adecuado.



Se concluye que al calcular los gastos por medio de áreas y de volúmenes de escurrimiento mediante los mapas de tipo y uso de suelo es considerable tomar el de volúmenes de escurrimiento ya que es el que toma varios parámetros del suelo y no solo el área respectivamente. Comparando los coeficientes sería $C_a=0.185$ contra $C_v=0.142$.

En el análisis del Método de I-Pai Wu, de acuerdo a los análisis teóricos de otros estudios hidrológicos, se puede concluir que el cálculo de los gastos máximos por este método, son válidos solo para cuencas pequeñas con pendientes altas y para cuencas grandes con pendientes pequeñas; ya que nuestro caso queda fuera de este método por ser una cuenca de área grande con una alta pendiente y los valores de los resultados quedan fuera de rango.

De acuerdo a los resultados obtenidos en los diferentes métodos aplicados para conocer el gasto de diseño, podemos concluir que existen diferencias entre ellos. Esto se debe a los parámetros que cada uno de los métodos considera para su desarrollo. Por lo que me concierne decir que los resultados que se seleccionaran son los arrojados por el método del HUT y que el gasto máximo de diseño para el periodo de retorno de $T_r=100$ años recomendado para la obra es de:

$$\mathbf{Q_{m\acute{a}x}= 253.9 \text{ m}^3/\text{s}.}$$



Referencias.

- ❖ Campos Aranda, Daniel Fco., *Hidrología y Recursos Hídricos*.
- ❖ Campos Aranda Daniel Fco., *Procesos del ciclo Hidrológico*, Tomo tercera impresión., Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México.
- ❖ Aparicio Mijares, Francisco Javier., *Fundamentos de hidrología de superficie*, Editorial Limusa, Grupo noriega editores, México, España, Venezuela, Argentina, Colombia, Puerto Rico.
- ❖ Revilla Cortezón, José A. R., Liaño Herrera Andrés , Sáinz Borda, José Ángel , *Apuntes de hidrología superficial aplicada*.
- ❖ *Hidrología Urbana*, Universidad del Norte.
- ❖ *Estadísticas del agua en México*, Comisión Nacional Del Agua.
- ❖ *Analisis Hidraulicos*, Cfr. A la norma N.PROY.CAR.1-06-005/00 de la SCT.

- ❖ Campos Campos, E., Quiroga L.A. y Hernández Vargas, J., *Contraste y análisis espacial de parámetros de un modelo intensidad–duración–frecuencia*, Ingeniería Hidráulica, México, XXII (3):149–154pp.
- ❖ Araiza Rodríguez, J.A. y Campos Aranda, D.F., *Evaluación de los cocientes lluvia duración (R) y lluvia–frecuencia (F) en 341 sitios de la República Mexicana*, XVI Congreso Nacional de Hidráulica, Morelia, Michoacán, 743–748 pp.
- ❖ Campos Aranda, D.F., *Contraste de cinco métodos de ajuste de la distribución GVE en 31 registros históricos de eventos máximos anuales*, Ingeniería Hidráulica en México, XVI (2), 77–92 pp.
- ❖ Víctor Franco, Óscar A., *Estudio Hidrológico para obras de protección*, Capítulo 3., Cfr. Manual de Ingeniería de Ríos., Instituto de Ingeniería, UNAM.



ANEXOS.

Anexo A

Graficas de Isoyetas de Michoacán.

