



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
INGENIERÍA HIDRÁULICA

ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DE LA LAGUNA DE CATEMACO Y
REVISIÓN DE LA POLÍTICA DE OPERACIÓN EN LA C. H. CHILAPAN

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
EDGAR ANTONIO SOTOMAYOR SUÁREZ

DIRECTORES DE TESIS:
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA
DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX.

JULIO 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Índice

Resumen.....	2
Abstract.....	3
Introducción.....	4
1. Estado del arte.....	5
1.1 Tormentas de diseño.....	5
1.2 Regionalización.....	6
1.3 Modelos lluvia-escurrimiento.....	8
1.4 Tránsito de avenidas.....	9
1.5 Políticas de operación.....	12
2. Recopilación y análisis de la información.....	14
2.1 Descripción del sitio de estudio.....	14
2.2 Características generales de la presa.....	17
2.3 Datos de precipitación.....	19
2.4 Datos de escurrimiento.....	22
3. Regiones homogéneas.....	25
3.1 Parámetro β de la distribución GVE.....	26
3.2 Técnica del coeficiente de variación-L.....	28
3.3 Técnica de la región de influencia.....	31
3.4 Selección de regiones homogéneas.....	33
4. Análisis de frecuencias.....	34
4.1 Estimación de parámetros.....	34
4.1.1 Método de momentos.....	35
4.1.2 Momentos muestrales.....	35
4.1.3 Momentos poblacionales.....	36
4.1.4 Método de Máxima Verosimilitud.....	38
4.2 Teoría Distribucional.....	39
4.2.1 Distribución Normal.....	39
4.2.2 Gamma de 2 parámetros.....	41
4.2.3 Distribución Gumbel.....	42
4.3 Resultados.....	44
5. Técnica regional.....	45
5.1 Técnica Estaciones-Año.....	45

6.	Curvas i-d-T.....	48
6.1	Curva i-d-T para la cuenca completa.....	59
6.2	Factores de reducción por área (FRA)	62
7.	Hietogramas de diseño	66
8.	Modelo para Pronóstico de Esguerrimiento	75
8.1	Métodos empleados en el MPE	76
8.1.1	Modelo de precipitación. Método de Shepard	76
8.1.2	Pérdidas por evapotranspiración. Factor de olvido	77
8.1.3	Modelo de transferencia de esguerrimiento. Método de Clark modificado. ...	77
8.2	Calibración.....	77
8.3	Archivos de entrada	78
8.3.1	Archivo de celdas (ModClarckCN.txt)	78
8.3.2	Archivo con lluvias (.txt)	78
8.3.3	Archivo de gastos observados	78
8.4	Aplicación del modelo al presente estudio.....	79
8.5	Hidrogramas de diseño	82
9.	Tránsito de avenidas	84
9.1	Tránsito de avenida en el vaso.....	86
9.2	Resultados.....	87
	Conclusiones	89
	Referencias.....	90

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Fuentes Mariles Oscar Arturo

Secretario: Dr. Pozos Estrada Óscar

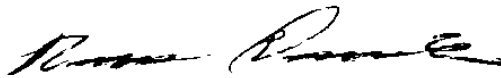
1er. Vocal: Dr. Domínguez Mora Ramón

2do. Vocal: Dra. Arganis Juárez Maritza Liliana

3er. Vocal: Dr. Mendoza Resendiz Alejandro

Instituto de Ingeniería, UNAM. Ciudad de México.

Dr. Ramón Domínguez Mora



FIRMA

A mis padres, por apoyarme durante toda mi carrera y mi vida, siempre fueron mi motivación para salir adelante y nunca me dejaron caer en los momentos difíciles.

Al amor de mi vida Doris por siempre estar junto a mi y ser mi razón de tener una vida más próspera y feliz.

Agradecimientos

Al Dr. Ramón Domínguez por apoyarme en la realización de mi tesis y siempre estar disponible y dispuesto a cualquier pregunta o comentario.

A la Dra. Maritza Arganis por tener la paciencia de revisar y corregir cada avance de mi tesis con mucho detalle, al otorgarme comentarios y observaciones que enriquecieron el trabajo.

Al M. en I. Eliseo Carrizosa por el constante apoyo y animo que me brindaba para poder acabar mi tesis y titularme, ya que siempre tuvo el deseo de verme realizado.

A Dr. Oscar Fuentes, al Dr. Oscar Pozos y al Dr. Alejandro Mendoza, por la lectura, revisión y aportaciones a esta tesis.

A todos mis compañeros de la maestría y del Instituto de Ingeniería, los cuales enriquecieron mis conocimientos con cada opinión e hicieron más ameno mi trayecto en el posgrado de ingeniería.

A mis profesores del Posgrado de la Facultad de Ingeniería por brindarme los conocimientos necesarios para ejercer mi profesión.

A la UNAM por tener uno de los mejores planes de estudio y brindarme la oportunidad de aprender nuevamente dentro de sus aulas.

Al CONACYT y al Instituto de Ingeniería, por el apoyo económico proporcionado durante mis estudios de maestría.

Resumen

En el año 2010 ocurrieron eventos de precipitación y escurrimiento extraordinarios en la cuenca de la laguna de Catemaco que causó inquietud en el personal de CFE, por lo que fue necesario hacer una revisión de la política de operación de la obra de excedencias de la Central Hidroeléctrica Chilapan.

Este estudio es importante por la incierta situación que se vive en torno a los pescadores de la zona, ya que hay una disputa por establecer el NAMO en el vaso de la presa Canseco. Si se establece muy alto podría ocasionar un riesgo al rebasar la corona de la presa cuando ocurra una avenida extraordinaria en la zona; por el contrario, si se establece muy bajo se podría llegar a afectar la pesca y los trabajos que conlleve.

Para llegar a un NAMO final se debe hacer todo un estudio hidrológico el cual contará con análisis de datos de lluvias de las estaciones climatológicas cercanas al sitio, obtención de parámetros fisiográficos de la cuenca, manejo de software especializado en modelos lluvia-escurrimiento y tránsito de avenidas.

Después de un análisis completo los resultados arrojaron que si bien hay que atender las necesidades de los pescadores al establecer la elevación del NAMO en 332.7msnm, es peligroso si no se tiene un adecuado sistema de alerta por tormenta, ya que si no se vacía la presa con anticipación se puede sobrepasar el NAME.

Se recomienda establecer el NAMO a una elevación de 332.6msnm, lo que permitiría un manejo adecuado de una avenida con un periodo de retorno de 10,000 años y con duración de 5 días.

Es importante revisar las políticas de operación en caso de que otra avenida extraordinaria se presente ya que estos estudios son probabilísticos y no determinísticos, por lo que siempre se tiene un margen de error. También es importante que se midan los escurrimientos si otra avenida grande ocurriese, ya que casi no existen datos en esta zona.

Abstract

In 2010, extraordinary rainfall and runoff events occurred, which created the need to review the operating policy of the excess works of the Chilapan Hydroelectric Power Plant. This study is very important for the problem that is experienced around the fishermen of the area, because there is a dispute to establish the NAMO in the vessel of the dam. If it is set too high it could cause a risk of an extraordinary avenue in the area, by the other way, if it is set low, it can affect the fishing and the work that entails.

In order to reach a final NAMO, a preliminary hydrological study must be carried out, which will include the analysis of rainfall data from the climatic stations near the site, obtaining physiographic parameters of the basin, handling of software specialized in rainfall models, and traffic of avenues.

After a full analysis, the results showed that is waiting for the needs of fishermen at the time of lifting the NAMO at 332.7msnm, it is very dangerous if you do not have an adequate storm warning system, since the dam is not emptied in advance you can surpass the NAME.

It is recommended to establish the NAMO at an elevation of 332.6msnm, which will allow good management of an avenue with a return period of 10,000 years and with a duration of 5 days.

It is important to review the operating policies in case another extraordinary avenue is presented that these studies are probabilistic and not deterministic, so that there is always a margin of error. It is also important to measure the runoff if another large avenue occurred, because there is almost no data in this area.

Introducción

La actualización de las avenidas de diseño de las principales obras es un problema que debe abordarse cada vez que se presenta un evento de magnitud mayor al último históricamente registrado o aproximadamente cada cinco años, de acuerdo con lo sugerido por la Comisión Nacional del Agua.

Para la operación de las centrales hidroeléctricas es necesario contar con la información oportuna y confiable tanto hidrométrica como climatológica dentro de la cuenca, que permita la predicción anticipada de condiciones extraordinarias para adecuar el manejo de los sistemas existentes, tanto para fines de generación eléctrica como de seguridad hidráulica de la infraestructura de la propia Central, así como las ubicadas aguas abajo de la misma.

En el año 2010 ocurrieron eventos extraordinarios de precipitación y escurrimiento que crearon la necesidad de hacer una revisión de la política de operación de la obra de excedencias de la C.H. Chilapan, regulada por la Presa Canseco, Ver., localizada en el sureste de la República Mexicana y caracterizada por contar mayormente con datos de precipitación de siete estaciones, dos de ellas manejadas por la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Para la revisión de la política de operación de cualquier presa se tiene que hacer un estudio hidrológico previo, el cual debe contar con datos confiables de precipitación de las estaciones climatológicas. Es importante hacer una revisión exhaustiva de las precipitaciones ya que frecuentemente existen errores en las mediciones las cuales pueden ocasionar un aumento considerable en los picos de los hidrogramas de diseño. Es por esto que se debe tener una vinculación con el organismo operador, el cual aprobará o negará la información a validar. Con el estudio hidrológico se busca **obtener la avenida de diseño más desfavorable que pueda ocurrir con un periodo de retorno determinado, la cual se transitará por el vaso de la presa para determinar si se rebasa el NAME con el NAMO vigente o si se tendrá que mover el nivel de aguas máximas ordinarias para que la presa no sufra el riesgo de desbordarse.**

1. Estado del arte

1.1 Tormentas de diseño

En la República Mexicana existe información de lluvias diarias medidas en más de 5000 estaciones; el análisis de estos registros muestra que en muchas estaciones los datos disponibles son escasos, de manera que los análisis estadísticos que se realicen individualmente no resultan confiables. En el caso de los registros pluviográficos la situación es peor, tanto por lo limitado del número de estaciones como por la calidad y accesibilidad de esa información.

Se han hecho varios intentos para estimar lluvias asociadas a distintas duraciones y periodos de retorno (SCT, 1990; Conde et al., 2014), pero en ellas se hace un análisis individual, estación por estación, lo que frecuentemente da lugar a inconsistencias en los resultados.

Son amplios los estudios que se han realizado en los últimos años y en distintos países sobre el análisis regional de frecuencias de precipitaciones, algunos apoyados en la técnica de momentos L (Escalante y Reyes, 2005), en el análisis de componentes principales (Wotling, Danloux & Fritch, 2000; St-Hilaire et al., 2003; Gellens, 2002), el uso de técnicas cluster para la agrupación regional, técnica estaciones año, el método de Dalrymple y análisis de cuantiles y cálculo de fractiles (Dalrymple, 1960; Cunnane, 1988; Buishand, 1991; Gellens, 2002; Yang et al., 2010). Algunos autores proponen utilizar la distribución general de valores extremos (GVE) para el análisis de precipitaciones extremas para distintas duraciones (Rossi, Fiorentino y Versace, 1984; Gellens, 2002; St-Hilaire et al., 2003). Koutsoyiannis, 2009 a y b indica en su caso de estudio que una función de valores extremos tipo II llega adecuarse mejor que las funciones Gumbel a registros de precipitación, incluso con pocos datos.

Berndtsson y Niemczynowicz (1988) hicieron una revisión del estado del arte de los distintos factores involucrados en el análisis de precipitaciones; hacen énfasis en las escalas de tiempo y espacio que se deben utilizar dependiendo del alcance del problema hidrológico; destacan los dos tipos de análisis de precipitación: a nivel puntual para obtener el periodo de retorno de lluvias con distintas características y el análisis de simultaneidad de las precipitaciones considerando distintos sitios para hacer estimaciones más reales.

En México se han hecho estudios de regionalización de tormentas en la cuenca del Valle de México (Cortés, 2003). Guichard y Domínguez, en su estudio de regionalización de cuencas del Alto Grijalva mencionan diversos estudios que se han realizado sobre los factores de reducción por área, y sobre factores de reducción por periodo de retorno y de ajuste por duración (Bell, 1969; Chen, 1983). Existen estudios de regionalización de precipitaciones usando la distribución General de Valores extremos realizados en San Luis Potosí y Sinaloa (Campos-Aranda, 2008;

Campos-Aranda, 2014). También se han realizado mapas de factores de regionalización en la República Mexicana (Mendoza, 2001), además de la estimación regional de factores de convectividad (Baeza, 2007) así como mapas de precipitaciones para distintos periodos de retorno y duraciones (SCT, 1990; Domínguez et al., 2012), la regionalización de precipitaciones con funciones bivariadas y máxima entropía (Escalante y Domínguez, 2001), la influencia de la regionalización en la estimación de precipitaciones máximas diarias (Escalante y Amores, 2014).

En un trabajo realizado por el Instituto de Ingeniería, UNAM (Domínguez et al., 2017). Se realizó un análisis regional a partir de información de 2380 pluviómetros, lo que permitió estimar tormentas de diseño (asociadas a diversos periodos de retorno) para duraciones de uno o más días; al hacer este análisis regional se lograron resultados espacialmente consistentes, evitando las inconsistencias que se obtienen cuando se analiza cada estación individualmente.

1.2 Regionalización

La regionalización ha sido utilizada en diferentes latitudes del orbe y para muy variados fines, prueba de ello son los numerosos artículos publicados en revistas especializadas. Pese a que cada investigación está enfocada a objetivos diferentes, todos comparten como punto de partida, la falta de información hidrológica.

A continuación, se presentan algunas de las investigaciones realizadas:

En Turquía una serie de proyectos hidroeléctricos que se pretenden construir se enfrentan a un serio obstáculo, que es la falta o las escasas estaciones de aforo en los ríos donde se desean construir los proyectos. Lo anterior da origen a múltiples estudios, entre los cuales está el artículo titulado “La Regionalización hidrológica en cuencas hidrográficas en Turquía” (Isik y Singh, 2008).

Esta investigación tiene como objetivo presentar un enfoque que combine tres técnicas de regionalización para obtener regiones homogéneas y calcular los caudales en sitios no aforados. Estas técnicas incluyen un algoritmo de agrupamiento jerárquico de aglomeración, un método de partición k-means y un método de curva de caudales. La investigación se basó en 26 cuencas hidrológicas con 1410 sitios de aforo.

El resultado de la investigación realizada en las diferentes cuencas hidrológicas de Turquía concluye que cada grupo homogéneo es proporcional a sus características fisiográficas, al clima y al patrón de uso de suelo. También recomienda para estudios más detallados, realizar una división de los grupos homogéneos, para crear

subgrupos con menor área de análisis, lo que llevaría a obtener gastos mucho más específicos.

En el artículo “Análisis Regional de los caudales sequía: un estudio del caso en el sureste de Irán” (Byzedi et al., 2014). Se retoma el concepto de regionalización bajo un enfoque diferente, su uso es para estimar algunos elementos de las sequías.

Las sequías afectan más gravemente a las regiones áridas y semiáridas, tal es el caso de Irán, donde la mayor parte de su territorio presenta estas condiciones climáticas, y donde los recursos hídricos no pueden satisfacer las demandas aun en condiciones normales, por lo que se agravan los efectos con una sequía.

Para ayudar a mitigar los efectos de las sequías en Irán, fue necesario hacer una serie de proyectos de transferencia de agua, junto con una planificación de uso en conjunto de las aguas superficiales y subterráneas. La regionalización en este caso particular fue utilizada para estimar los posibles índices de una sequía en zonas que no contaban con información hidrológica que respaldará.

El resultado de las investigaciones fue el surgimiento de un índice de sequías, el cual aumenta desde cuencas en altitudes elevadas hasta cuencas con elevaciones menores.

En muchas regiones de América Latina es común la falta de mediciones sistemáticas de variables hidrológicas, lo anterior conlleva a aplicar fórmulas y procedimientos que permitan “completar” series temporales de esos datos.

Como se explicó anteriormente el fundamento de la regionalización consiste en utilizar los parámetros generales de una estación para estimar los datos de otra, tomando como hipótesis que existe correlación entre los parámetros macro y las variables a menor escala.

Todo lo anterior se ve reflejado en el artículo “Regionalización de caudales en la Región del Alto Uruguay, Río Grande do Sul - Brasil” (Allasa y Avruch, 2000). En este se detalla cómo se efectuó la regionalización de datos hidrológicos a través de regresión lineal, tomando como variables independientes el área, la precipitación media anual, y el número de confluencias, y como variable dependiente los caudales medios anuales.

Otro ejemplo del uso de la regionalización es la investigación titulada “Regionalización de los gastos de la cuenca entre la margen derecha del río Araguaia y la margen izquierda del río Tocantins” (Azevedo et al., 2008) de igual manera ubicado en Brasil. En esta ocasión la extensión territorial del estado Tocantins se alió a la escasez de información hidrométrica, situaciones que fueron el punto de partida de esta investigación la cual tiene como objetivo brindar herramientas que ayuden a

las dependencias gubernamentales a tener una mejor gestión de los recursos hidráulicos, y generar un atlas hidrológico.

El estudio parte de la premisa que el conocimiento de la disponibilidad del agua es parte fundamental de los estudios hidrológicos, y que la regionalización de los gastos, es un proceso que optimiza la información existente, donde se extrapolan las similitudes de la dinámica hidráulica de sitios aforados a sitios sin información.

Se utilizó una metodología aplicando ecuaciones de regresión para áreas hídricamente homogéneas, donde se consideró un periodo de seis meses, además del periodo anual en la obtención de los caudales mínimos. Como resultado de la investigación se obtuvieron ecuaciones regionales para estimar los flujos anuales y semestrales de gasto mínimo.

1.3 Modelos lluvia-escurrimiento

La relación entre lluvias y escurrimientos es utilizada para el diseño de obras hidráulicas, pronósticos de volúmenes de escurrimiento y la evaluación de proyectos, así como para prevenir y alertar a la población en caso de ser necesario.

Además de fáciles y menos costosos de recoger, los datos de lluvia son más abundantes que los de escurrimiento. Es por eso que cuando no se cuenta con datos de escurrimientos, podemos apoyarnos en las relaciones lluvia-escurrimiento donde a partir de registros de precipitación se puede inferir la información de escurrimiento.

Las relaciones lluvia-escurrimiento usualmente consideran dos aspectos: la determinación del volumen de escurrimiento que resulta de un volumen de lluvia producido durante un período de tiempo dado, y la distribución del volumen de escurrimiento en función del tiempo. La primera etapa es necesaria debido a la división de la lluvia en evapotranspiración, infiltración y escurrimiento. La segunda se requiere para tomar en cuenta el tiempo de recorrido y la atenuación de la onda de escurrimiento que se genera por la lluvia (Campos, 2007).

El desarrollo de modelos que describen el proceso de lluvia-escurrimiento es uno de los temas centrales de investigación para la hidrología desde hace varios años. Un modelo de estas características es una abstracción de la realidad que representa una parte del ciclo hidrológico, es decir, el escurrimiento es el resultado de los procesos físicos de transformación del agua que cae en forma de lluvia sobre una cuenca hidrográfica (Vargas, Ibáñez y Ramírez, 2016). Los modelos de lluvia-escurrimiento son comúnmente utilizados para entender el proceso de escurrimiento, también usados en el pronóstico de caudales con el propósito de regularizar el uso del agua

y útiles en la estimación de gastos picos para diseño de obras hidráulicas que sirven para control de inundaciones.

Hasta el presente, el avance de los modelos de lluvia-escorrentamiento refleja el desarrollo histórico de la ciencia en la hidrología, las soluciones a los problemas hidrológicos derivados de la necesidad y disciplinas a las que los investigadores han llegado. Así, el desarrollo de modelos ha sido promovido en su gran mayoría por investigadores en el área de la hidráulica e hidrología que requieren soluciones prácticas y eficientes a problemas reales (Bowles & O'Connell, 1991).

En la hidráulica y en la hidrología no existe un modelo universal que pueda ser aplicado para todas las circunstancias. La elección del método y el modelo dependerá de los resultados o detalle de información que el investigador requiera (Knighth y Shamsekdin, 2006). En este sentido existen por lo menos cuatro áreas principales de aplicación:

- Diseño de estructuras para el control de cauces.
- Pronóstico de flujo en tiempo real.
- Reconstrucción de las inundaciones anteriores.
- Investigación de escenarios futuros para la planeación (derivados del cambio climático, el desarrollo humano y otros factores).

Algunos ejemplos de modelos utilizados en México son:

- MPE (Modelo para Pronósticos de Escorrentamiento) (Domínguez et al., 2007)
- HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) (U.S. Army Corps of Engineers, 2000)

1.4 Tránsito de avenidas

Las normativas alrededor del mundo, en referencia al riesgo de inundación, proponen la modelación matemática del flujo en ríos como una alternativa para analizar diferentes escenarios posibles durante avenidas extraordinarias, para varios periodos de retorno.

Hace una década los modelos de flujo superficial bidimensionales eran prácticamente la única alternativa, hoy en día estos modelos se encuentran en constante evolución, se han generalizado y se empiezan a utilizar los tridimensionales, aunque sea para analizar efectos locales. Gracias a los actuales paquetes de software de Sistemas de Información Geográfica (SIG) se puede realizar una modelación matemática georreferenciada, y de esta manera cuantificar sistemáticamente el riesgo por inundación.

Las metodologías de modelación matemática de flujo de agua en ríos para el análisis de zonas inundables, son de gran utilidad a la hora de resolver un problema de ingeniería o emitir un diagnóstico, siempre y cuando se tenga el criterio suficiente para interpretar los resultados (Bladé, 2005). Un aspecto fundamental de los modelos de flujo en ríos es la representación de la topografía de la zona de estudio (cauces y llanuras de inundación). De esta manera cualquier modelo es una representación simplificada de la realidad.

El tránsito de avenidas en vasos se emplea para obtener el hidrograma de salida que se presenta en un embalse, a su vez determina la elevación máxima del agua que se alcanza a partir de un hidrograma conocido que entra a su almacenamiento. Por medio del tránsito de avenidas en vasos se determinan las magnitudes del gasto a la salida, volumen máximo almacenado y elevación máxima en el embalse. Durante el tránsito de una avenida por un embalse los hidrogramas de entrada y salida son de la forma que se muestra en la Figura 1.1, en donde se observa que en el intervalo $t=0$ y el t_p la entrada es mayor que la salida y de acuerdo con la Ecuación 1.1, aumenta el volumen almacenado y el nivel en el vaso, mientras que en el tiempo $t=t_t$ se alcanza el máximo volumen de almacenamiento y el máximo nivel en el vaso. El área que se forma entre los dos hidrogramas entre $t=0$ y t_t es el volumen máximo almacenado que habrá en la presa, lo que significa que será el volumen de súper almacenamiento requerido para la avenida de entrada considerada, y el nivel que tiene el vaso en el tiempo t_t será el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias, NAME, necesario para la misma avenida. Cuando $t < t_t$ las salidas son mayores a las entradas y por lo tanto el volumen almacenado disminuye.