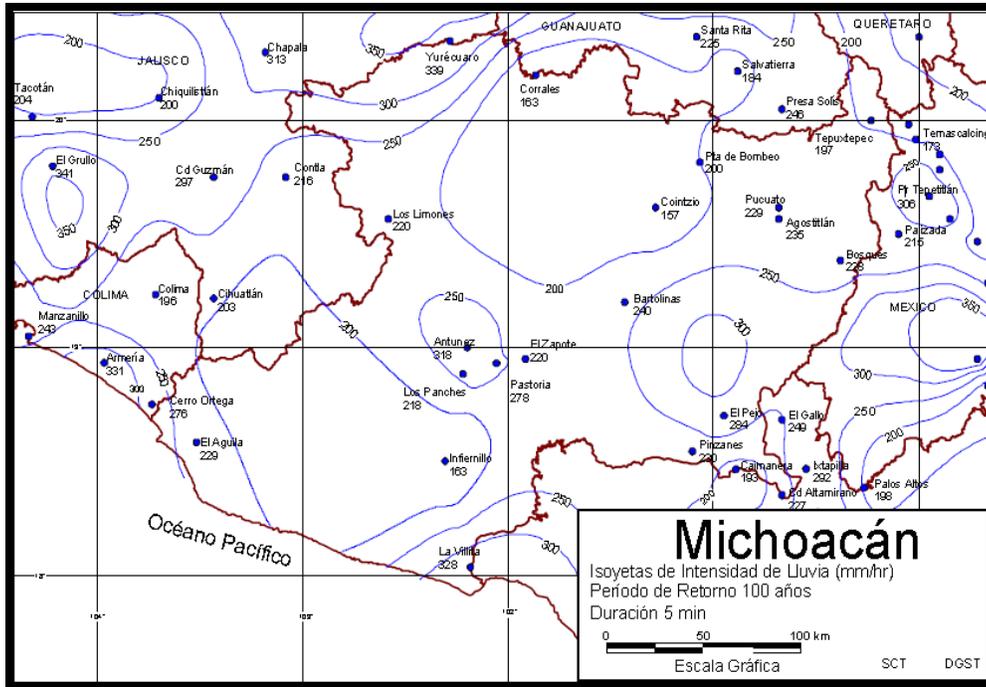


Imagen A.1 Isoyetas de intensidad para una duración de 5 min. $T_r=100$

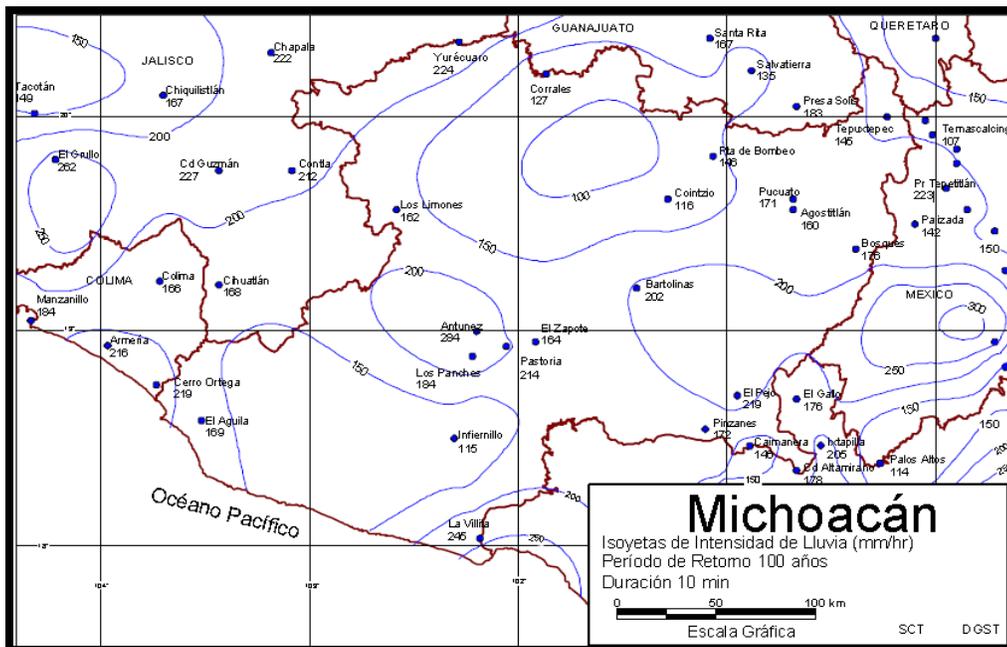


Imagen A.2 Isoyetas de intensidad para una duración de 10 min. $T_r=100$

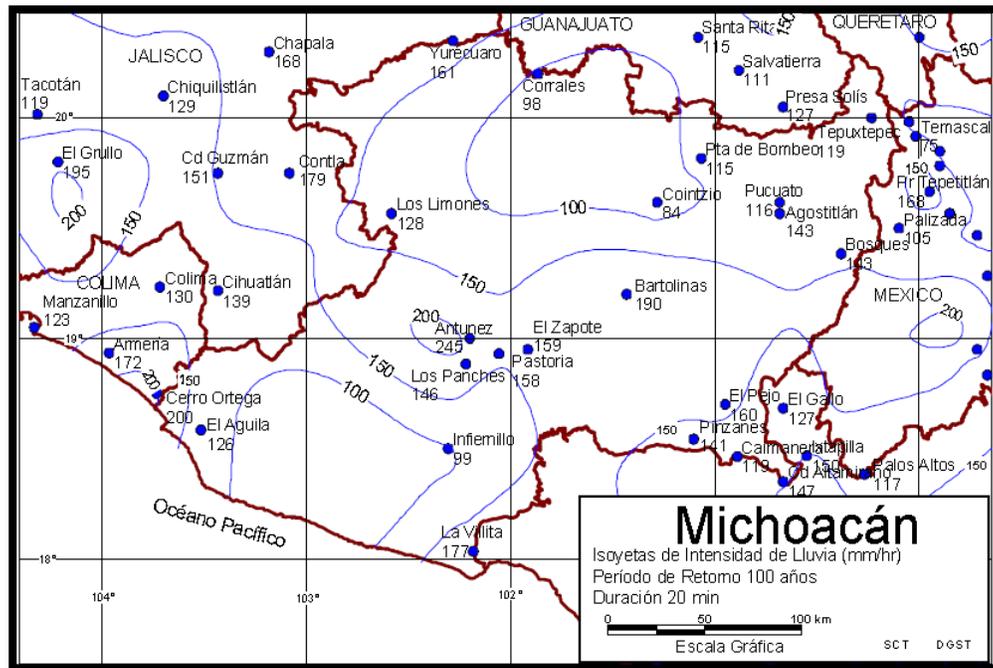


Imagen A.3 Isoyetas de intensidad para una duración de 20 min. $T_r= 100$

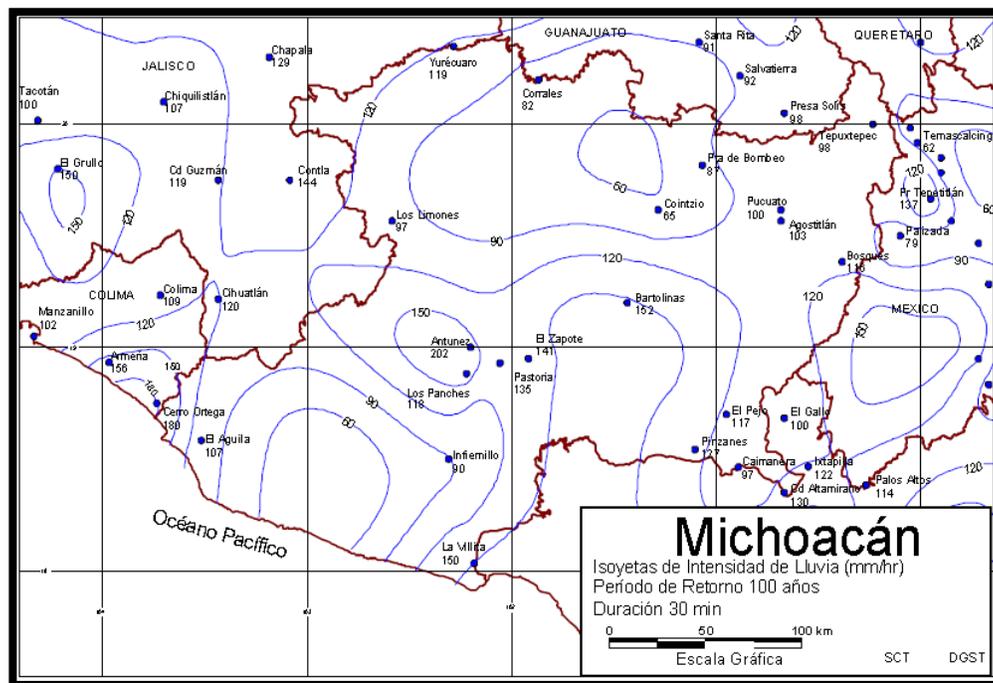


Imagen A.4 Isoyetas de intensidad para una duración de 30 min. $T_r= 100$

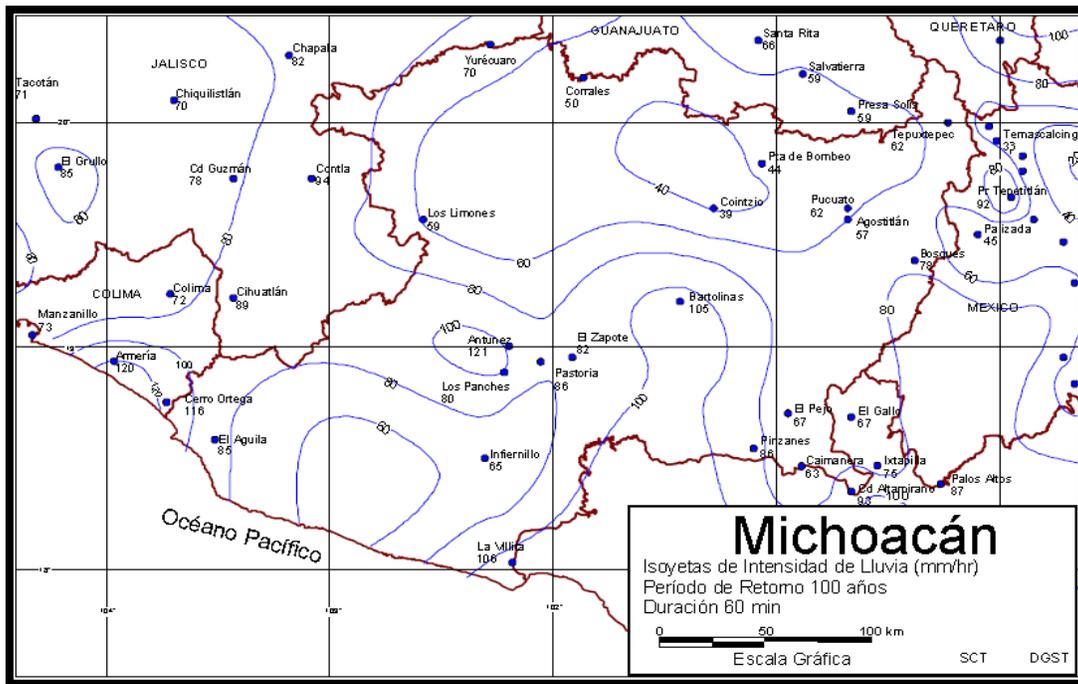


Imagen A.5 Isoyetas de intensidad para una duración de 60 min. $Tr=100$

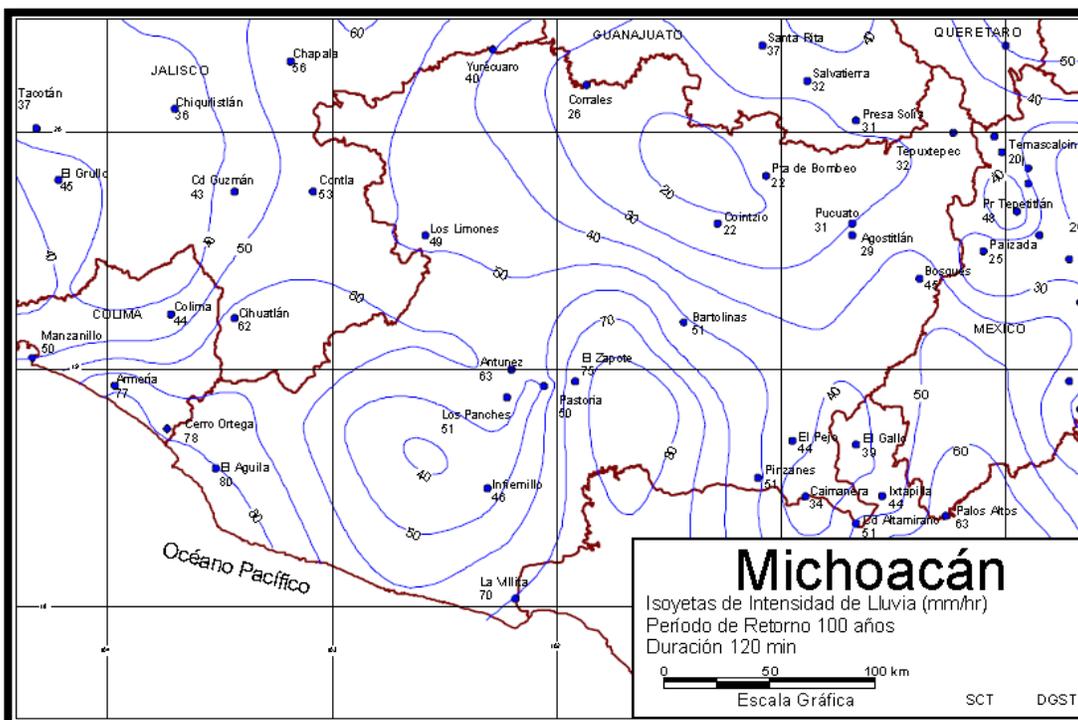


Imagen A.6 Isoyetas de intensidad para una duración de 120 min. $Tr=100$

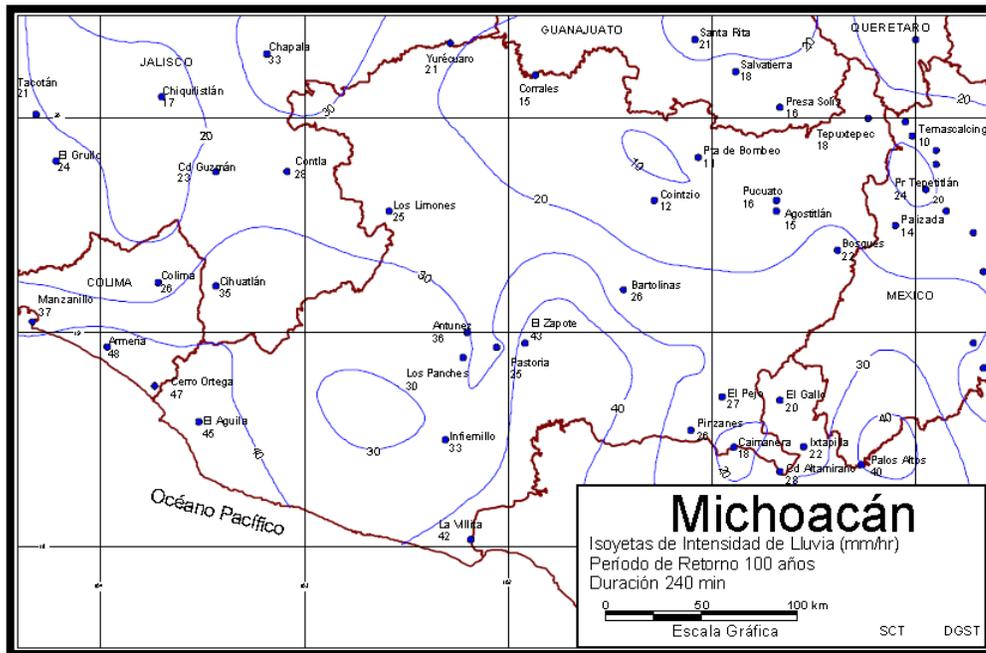


Imagen A.7 Isoyetas de intensidad para una duración de 240 min. $T_r = 100$

Anexo B

Graficas de Hidrogramas.