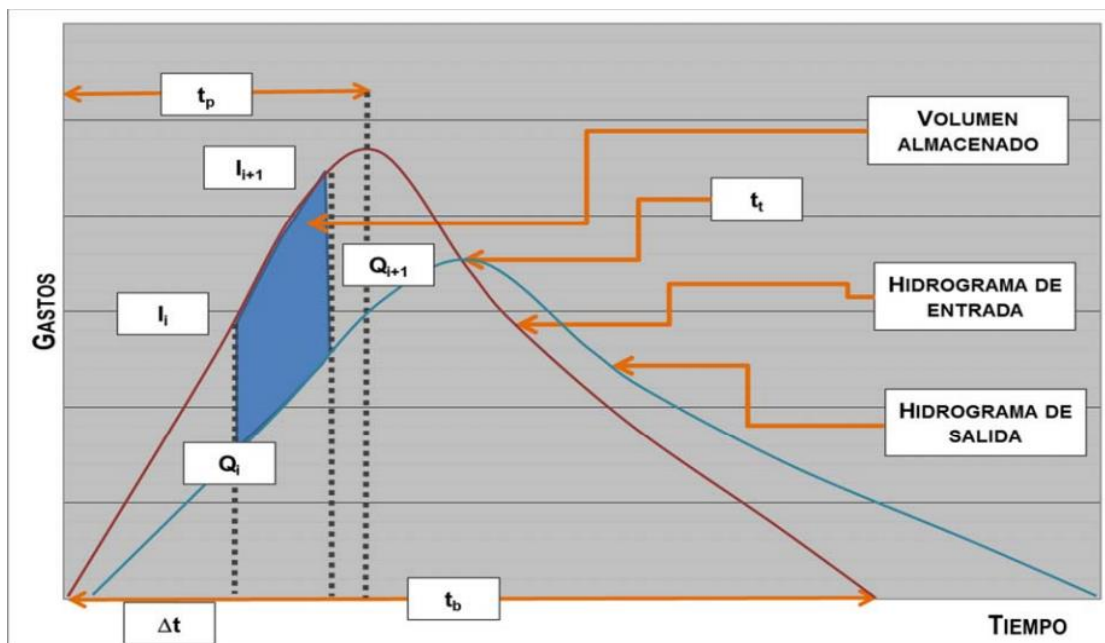


Figura 1.1 Hidrograma de entrada y salida de un vaso sin obra de control

$$\frac{dV}{dt} = I - O \quad (1.1)$$

Donde:

- $\frac{dV}{dt}$: Es la variación del almacenamiento con respecto al tiempo
- I : Es el gasto de entrada al vaso, en m³/s
- O : Es el gasto de salida del vaso, en m³/s

Aunque el gasto de entrada al vaso es conocido, la Ecuación 1.1, no es suficiente para obtener el gasto de salida, porque también el almacenamiento es una incógnita, por lo tanto, para contar con una relación adicional entre volumen y gasto de salida, se emplea una función de almacenamiento que suele representarse mediante la curva elevaciones-capacidades-descargas del vaso, dado que existe una relación directa entre el volumen almacenado y la elevación del agua en el vaso. La función de almacenamiento junto con la ecuación de continuidad, forman un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas. Como este sistema de ecuaciones no tiene solución analítica, se recurre a una solución numérica.

Considérese que la Ecuación 1.1 se escribe en diferencias finitas de la manera siguiente:

$$\frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} \quad (1.2)$$

Donde:

- Δt : Es el intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos de tránsito
- I_i, I_{i+1} : Subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo Δt , respectivamente

Para tener una adecuada precisión de los cálculos, el intervalo de tiempo debe ser pequeño, se sugiere usar $\Delta t \leq 0.1t_p$ donde t_p es el tiempo de pico del hidrograma de entrada.

Se consideran gastos de salida los que egresan por la obra de excedencias, por la obra de toma y por la obra de desvío, dependiendo del tipo de aprovechamiento hidráulico. Al utilizar un intervalo Δt cercano a cero, la ecuación de diferencias finitas (Ec 1.2) se aproxima al concepto de derivada, en el cual se basa el esquema empleado para resolver la ecuación de continuidad. En casos excepcionales, por

ejemplo, en hidrogramas donde el cociente del tiempo base t_b entre el tiempo pico t_p sea próximo a 2, Δt podrá ser $\Delta t \geq 0.1t_p$ (MDOC, 2008).

1.5 Políticas de operación

Uno de los problemas más graves cuando una avenida entra al vaso con vertedor controlado, es operar de forma conservadora las compuertas haciendo que pequeñas avenidas salgan sin control, en muchos casos causando daños por inundaciones aguas abajo de la cortina, que en su mayoría podrían haberse evitado. Contar con una política audaz cuyo objetivo principal sea el de establecer un control máximo que no ponga en riesgo la seguridad de la presa, es primordial.

(González, 1969) Demostró que, dada una avenida de entrada, la política que hace mínimo el gasto máximo de salida consiste en abrir totalmente las compuertas, hasta alcanzar un gasto de salida que se mantiene constante y cuyo valor depende del nivel máximo que no debe sobrepasarse.

Hipótesis. Los hidrogramas de las avenidas para distintos períodos de retorno T_1, T_2, \dots, T_n , coinciden en la parte inicial de su rama ascendente y el gasto máximo para cada uno de estos hidrogramas se presenta en el tiempo $\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n$ como la Figura 1.2 lo muestra.

Si se conoce el volumen almacenado en el vaso en el tiempo $t=0$ y la avenida que éste cumple con la hipótesis anterior y es de período de retorno T_2 , se consideran, a continuación, los siguientes tres casos:

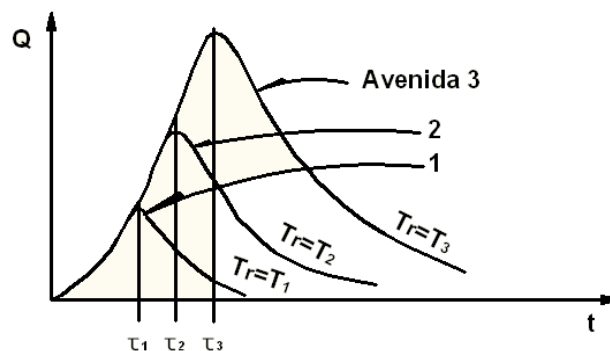
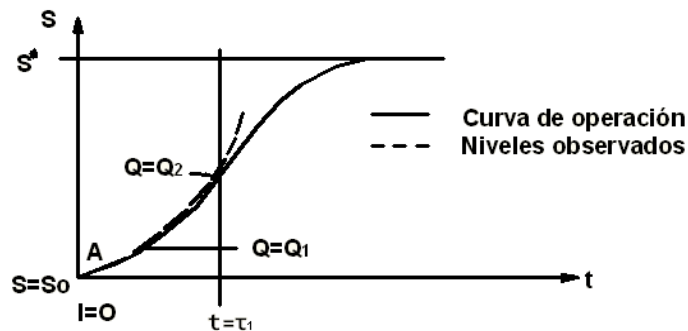


Figura 1.2 Hidrogramas para avenidas con período de retorno T_1, T_2, \dots, T_n

- a) Operación de acuerdo con las políticas obtenidas a partir de la avenida con $T_r = T_1$. En el intervalo $0 \leq t \leq \tau_1$, los volúmenes en el vaso siguen una curva de operación $Q_{Máx} = \text{constante}$, para la avenida con período de retorno T_1 , partiendo del punto $(t=0, S=S_0)$.
- b) Para $t > \tau_1$, los volúmenes de entrada son mayores que el supuesto, esto hace que los niveles en el vaso empiezan a ser superiores a los indicados por la curva de operación, como se indica en la
- c) Figura 1.3, en este momento se debe cambiar la operación y suponer ahora que la avenida que entra al vaso es de período de retorno T_2 y comenzar a operar de acuerdo con la política de operación del período de retorno T_2 obtenida anteriormente, tomando en cuenta que en el tiempo τ_1 ya se ha consumido una parte del almacenamiento disponible. Se opera de acuerdo con la política obtenida para la avenida 2; de esta manera, los volúmenes almacenados seguirán la curva de operación propuesta, sin tener mayor



complicación.

Figura 1.3 Operación de acuerdo con la política obtenida para una avenida con período de retorno T_1 , observado la entrada de la avenida con período T_2 .

- d) Las compuertas se mueven según la política de operación obtenida a partir de la avenida 3. Así, los almacenamientos seguirán la curva de operación correspondiente hasta llegar al tiempo $t=2$; a partir de este momento, los volúmenes en el vaso serán menores que los estimados, por lo que debe adaptarse a la política para la segunda avenida.

De esta manera es posible identificar la avenida que entra al vaso, proporcionando al mismo tiempo la política de operación a seguir.

2. Recopilación y análisis de la información

2.1 Descripción del sitio de estudio

La Laguna de Catemaco se localiza en el Macizo Volcánico de Los Tuxtlas, en el sureste del estado de Veracruz, México. En las coordenadas 95° 04' 6.98''O, 18° 24' 6.71''N, limitada por las coordenadas geográficas extremas 18° 21' y 18° 27' de latitud septentrional y 95° 01' y 95° 07' de longitud occidental, a 332 m sobre el nivel del mar. Forma parte de la cuenca del Río Papaloapan (Figura 2.1). En su margen noroccidental se asienta el poblado del mismo nombre, el cual dista 165 km del puerto de Veracruz.

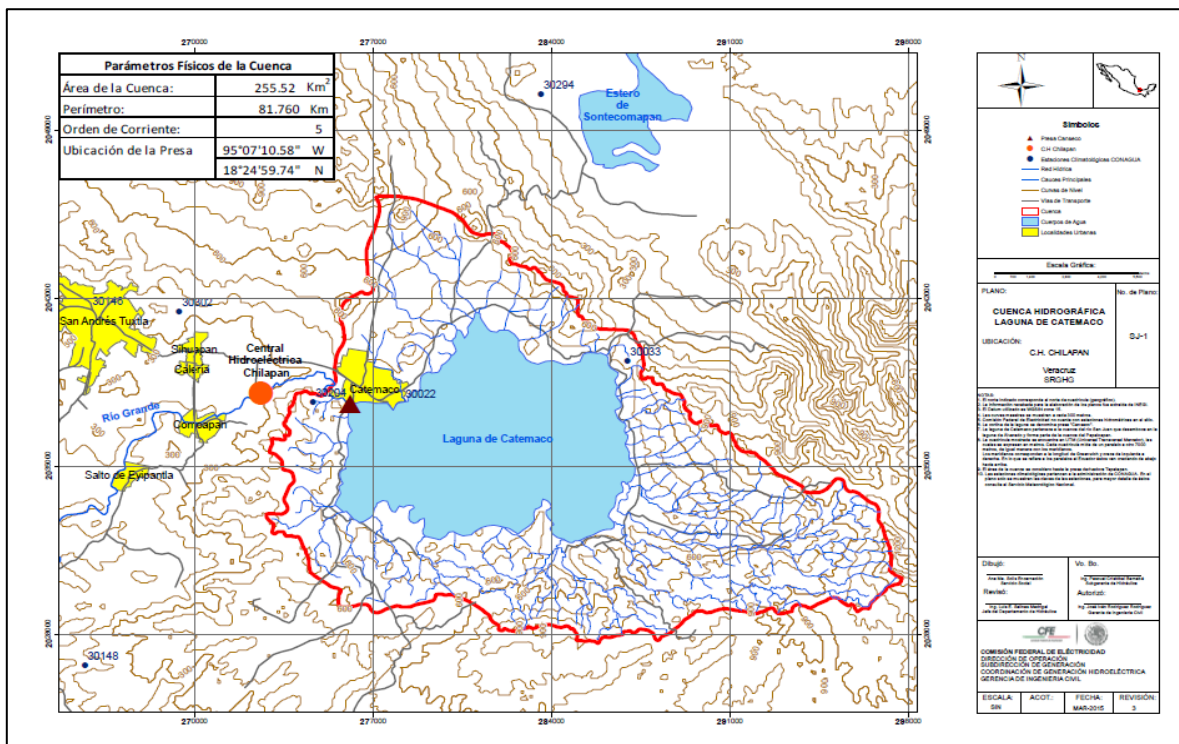


Figura 2.1 Plano de la cuenca de la Laguna de Catemaco, se muestran las entidades geográficas más relevantes

El clima de la zona corresponde al húmedo cálido (Soto, 1979); la precipitación promedio mensual es de 161.3 mm, cuyo mínimo mensual ocurre en marzo (25.6 mm) y el máximo ocurre en septiembre (445.9 mm). La temperatura promedio anual es de 24.1 °C con un mínimo de 16.2 y un máximo de 34.3 °C. De noviembre a enero dominan los vientos del norte y el resto del año los del noreste.