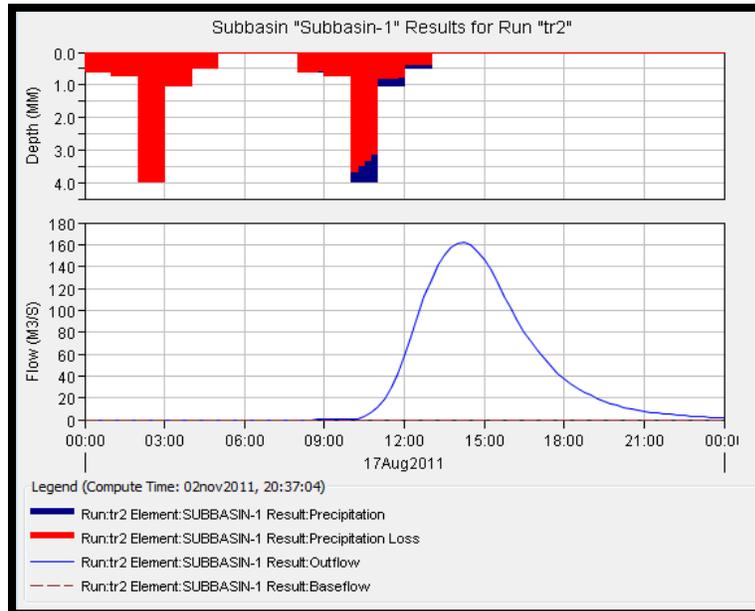


Imagen B.1 Gráfica del Hidrograma salida de la tormenta para $Tr=2$.

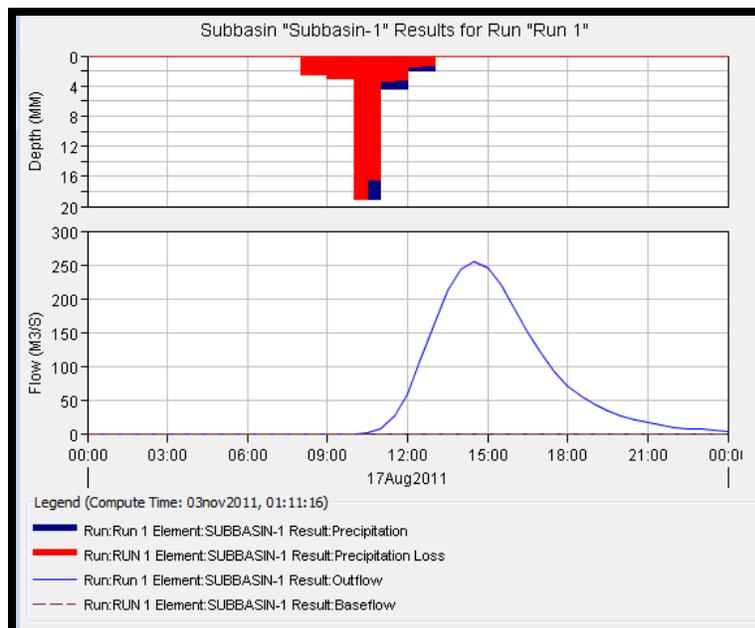


Imagen B.2 Gráfica del Hidrograma salida de la tormenta para $Tr=100$

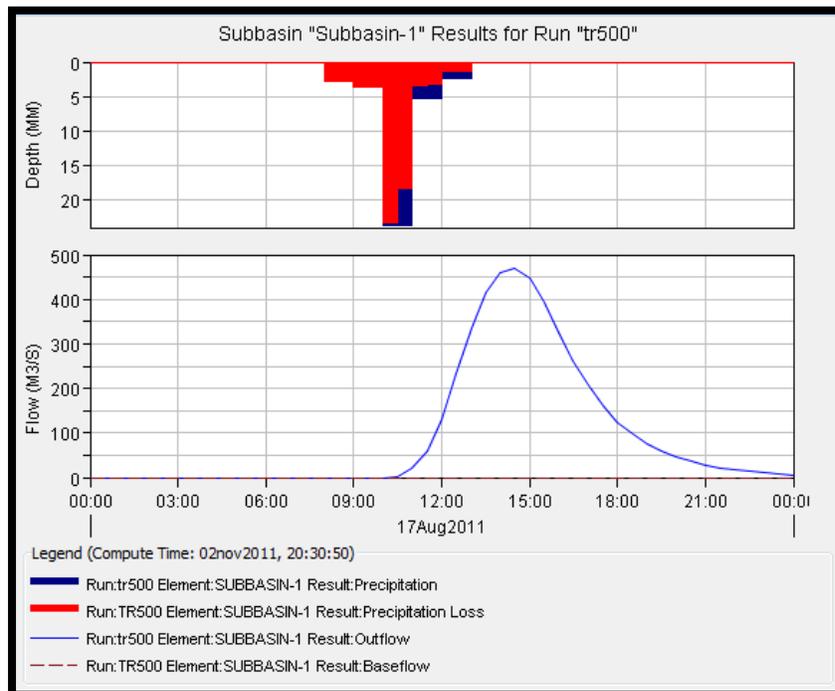


Imagen B.3 Gráfica del Hidrograma salida de la tormenta para Tr=500.

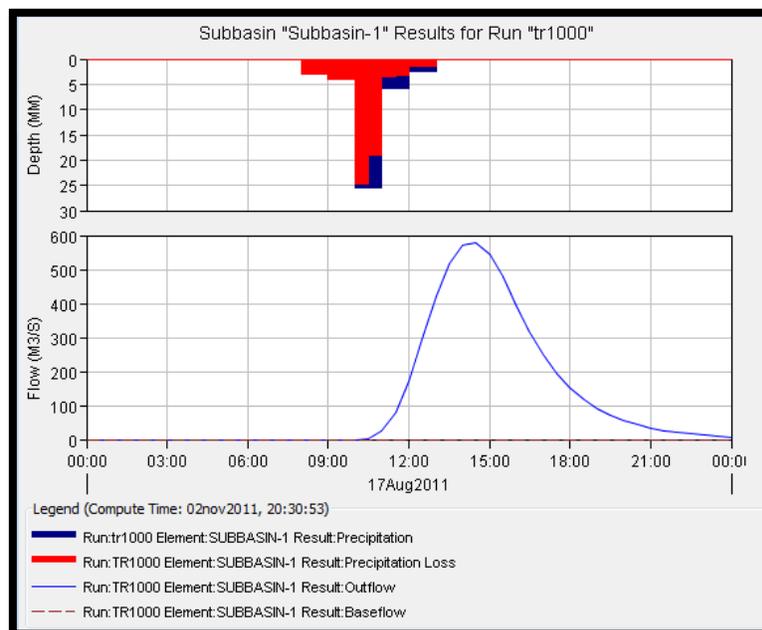


Imagen B.4 Gráfica del Hidrograma salida de la tormenta para Tr=1000.

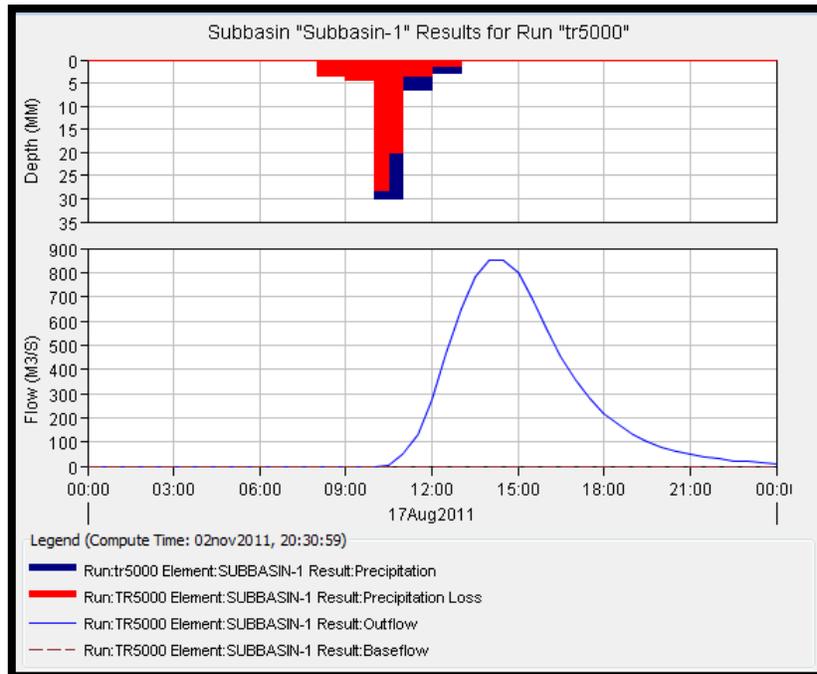


Imagen B.5 Gráfica del Hidrograma salida de la tormenta para Tr=5000.

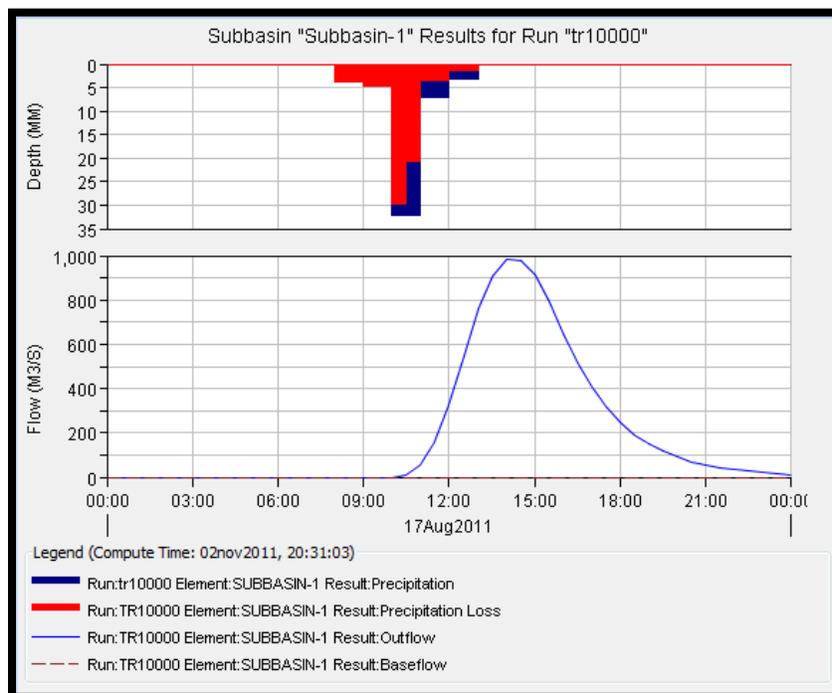
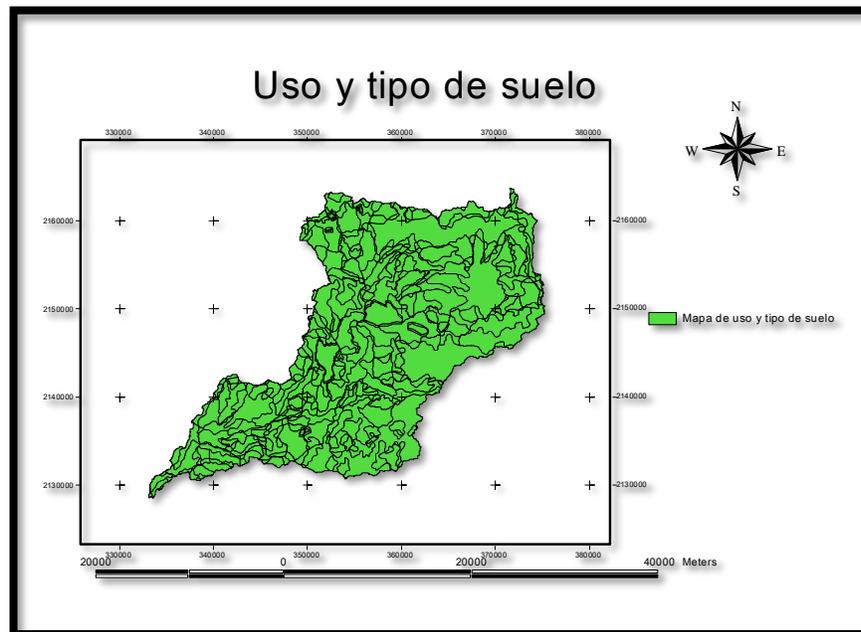


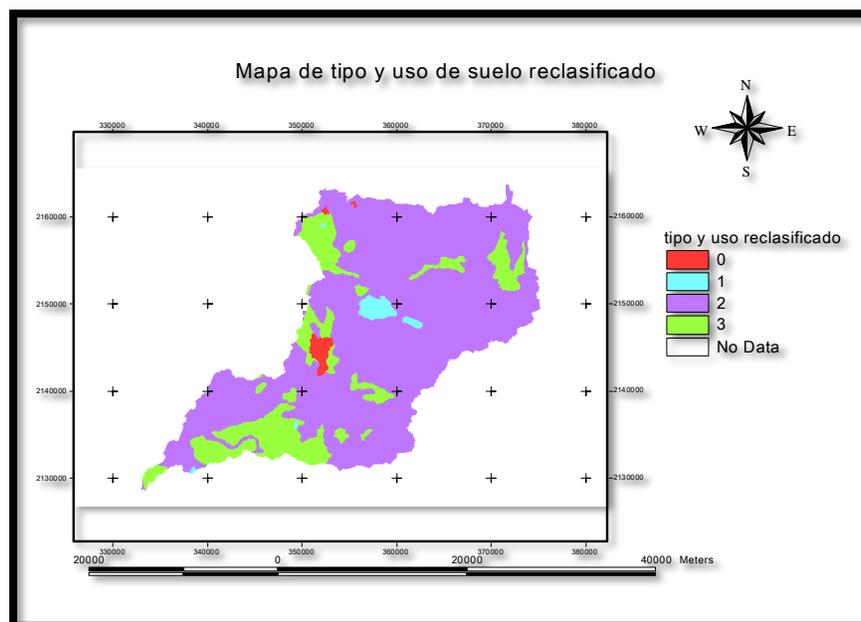
Imagen B.6 Gráfica del Hidrograma salida de la tormenta para Tr=10000.