La vegetación natural de la zona corresponde a selva alta perennifolia (sensu Miranda y Hernández, 1963); sin embargo, gran parte de los terrenos adyacentes al lago han sido desforestados y se emplean como potreros para ganado vacuno o para el cultivo de frutales. Los bosques han sufrido explotación forestal intensa, ver Figura 2.2. Los suelos de la zona se derivan en gran parte de material volcánico sometido a intemperización rápida; son ricos en nutrientes inorgánicos y poseen horizontes humíferos densos, Figura 2.3.

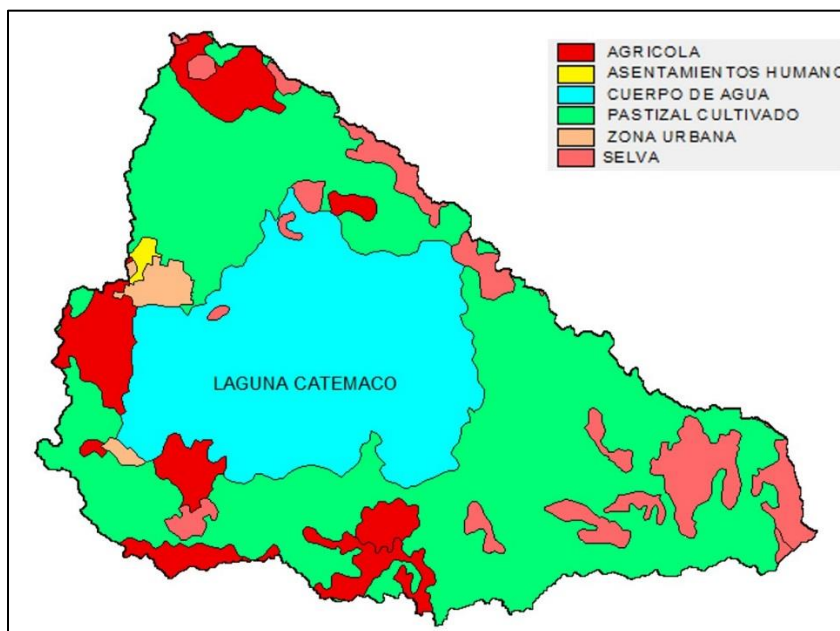


Figura 2.2 Uso de suelo en la cuenca de la laguna de Catemaco

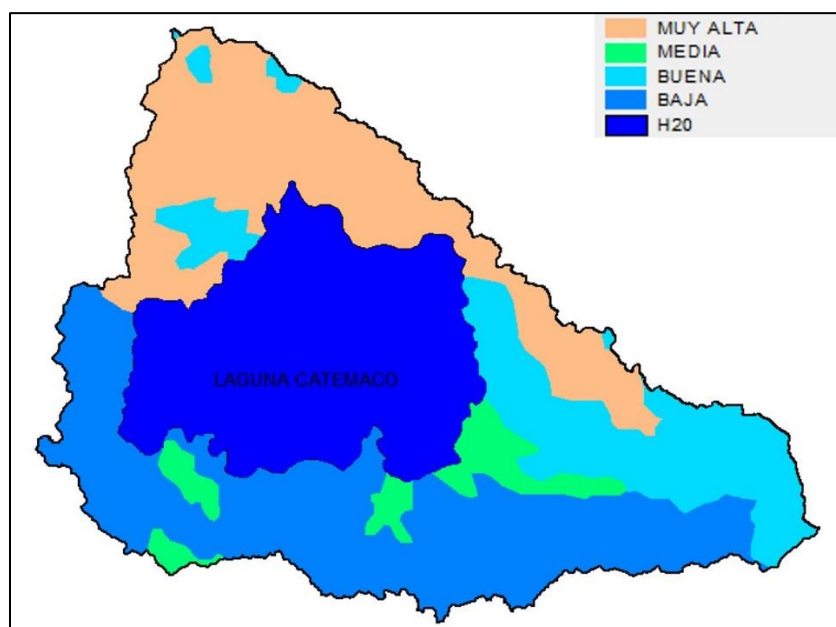


Figura 2.3 Permeabilidad del suelo en la cuenca de la laguna de Catemaco

En las poblaciones de Coyame y Arroyo Agrio hay manantiales de aguas carbonatadas efervescentes con volúmenes comparables de flujo a los distintos ríos y arroyos que drenan al lago. Los manantiales de Sontecomapan aportan aguas termales mineralizadas que contienen minerales ferruginosos. (Pérez-Rojas, 1984).

La producción pesquera del Lago de Catemaco asciende, en promedio, a 1,800 toneladas anuales. El 37.6% de la producción corresponde a la tilapia-especie introducida al lago en los años setenta, el 35.7% a una sardina pequeña de agua dulce, localmente denominada topote (*Dorosoma c. f. mexicana*), y el 26.6% a un caracol del género *Pomacea*, conocido en el área como tegogolo (*Sepesca*, inédito). Debido a sus altos rendimientos pesqueros, Catemaco se destaca como el lago natural más productivo de México (*Sepesca*, op. cit.).

La Laguna de Catemaco tiene una traza aproximadamente cuadrangular, con un eje mayor de 12,320 m de longitud en dirección OSO-ENE y una anchura máxima de 10,250 m. La profundidad máxima es de 22 m, la superficie de 72.543 km², y el volumen de 551.52 millones de metros cúbicos. La profundidad media es de 7.6 m, valor que resulta bajo si se compara con el área superficial. La forma de su cubeta se ajusta a la de una parábola elíptica. La ribera es irregular, con remanentes de varias estructuras volcánicas; el perímetro es de 49,754 m. El lago aloja varias islas, constituidas por material tobáceo, productos de expulsión piroclástica, Figura 2.4.

La cuenca cuenta con una extensión de aproximadamente 255 km², un perímetro de 81 km, su pendiente media es del 7 %, Figura 3.4.

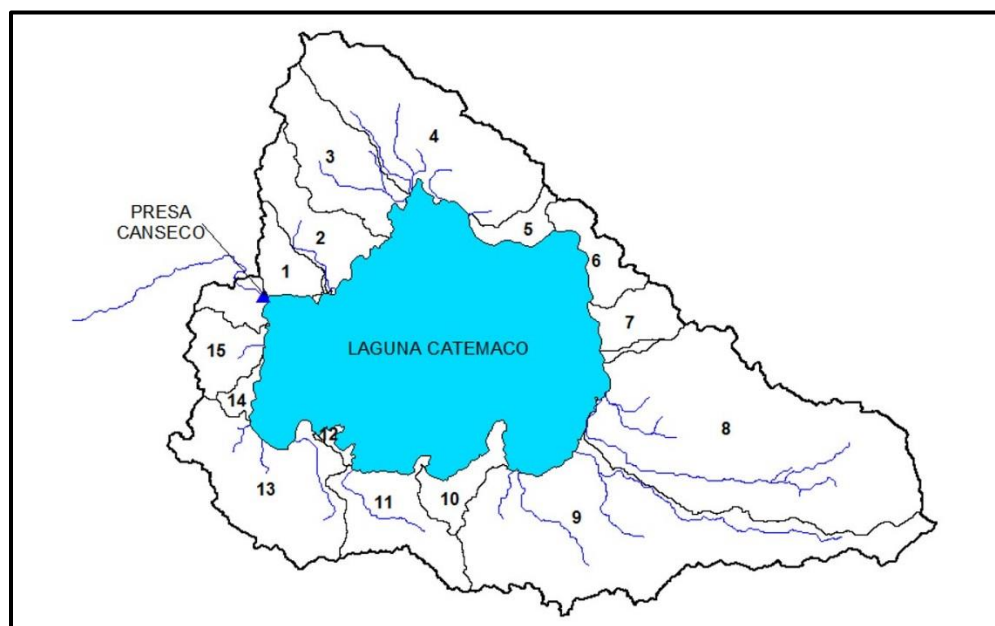


Figura 2.4. Hidrología de la cuenca de la laguna de Catemaco

Le circundan como localidades importantes Coyame, Catemaco, Maxacapan, Zapoapan de Cabañas, aguas abajo San Andrés Tuxtla; la laguna regula los escurrimientos de toda su periferia siendo un cuerpo receptor de volumen considerable.

2.2 Características generales de la presa

Tabla 2.1 Datos generales de la C.H. Chilapan, Ver

Localización	Latitud Norte 18°25'13"
	Longitud Oeste 95° 09' 03"
Municipio	San Andrés Tuxtla
Laguna	Catemaco
Presa reguladora	Canseco
Presa derivadora	Tepepan
Hidrología	
Área de la cuenca hidrológica del Río Grande hasta la presa Canseco	255.52 km ² (*)
Volumen medio anual aportado	566.43 hm ³ (**)
Gasto medio anual	17.96 m ³ /s
(*) El valor del área de cuenca propia que se ha venido utilizando es 322 km ² , pero mediante el ARC GIS se obtuvo el de 255.52 km ² .	
(**) Este valor corresponde al volumen medio anual turbinado entre 1997-2014, sin considerar los volúmenes derramados al río Grande y que no han sido aprovechados ni estimados por no llevarse puntualmente el funcionamiento de vaso (de la laguna).	
Embalse de la Laguna de Catemaco	
NAME	333.50 msnm
NAMO (Original)	332.60 msnm
NAMO (Actual, modificado por acuerdo con pescadores de la Laguna de Catemaco, de fecha 1 de diciembre del 2009.)	333.20 msnm
NAMO VIGENTE (31-oct-16)	332.70 msnm
NAMinO (Original)	331.50 msnm
NAMinO (Actual, modificado por acuerdo con pescadores de la Laguna de Catemaco, de fecha 1 de diciembre del 2009. Anexo)	331.70 msnm
Capacidad útil al NAMO	125.34 hm ³
Capacidad útil al NAME	147.90 hm ³
Capacidad de Control de Avenidas	22.26 hm ³
Capacidad total de la laguna (al NAME 333.50 msnm)	252.70 hm ³ (***)

(***) En un estudio de 1991 del Instituto de Ciencias del Mar y Limnología de la UNAM sobre la Laguna de Catemaco, se determinó mediante una batimetría que su capacidad total era de 551.525 hm³.

Presa Reguladora Canseco

Material	Concreto
Tipo	Gravedad
Altura máxima	7.20 m
Elevación de la corona (puente de maniobras)	334.50 msnm
Longitud total de la cortina (incluye vertedores, de control y excedencias)	70.00 m

Obra de Control (Obra de toma)

Compuertas de Control

Tipo de compuertas	Radiales
Número de compuertas	3
Dimensiones (ancho x alto)	3.30 x 2.20 m
Gasto máximo de descarga, apertura 2.0 m al NAME (Revisión 2015)	115 m ³ /s
Cota de plantilla del canal (Asiento plano de las compuertas)	327.30 msnm
Elevación del labio superior de las compuertas cerradas	329.50 msnm
Longitud de la cresta vertedora	9.90 m.