Anexo C

Seguimiento de mapas para la determinación del coeficiente K en Arcview.

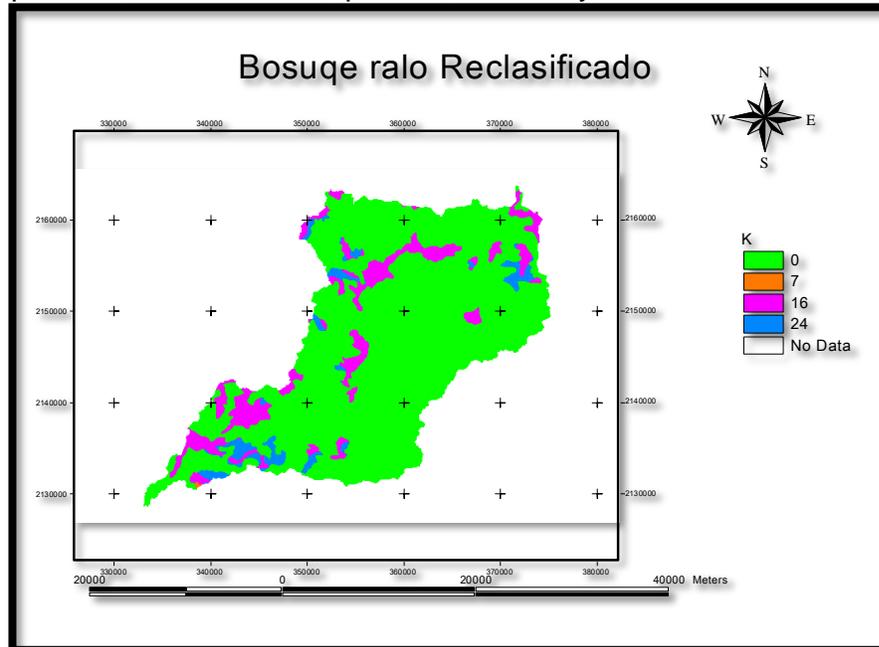


Mapa C.1. Mapas de uso y tipo de suelo interceptados.

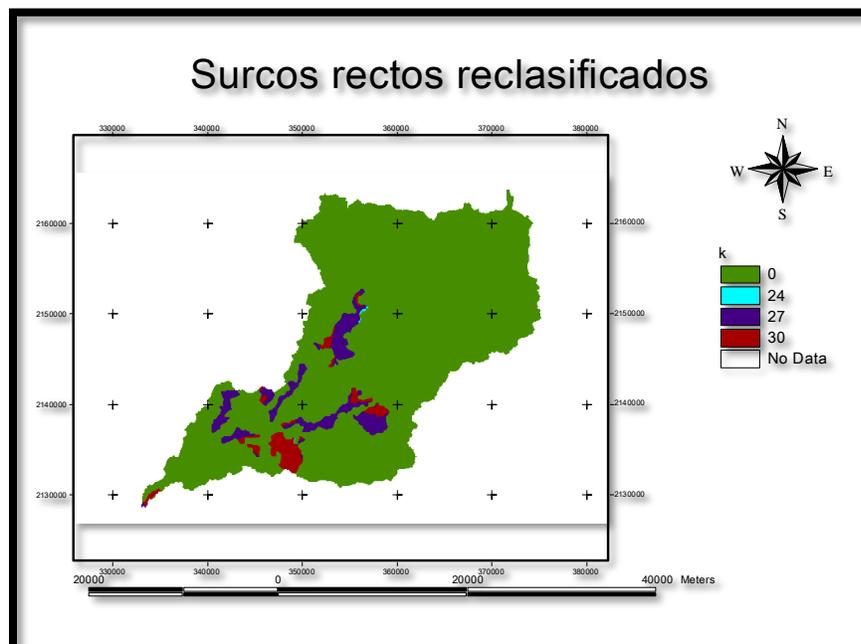


Mapa C2. Mapas de uso y tipo de suelo reclasificados de cuerdo a NOM11 de la CNA. Tabla 2.

A continuación se presentaran algunos ejemplos de las áreas reclasificadas para el cálculo del coeficiente K; entre estas áreas se encuentran bosque normal, bosque ralo, pradera, surcos rectos, pastizal, terraza y zona urbana.

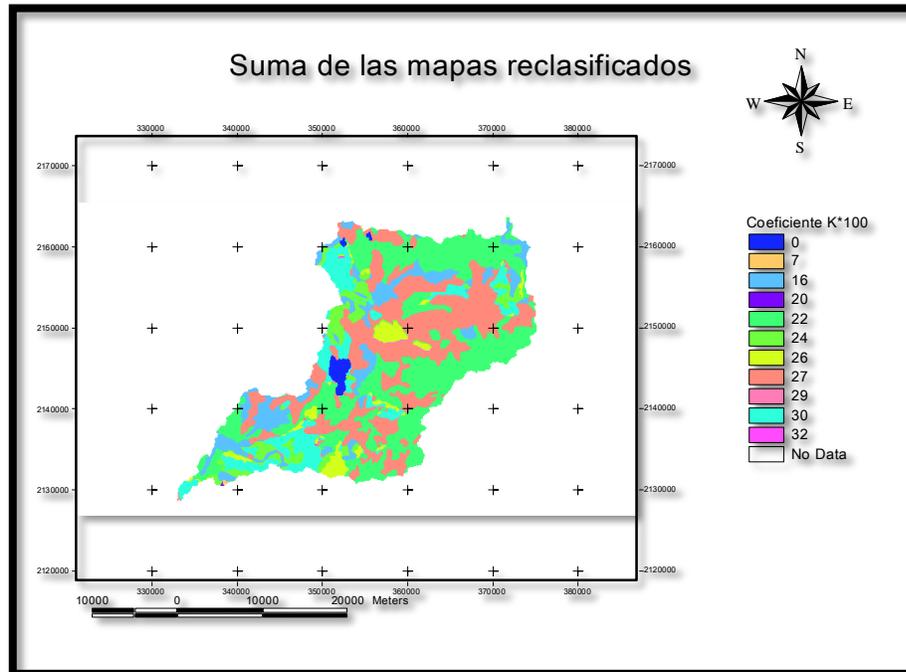


Mapa C3. Mapa de bosque ralo reclasificado con su k correspondiente (Nota: El k se divide entre 100).