Nota: Cuando estas compuertas están cerradas, su labio superior se encuentra sumergido, sellando con la pantalla de concreto que se prolonga hasta el puente maniobras de la cortina a la cota 334.50 msnm.

Compuertas Vertedoras (Emergencia)

Tipo de compuertas	Radiales
Número de compuertas	5
Dimensiones de las compuertas (ancho x alto)	6.25 x 4.50 m
Longitud de la cresta vertedora	31.25 m
Cota de plantilla del canal (Asiento de las compuertas)	329.00 msnm
Elevación del labio superior de las compuertas cerradas	333.50 msnm
Gasto máximo de descarga al NAME (333.50 msnm), 5 compuertas, con apertura máxima de 4.00 metros (Revisión 2015)	532.80 m ³ /s
Capacidad de descarga Total por la Presa Canseco	648.00 m ³ /s

2.3 Datos de precipitación

Se identificaron inicialmente las siguientes estaciones climatológicas cercanas al sitio (Tabla 2.2 y Figura 2.5).

Tabla 2.2 Estaciones climatológicas cercanas al sitio de estudio

CLAVE	Estación	Longitud	Latitud	ALTITUD	SITUACIÓN	ORGANISMO	ESTADO	MUNICIPIO
Automática	ITSSAT	-95.17	18.44		OPERANDO		VER	
Automática	Tabacalera Turrent	-95.13	18.43		OPERANDO		VER	
Automática	Soteapan	-94.88	18.22		OPERANDO		VER	
30022	CATEMACO	-95.11	18.42	354 msnm	OPERANDO	CONAGUA-SMN	VER	CATEMACO
30204	CATEMACO CFE	-95.12	18.41	338 msnm	SUSPENDIDA	CFE	VER	CATEMACO
30033	COYAME (CFE)	-95.03	18.44	342 msnm	OPERANDO	CFE	VER	CATEMACO
30302	SIHUAPAN	-95.18	18.44	264 msnm	OPERANDO	CONAGUA-DGE	VER	SAN ANDRES TUXTLA
30294	SONTECOMAPAN	-95.04	18.50	11 msnm	OPERANDO	CONAGUA-DGE	VER	CATEMACO
30385	TEPETAPAN (CFE)	-95.13	18.43	338 msnm	OPERANDO	CFE	VER	CATEMACO
30461	TEPETAPAN	-95.13	18.42	338 msnm	SUSPENDIDA	CONAGUA	VER	CATEMACO
Automática	Chilapan	-95.12	18.41		OPERANDO	CFE-IIE	VER	CATEMACO

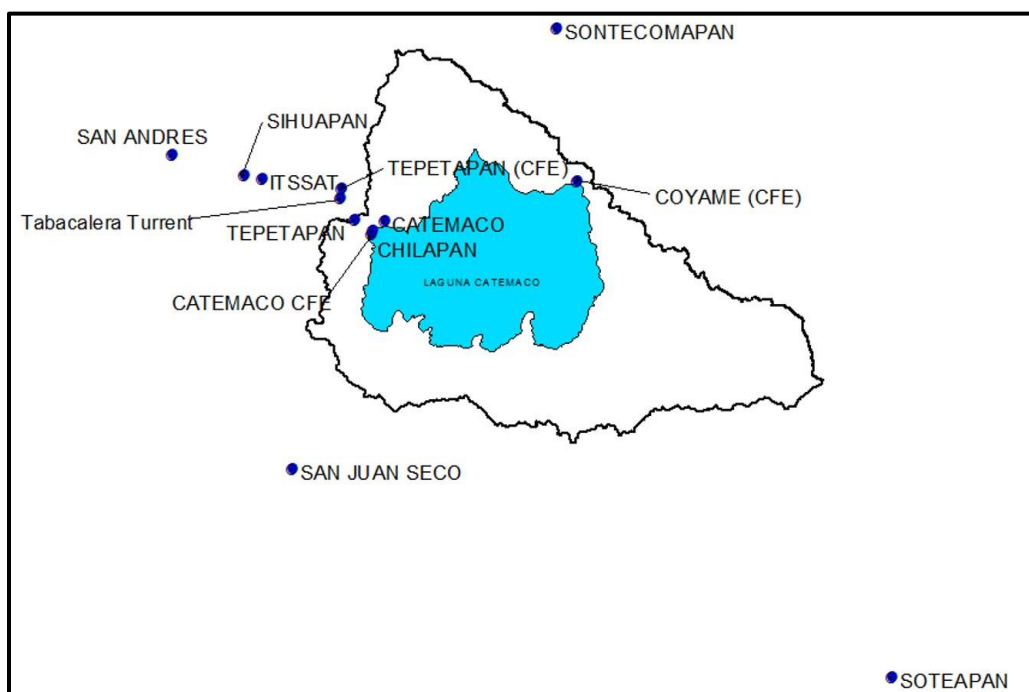


Figura 2.5 Estaciones climatológicas cercanas al sitio de estudio

Para el análisis individual y regional de la lluvia de diseño se consideraron los datos reportados históricamente por el SMN en su página de normales climatológicas (SMN, 2017), en las estaciones: 30204 Catemaco (CFE, 1952-1997), 30033 Coyame (CFE, 1952-2012), 30294 Sontecomapan (CONAGUA, 1975-2002 y 2004-2015), 30022 Catemaco (CNA, 1941-2012 exceptuando 1951, 1969, 1970, 1980, 1985, 1986, 2003 y 2005) y 30302 Sihuapan (1976-2015). Las demás estaciones climatológicas no se contemplaron para el análisis porque tenían menos de 5 años de registro.

Para la calibración de la cuenca se utilizaron los datos de la operación de la presa y del evento de precipitación ocurrido en la cuenca de la presa Canseco, Ver., entre el 1 de agosto y el 31 de octubre del 2010. Reportado por CFE, Los hietogramas de este evento a cada quince minutos de tres estaciones reportadas por la CFE se presentan en las Figuras 2.6.1, 2.6.2 y 2.6.3.

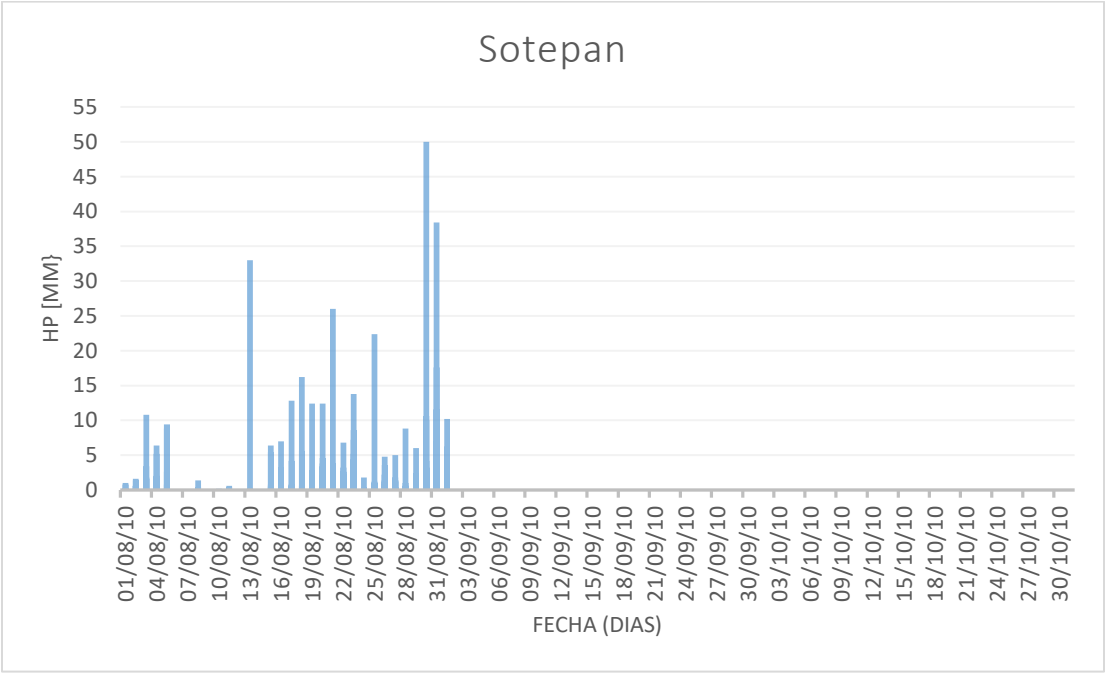


Figura 2.6.1 Hietograma de la estación automática Sotepan

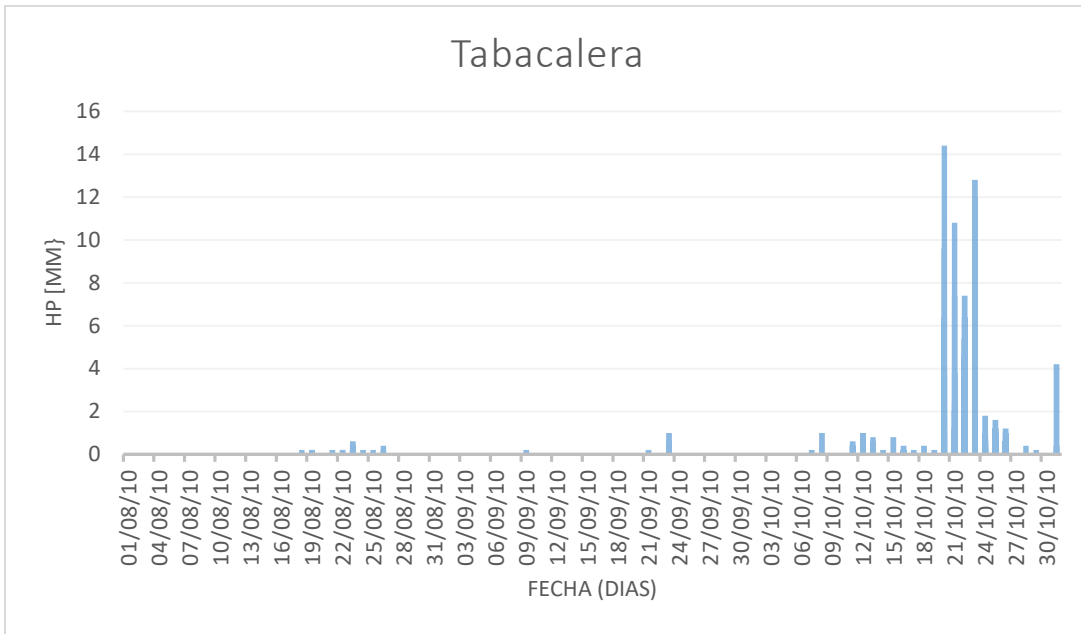


Figura 2.6.2 Hietograma de la estación automática Tabacalera

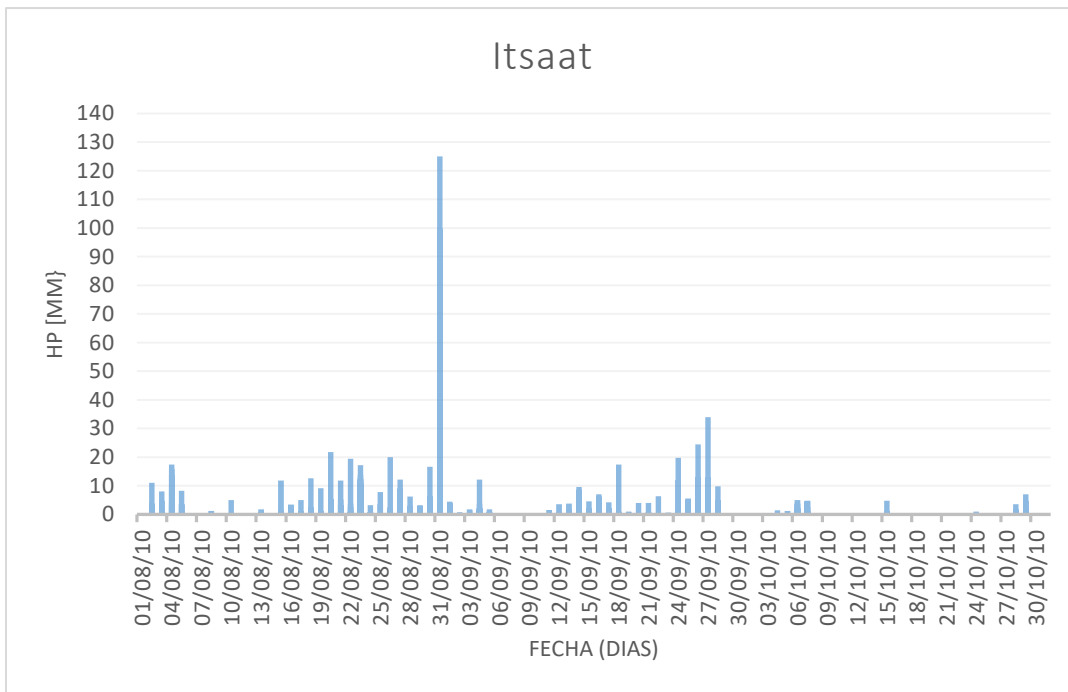


Figura 2.6.3 Hietograma de la estación automática Itsaat

2.4 Datos de escurrimiento

La deducción de los caudales que llegaron al embalse de la presa Canseco, Ver., en el evento del 2010 se realizó a partir de la información de la variación horaria del almacenamiento (Figura 2.7) y de los niveles de la Laguna de Catemaco (Figura 2.8), en la que se observó una elevación máxima de 333.75 msnm el 29 de septiembre, que correspondió a un almacenamiento de 151.25 millones de m³. Cabe mencionar que el NAME de la presa analizada se encuentra en la elevación 333.50 msnm; es decir que los niveles alcanzados quedaron 25 cm por encima del NAME.

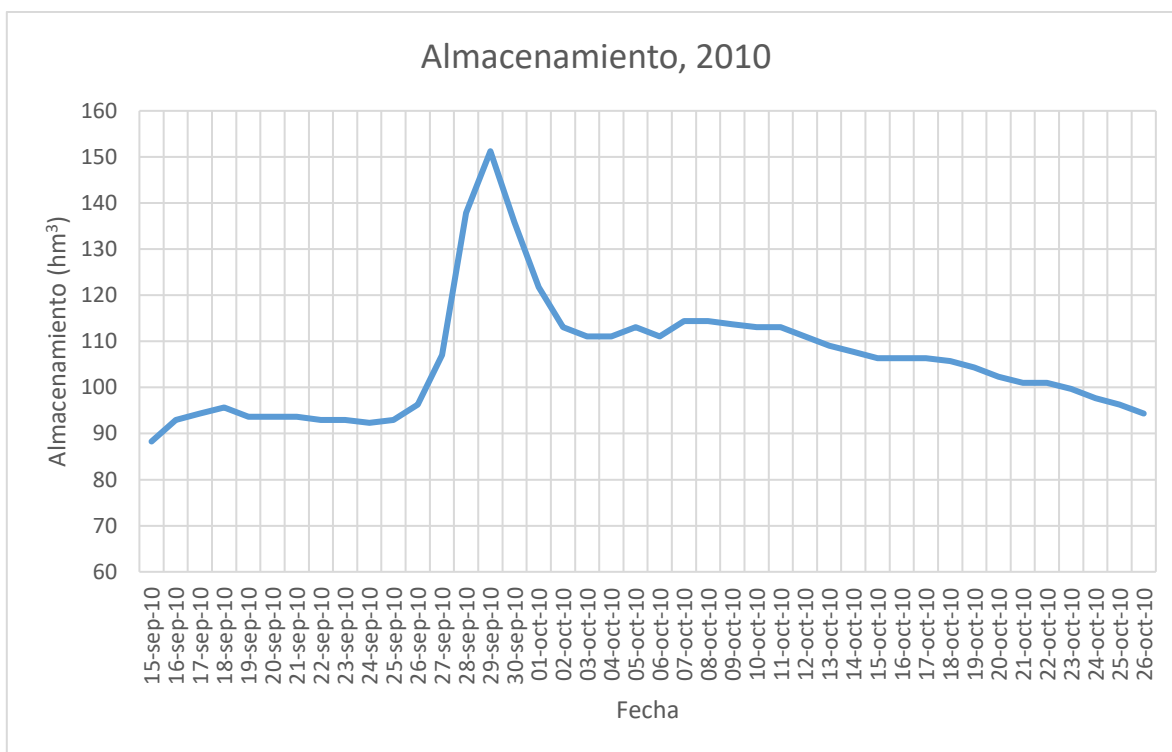


Figura 2.7 Almacenamiento durante el evento del 15 de septiembre al 26 de octubre del 2010. Laguna de Catemaco, Presa Canseco, Ver.

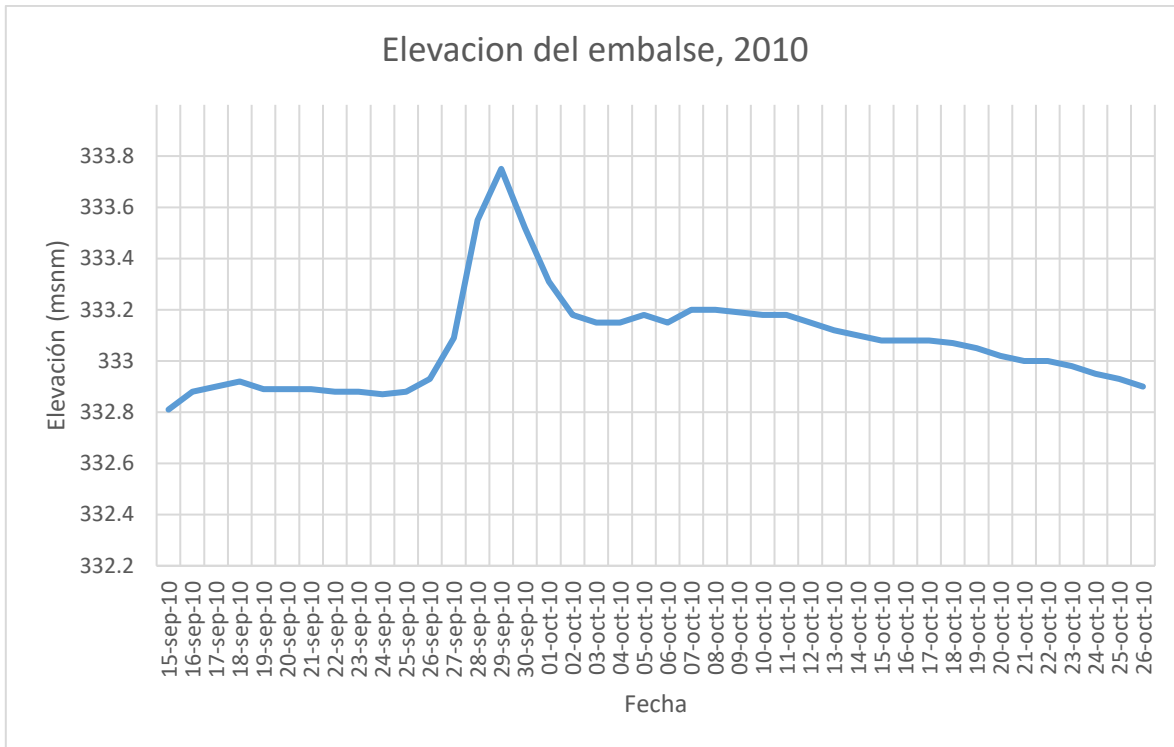


Fig. 2.8 Elevaciones diarias durante el evento del 15 de septiembre al 26 de octubre del 2010. Laguna de Catemaco, Presa Canseco, Ver.

En la Figura 2.9 se presenta el caudal o gasto de ingreso al embalse de la presa Canseco, Ver, cada hora, deducido para el evento del 10 de agosto al 1 de octubre del 2010; el gasto se dedujo a partir de la ecuación de continuidad, considerando que el incremento en el almacenamiento expresado como gasto es igual a los gastos de entrada menos los gastos de salida; por lo que se estimó el incremento del volumen en el intervalo de tiempo de una hora y a este resultado se sumaron las salidas totales por compuertas de los vertedores de servicio y de emergencia. Posteriormente se obtuvo un almacenamiento filtrado con valores promedios del mismo para obtener nuevos valores del gasto de ingreso que se transformaron a volumen que luego fue acumulado para estimar una curva masa de volumen con la que se estimó el gasto promedio de ingreso a cada hora.

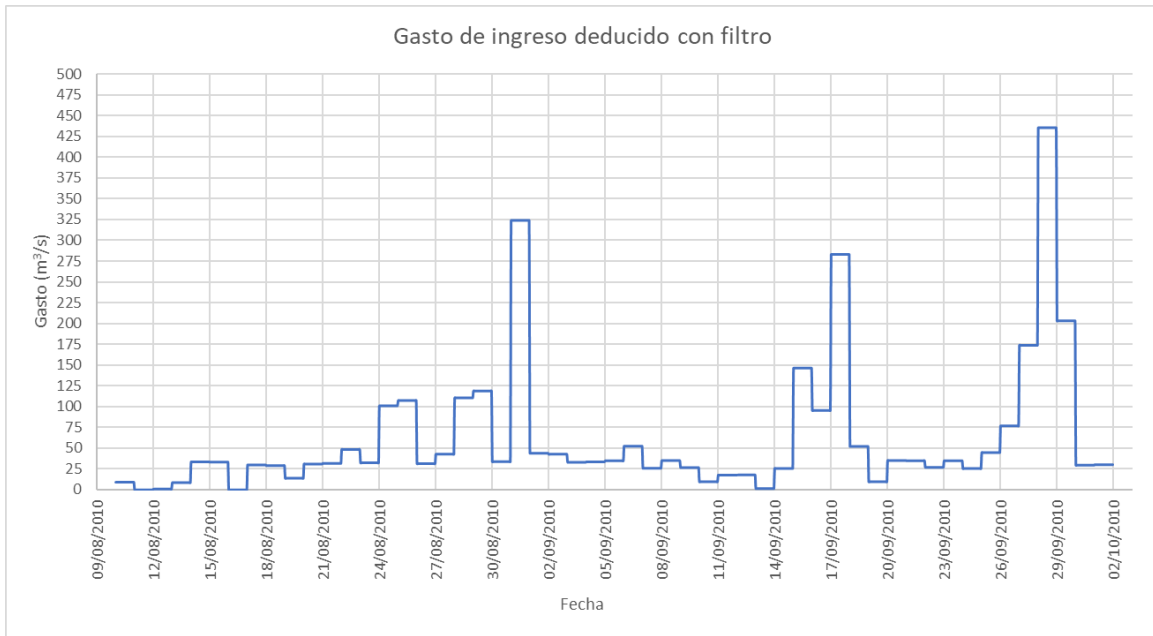


Fig. 2.9 Gasto de ingreso a cada hora, estimado del evento del 10 de agosto al 1 de octubre del 2010. Laguna de Catemaco, Presa Canseco, Ver.

3. Regiones homogéneas

Cuando el sitio analizado cuenta con poca o nula información, se requiere emplear técnicas de análisis regional hidrológico. Estas técnicas se emplean en regiones meteorológicamente homogéneas.

En general la delimitación regional se ha sustentado en construir áreas geográficamente continuas, límites políticos o administrativos. Sin embargo, si la variabilidad espacial de las características fisiográficas o hidrológicas es grande la consideración de homogeneidad no se puede garantizar.