Mapa C4. Mapa de surcos rectos reclasificado con su k correspondiente (Nota: El k se divide entre 100).

Una vez teniendo todos los mapas reclasificados de los diferentes usos de suelo, se realiza una suma de toso estos:



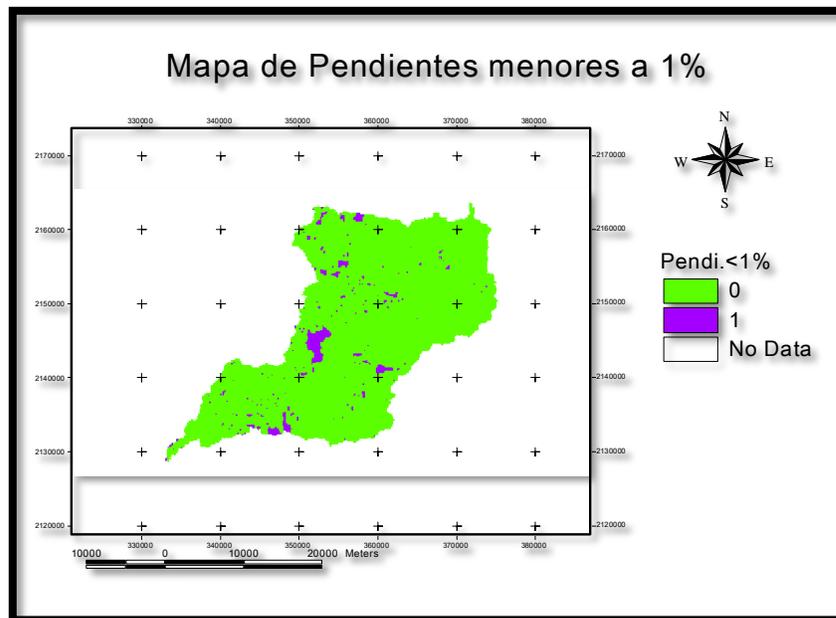
Mapa C5. Mapa de coeficientes k de la cuenca.

Una vez realizado el mapa C5, lo que sigue es multiplicar cada área correspondiente por su coeficiente k y se hace una suma de estos, esta suma se dividirá entre la suma total de las áreas de la cuenca y tendremos el resultado del coeficiente K.

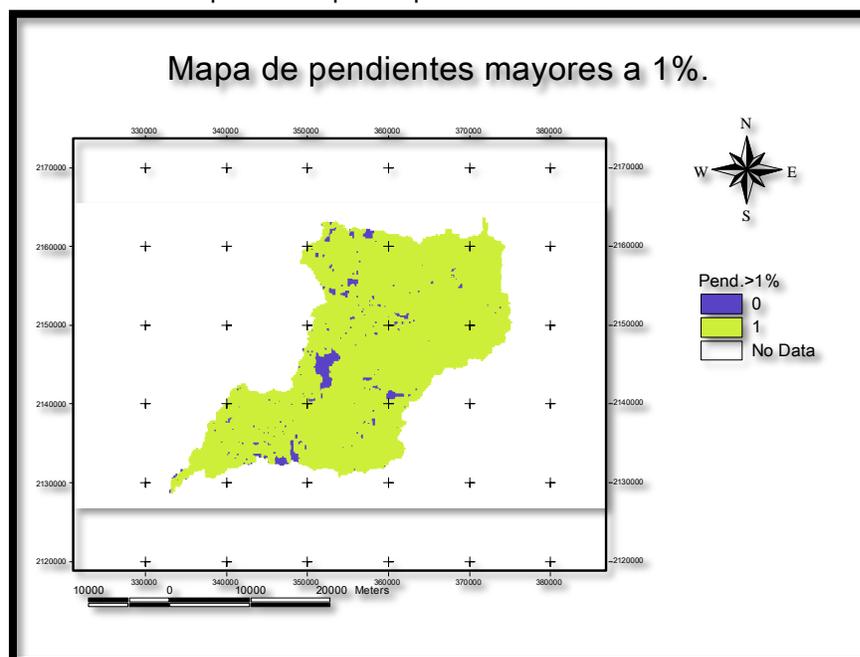
Anexo D

Seguimiento de mapas para la determinación del N de la cuenca en Arcview.

Para la elaboración de los mapas del N se necesitarán los mapas 4.1 y 4.2 del capítulo IV, Uso y el Tipo del suelo de la cuenca y los mapas de pendientes menores y mayores a 1%:

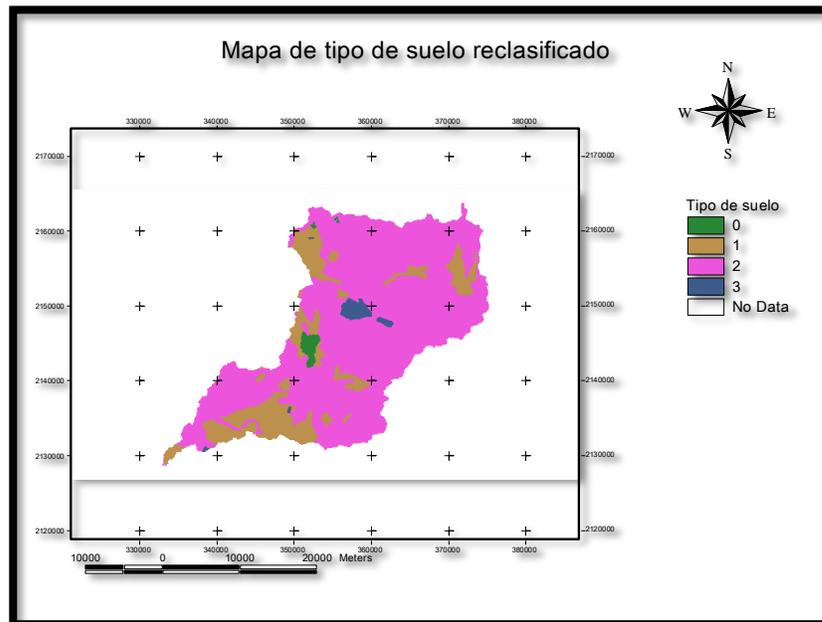


Mapa D1. Mapa de pendientes menores a 1%.