Existen técnicas que relacionan estaciones que no se encuentran dentro de un grupo que sea geográficamente contiguo, estas regiones podrían decirse, serán comunes respecto a sus series de datos en un espacio variable multidimensional, antes que en el espacio geográfico (Escalante-Reyes, 2002). Sin embargo, existen numerosas dificultades asociadas a la regionalización, y en particular al análisis de grupos. El primer contratiempo común es relacionado con la selección de variables para evaluar el grado de similitud entre las diferentes cuencas.

Algunas cuencas son similares con respecto a cierta variable como la cobertura forestal o la lluvia anual, pero no a otras como las características fisiográficas. Además, con el análisis por racimos literalmente cualquier conjunto de variables es capaz de generar grupos. Lo cual es muy útil ya que de esta manera se podría seleccionar las variables de acuerdo con la importancia del problema.

Si dichas variables son medidas a partir de registros grandes, esto contribuiría a obtener una mayor similitud de aquellas características que se obtienen a partir de registros cortos.

Puede pensarse que la selección de la región es un problema trivial, sin embargo, la inclusión o exclusión de información dentro el modelo regional puede producir estimadores de lluvias máximas a diferentes periodos de retorno poco confiables.

En el presente trabajo se seleccionaron 11 años en común que tuvieran las 5 estaciones climatológicas; es decir, se seleccionaron 11 años en donde a ninguna estación le faltara un solo dato.

A continuación, se presentan tres criterios que pueden emplearse para la delimitación de regiones homogéneas. Cabe mencionar que estas técnicas no son excluyentes entre sí, sino que manejadas adecuadamente pueden ser complementarias y definir de manera más confiable la región.

3.1 Parámetro β de la distribución GVE

Se calcula el parámetro β de la función de distribución GVE respecto a los 11 años en común para cada estación. Esto se hace aplicándole un análisis de frecuencias a los 11 años y obteniendo el parámetro β usando la técnica de momentos-L. De acuerdo con su valor, se puede hacer una división entre estaciones y determinar a qué grupo pertenece cada una.

A continuación, se presentan los pasos del cálculo para la obtención del parámetro β para la estación 30302. En la tabla 3.1 se presentan los valores de apoyo para dichos cálculos, así como para el cálculo del coeficiente de variación-L mostrado en la segunda técnica.

$$\beta_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i = \frac{1}{11} 1966.1 = 178.73 \quad (3.1)$$

$$\beta_1 = \frac{1}{n(n-1)} \sum_{i=1}^{n-1} X_i(n-i) = \frac{1}{11(11-1)} 12550.4 = 114.09 \quad (3.2)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{n(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^{n-2} X_i(n-i)(n-1-i) = \frac{1}{11(11-1)(11-2)} 83207 = 84.05 \quad (3.3)$$

$$\begin{aligned} \beta_3 &= \frac{1}{n(n-1)(n-2)(n-3)} \sum_{i=1}^{n-2} X_i(n-i)(n-1-i)(n-2-i) \\ &= \frac{1}{11(11-1)(11-2)(11-3)} 526108.8 = 66.43 \end{aligned} \quad (3.4)$$

$$E = \left[\frac{2\beta_1 - \beta_0}{3\beta_2 - \beta_0} \right] + \left[\frac{\ln(2)}{\ln(3)} \right] = \left[\frac{2 * 114.09 - 178.73}{3 * 84.05 - 178.73} \right] + \left[\frac{\ln(2)}{\ln(3)} \right] = 0.0427 \quad (3.5)$$

$$\beta = 7.859 * E + 2.955 * E^2 = 7.859 * 0.0427 + 2.955 * 0.0427^2 = 0.3413 \quad (3.6)$$

Tabla 3.1 Obtención del parámetro β con la técnica de momentos-L para la estación 30302

Estacion 30302				Momentos Pesados								
Año	Q(m ³ /s)	Ordenados	ln(Q)	x _i (n-i)	x _i (n-i)(n-i-1)	x _i (n-i)(n-i-1)(n-i-2)	m	Tr	F(x)=1/T	F(x)=1-1/T	V	U _i
1987	85.3	287	5.659	2870.000	25830.000	206640.000	1	12.00	0.08333	0.91667	2.22931	1.38323
1988	51.3	280.7	5.637	2526.300	20210.400	141472.800	2	6.00	0.16667	0.83333	1.89302	0.96736
1989	159.4	259.2	5.558	2073.600	14515.200	87091.200	3	4.00	0.25000	0.75000	1.66511	0.67419
1990	148	252.4	5.531	1766.800	10600.800	53004.000	4	3.00	0.33333	0.66667	1.48230	0.43029
1991	252.4	197.6	5.286	1185.600	5928.000	23712.000	5	2.40	0.41667	0.58333	1.32323	0.21005
1992	259.2	159.4	5.071	797.000	3188.000	9564.000	6	2.00	0.50000	0.50000	1.17741	0.00000
1993	280.7	155.7	5.048	622.800	1868.400	3736.800	7	1.71	0.58333	0.41667	1.32323	-0.21005
1994	287	148	4.997	444.000	888.000	888.000	8	1.50	0.66667	0.33333	1.48230	-0.43029
1995	89.5	89.5	4.494	179.000	179.000	0.000	9	1.33	0.75000	0.25000	1.66511	-0.67419
1996	197.6	85.3	4.446	85.300	0.000	0.000	10	1.20	0.83333	0.16667	1.89302	-0.96736
1997	155.7	51.3	3.938	0.000	0.000	0.000	11	1.09	0.91667	0.08333	2.22931	-1.38323
Σ	1966.100			12550.400	83207.800	526108.800						
Estadísticos			Parametros por momentos-L									
Conteo	11	11	b ₀	2.515517	$\beta(0)$	178.74	E	0.0427				
Media	178.736	5.061	b ₁	0.802853	$\beta(1)$	114.09	β	0.3413				
Desv. Est.	83.161	0.563	b ₂	0.010328	$\beta(2)$	84.05						
Coef. Asim.	-0.082	-0.810	b ₃	1.432788	$\beta(3)$	66.43						
Curtosis	1.600	2.813	b ₄	0.189269	λ_1	178.736						
S ²	6915.697	0.317	b ₅	0.001308	λ_2	49.453						
Coef. Var.	0.465	0.111			λ_3	-1.541						
					λ_4	-2.493						
					τ_2	0.277						
					τ_3	-0.031						
					τ_4	-0.050						

Los parámetros β de las estaciones restantes se resumen a continuación (Tabla 3.2 y Figura 3.1):

Tabla 3.2 Parámetros β para las distintas estaciones

β	30302	0.3413
	30294	-0.0100
	30204	0.6286
	30033	0.0296
	30022	0.4369

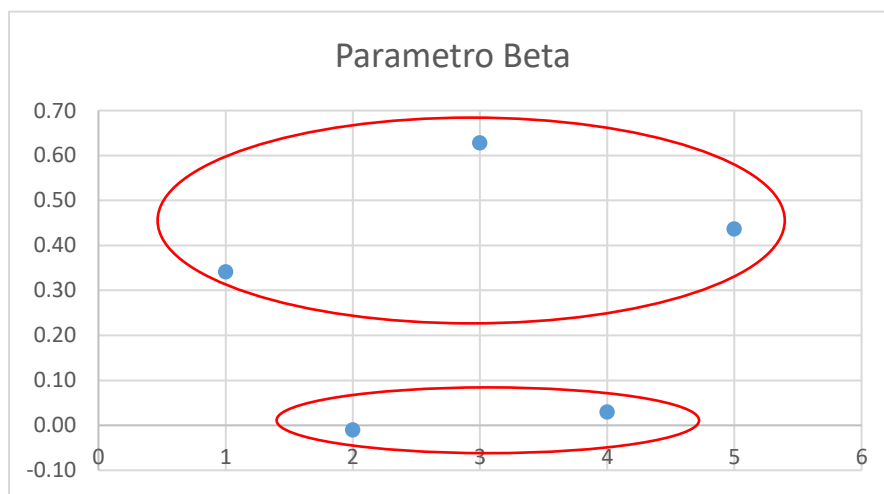


Figura 3.1 Parámetros β agrupados en dos regiones

De acuerdo con esta técnica se definen dos regiones homogéneas. La primera conformada por las estaciones 30302, 30204, 30022. La segunda conformada por las estaciones 30294 y 30033.

3.2 Técnica del coeficiente de variación-L

Esta técnica se fundamenta en el empleo de los coeficientes de variación de los momentos lineales de una muestra (momentos-L). Para una muestra ordenada de mayor a menor los 4 primeros momentos son:

$$\lambda_1 = \beta_0 \quad (3.7)$$

$$\lambda_2 = 2 \beta_1 - \beta_0 \quad (3.8)$$

$$\lambda_3 = 6 \beta_2 - 6\beta_1 \quad (3.9)$$

$$\lambda_4 = 20 \beta_3 - 30 \beta_2 + 12\beta_1 - \beta_0 \quad (3.10)$$

$$\text{Coeficiente de variación-L: } \tau_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \quad (3.11)$$

Para saber cómo se conforman las regiones homogéneas se utilizan 2 límites:

Límite superior:

$$\bar{\tau}_2 + S_{\tau_2} \quad (3.12)$$

Límite inferior:

$$\bar{\tau}_2 - S_{\tau_2} \quad (3.13)$$

donde:

- S_{τ_2} : Es la desviación estándar de τ_2
- $\bar{\tau}_2$: Es la media de τ_2

A continuación, se presenta el ejemplo para la estación 30302:

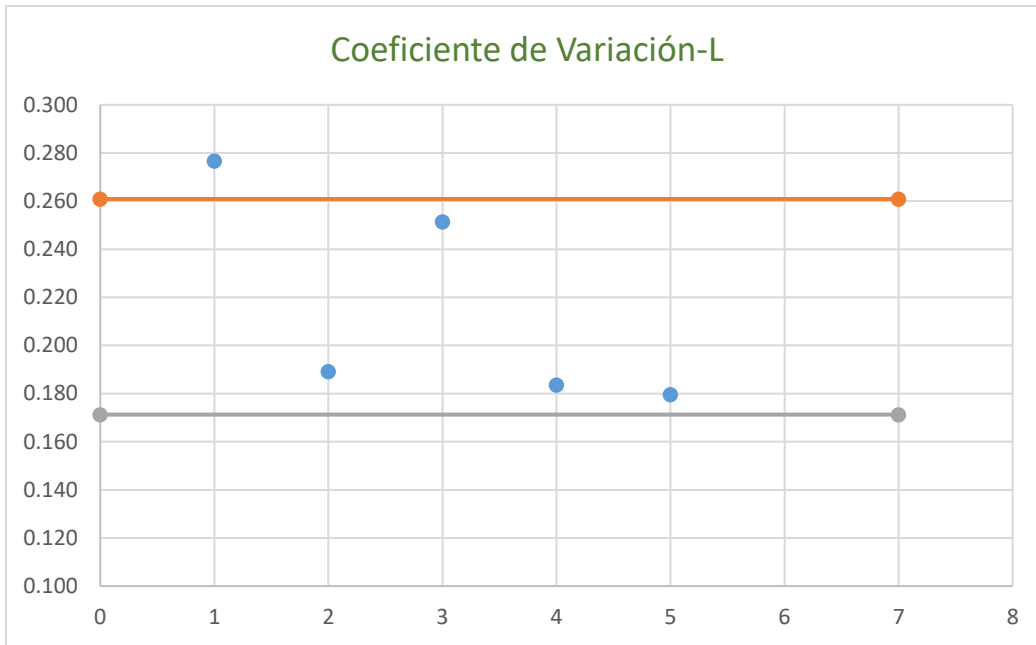
Tabla 3.3 Obtención del coeficiente de variación-L para la estación 30302