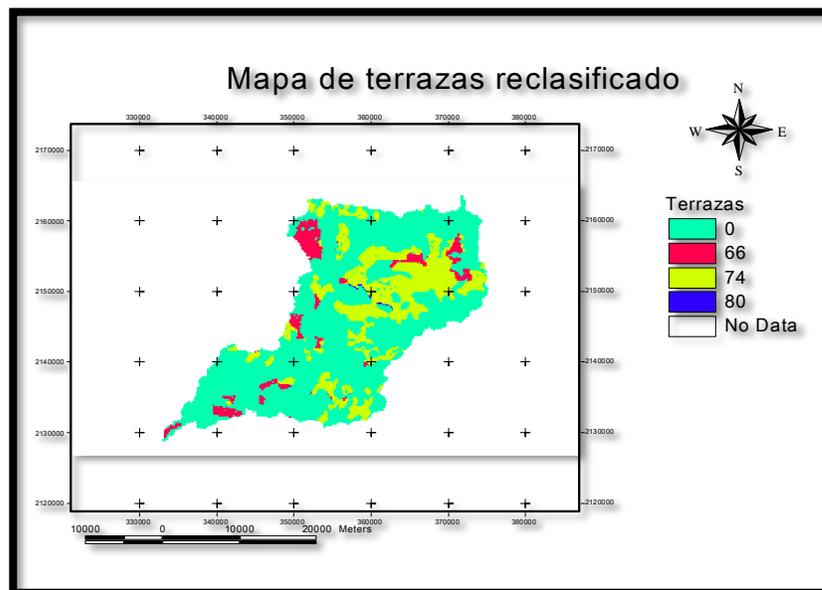


Mapa D2. Mapa de pendientes mayores a 1%.

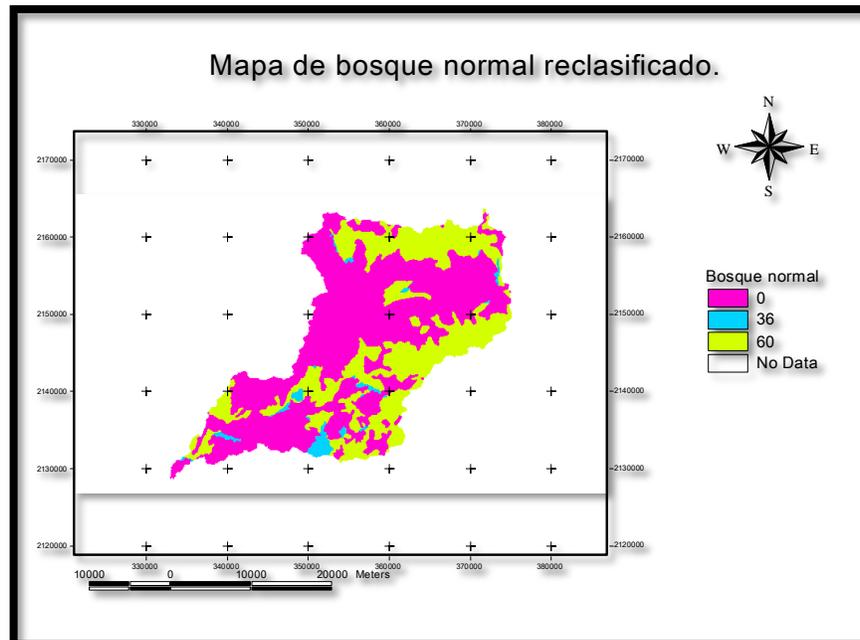
Del mapa de tipo de suelo se obtendrá una reclasificación y del uso de suelo se determinará un mapa por cada diferente uso. En nuestro caso tenemos bosques normales y ralos, praderas, surcos rectos, terrazas, pastizales y zona urbana. A continuación se mostraran algunos ejemplos de estos mapas:



Mapa D3. Mapa de tipo de suelo reclasificado.



Mapa D4. Mapa de terrazas reclasificado según su N.

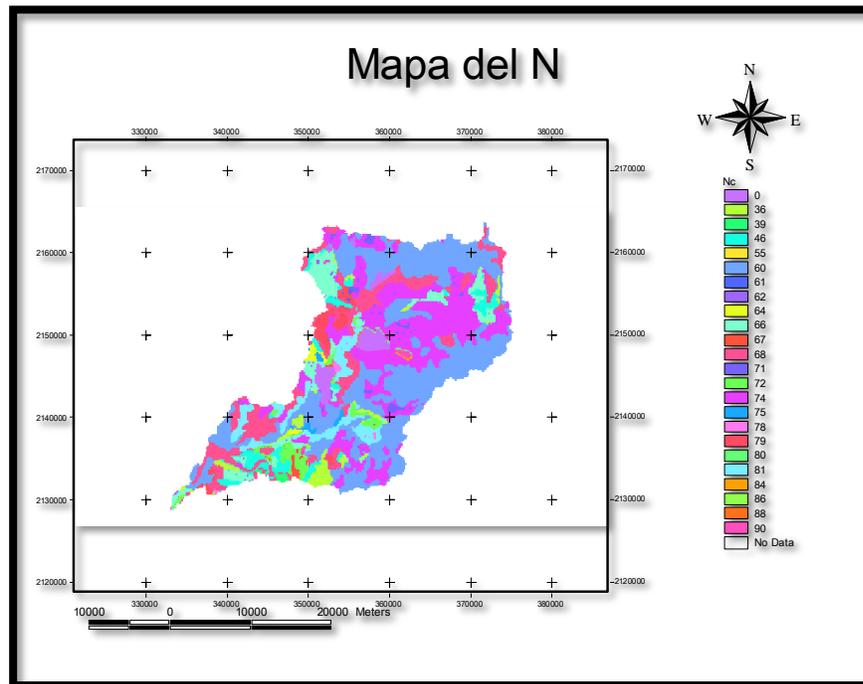


Mapa D5. Mapa de bosque normal reclasificado según su N.

Los mapas reclasificados fueron resultados de multiplicar cada uno de los mapas de uso de suelo por los mapas de pendientes menores y mayores a 1% y por el mapa de tipo de suelo reclasificado (Nota: los usos de suelo como los bosques y zonas urbanas se multiplicarán solo por el tipo de suelo reclasificado).

De acuerdo con lo anterior, se tendrán dos mapas por cada uso de suelo a excepción de los bosques y las zonas urbanas, que serán similares a los mapas D4 y D5, estos mapas se reclasificarán de acuerdo a la tabla 7.3 del libro de Aparicio. Como se observa en el mapa D4 y D5.

Una vez realizado lo anterior y teniendo todos los mapas reclasificados de cada uso de suelo, se hará una suma de estos mapas, los cuales formaran un mapa global del N:



Mapa D6. Mapa global del N.

Para el cálculo de N de la cuenca se multiplicara cada área del mapa D6 por su N correspondiente, dicha multiplicación se le hará una sumatoria y esta se dividirá entre la suma total de todas las áreas representadas en el mapa.