Estacion 30302				Momentos Pesados		
Año	Q(m ³ /s)	Ordenados	ln(Q)	x _i (n-i)	x _i (n-i)(n-i-1)	x _i (n-i)(n-i-1)(n-i-2)
1987	85.3	287	5.659	2870.000	25830.000	206640.000
1988	51.3	280.7	5.637	2526.300	20210.400	141472.800
1989	159.4	259.2	5.558	2073.600	14515.200	87091.200
1990	148	252.4	5.531	1766.800	10600.800	53004.000
1991	252.4	197.6	5.286	1185.600	5928.000	23712.000
1992	259.2	159.4	5.071	797.000	3188.000	9564.000
1993	280.7	155.7	5.048	622.800	1868.400	3736.800
1994	287	148	4.997	444.000	888.000	888.000
1995	89.5	89.5	4.494	179.000	179.000	0.000
1996	197.6	85.3	4.446	85.300	0.000	0.000
1997	155.7	51.3	3.938	0.000	0.000	0.000
Σ	1966.100			12550.400	83207.800	526108.800
Estadísticos			Parametros por momentos-L			
Conteo	11	11	b ₀	2.515517	β(0)	178.74
Media	178.736	5.061	b ₁	0.802853	β(1)	114.09
Desv. Est.	83.161	0.563	b ₂	0.010328	β(2)	84.05
Coef. Asim.	-0.082	-0.810	b ₃	1.432788	β(3)	66.43
Curtosis	1.600	2.813	b ₄	0.189269	λ ₁	178.736
S ₂	6915.697	0.317	b ₅	0.001308	λ ₂	49.453
Coef. Var.	0.465	0.111			λ ₃	-1.541
					λ ₄	-2.493
					τ₂	0.277
					τ ₃	-0.031
					τ ₄	-0.050

El resumen de todas las estaciones se presenta a continuación:

Tabla 3.4 Coeficientes de variación-L para todas las estaciones

τ₂	30302	0.277
	30294	0.189
	30204	0.251
	30033	0.184
	30022	0.180
	Media	0.216
	Desv. Est.	0.04481
X+S	0.2609	
X-S	0.1713	



Grafica 3.2 Coeficientes de variación-L para todas las estaciones

De acuerdo con esta técnica se definen dos regiones homogéneas. La primera conformada por las estaciones 30294, 30204, 30033, 30022; y la segunda conformada por la estación 30302. En la imagen 3.1 se observa el resultado de las 2 primeras técnicas. En color azul la técnica del parámetro β y en naranja la técnica del coeficiente de variación-L. Se puede observar que una engloba 4 estaciones y desecha una; sin embargo, la otra engloba la estación faltante junto con otras 2 en una sola región homogénea.

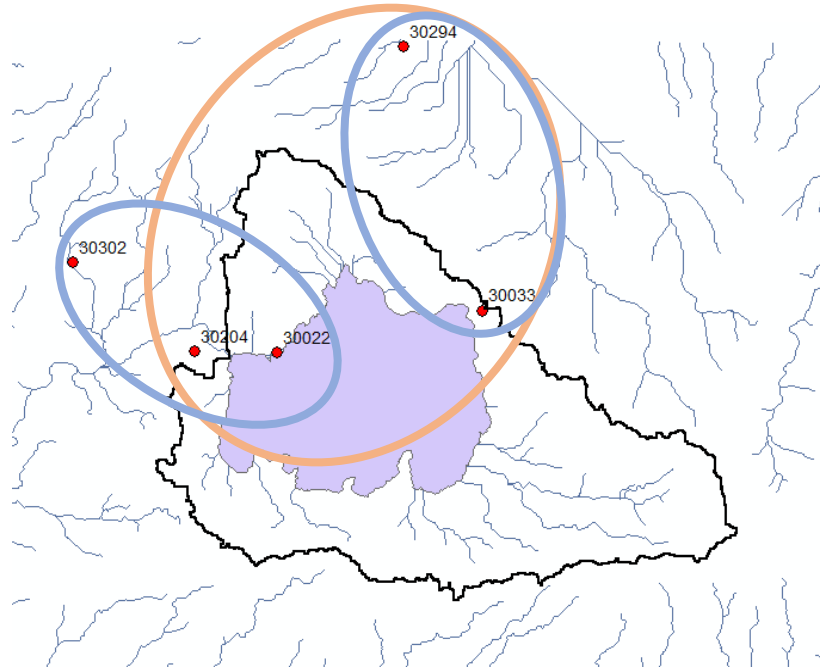


Imagen 3.1 Resultados de las dos primeras técnicas

3.3 Técnica de la región de influencia

En esta técnica cada sitio se considera el centro de su propia región. La identificación de cada región de influencia se apoya en la medición de la distancia Euclidiana en un espacio de atributos multidimensionales. El conjunto de atributos (características fisiográficas y climatológicas) se relaciona con las características de eventos extremos. También se define una función de peso que refleja la importancia relativa de cada sitio dentro de la región (Escalante-Reyes, 2002).

La distancia Euclidiana D_{jb} entre una estación cualquiera j y la estación base b , para la cual se genera la región de influencia (Escalante-Reyes, 2002), se expresa como:

$$D_{jb} = \left[\sum_{i=1}^p (C_j^i - C_b^i)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.14)$$

$$C_j^i = \frac{X_j^i}{S(X^i)} \quad (3.15)$$

$$C_b^i = \frac{X_b^i}{S(X^i)} \quad (3.16)$$

donde:

P: Número de atributos considerados

C_j^i y C_b^i : Valores estandarizados del atributo i para los sitios j y la estación base b

X_j^i : Valores del atributo i del sitio j

X_b^i : Valores del atributo i de la estación base.

(Xi) : Desviación estándar del atributo i considerando todos los sitios j y la estación base b

El proceso de estandarización elimina las unidades de cada atributo y reduce cualquier diferencia de escala dentro del rango de valores.

El grupo de atributos seleccionados es función de la información disponible en la red de estaciones. La técnica está sustentada en que el sitio de estudio es el centro de la región homogénea y se establecen los límites con la distancia mínima entre atributos respecto a otras estaciones.

Para determinar si una estación es homogénea con respecto a otra se calcula el valor medio de D_{jb} para cada estación con respecto a la estación base, aquellos valores que estén por debajo de la media se consideran como homogéneos con respecto a la estación base.

A continuación, se presentan los atributos que fueron utilizados para la técnica:

- hp_{\max} en 24 horas
- hp_{\max} mensuales (enero-diciembre)
- $hp < 1\text{mm}$
- Coordenadas geográficas (longitud, latitud, elevación)

Algunos atributos de los mencionados anteriormente se muestran en la tabla 3.5

Tabla 3.5 Atributos de las estaciones climatológicas

Estacion	hp						
	24	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio
30302	11.744	13.85	6.87	7.35	9.39	15.78	32.19
30294	12.222	39.26	20.07	18.36	23.13	27.77	55.94
30204	6.799	14.95	9.36	9.68	14.73	17.47	47.21
30033	11.198	74.63	51.02	38.09	37.55	40.24	91.02
30022	5.305	24.68	15.74	14.38	18.54	17.94	61.37
Media	9.454	33.473	20.613	17.574	20.668	23.841	57.547
S	3.171	25.162	17.779	12.232	10.702	10.305	21.722

Después se estandarizan dividiendo cada valor entre su desviación estándar, para reducir cualquier diferencia de escala:

Tabla 3.6 Atributos estandarizados

	Atributos estandarizados						
	hp						
	24	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio
30302	3.704	0.550	0.386	0.601	0.878	1.531	1.482
30294	3.855	1.560	1.129	1.501	2.161	2.695	2.575
30204	2.144	0.594	0.526	0.792	1.376	1.696	2.174
30033	3.532	2.966	2.870	3.114	3.509	3.905	4.190
30022	1.673	0.981	0.886	1.176	1.732	1.740	2.825

Finalmente se obtiene la matriz de distancias:

Tabla 3.7 Matriz de distancias

	Distancia Euclidiana				
	30302	30294	30204	30033	30022
30302	0	10.559	3.931	77.061	13.510
30294	10.559	0	8.294	31.920	7.342
30204	3.931	8.294	0	62.649	4.171
30033	77.061	31.920	62.649	0	40.562
30022	13.510	7.342	4.171	40.562	0
Media	21.012	11.623	15.809	42.438	13.117

Se seleccionaron las distancias que estaban por debajo de la media, esto para ubicar las regiones homogéneas.

De acuerdo con esta técnica se definen dos regiones homogéneas. La primera conformada por las estaciones 30302, 30294, 30204 y 30022. La segunda conformada por la estación 30033.

3.4 Selección de regiones homogéneas

Ya concluida la aplicación de las tres técnicas y tomando en cuenta como cuarto criterio la localización de las estaciones, se concluyó que todas las estaciones cumplían con ser una región homogénea ya que a pesar de que unas estaciones las descarta una técnica, otra técnica las comprende. También se puede concluir que la técnica del parámetro beta toma en cuenta el tercer momento por lo que es muy susceptible a la variación de los datos, y si además se toma en cuenta poca información nos puede arrojar un valor erróneo.

En la imagen 3.2 se observa en color verde la técnica de región de influencia.

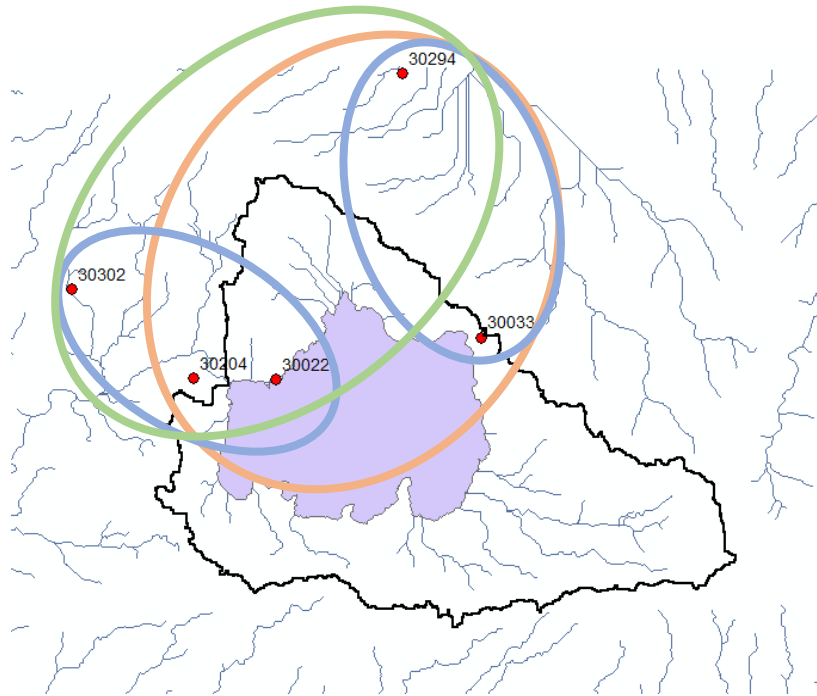


Imagen 3.2 Resultados de las tres técnicas

4. Análisis de frecuencias

4.1 Estimación de parámetros

El análisis de frecuencias de eventos extremos consiste en obtener una distribución de probabilidad que mejor describa el comportamiento de la variable aleatoria asociada a estos eventos. Estas funciones de probabilidad están definidas por el valor que toman sus parámetros. Estos parámetros pueden estimarse por diferentes técnicas las cuales cumplan con las siguientes propiedades:

- Sesgo nulo. Un estimador θ de un parámetro poblacional θ se dice que tiene un sesgo nulo cuando $E(\theta) = \theta$. De lo contrario es sesgado.

El sesgo se obtiene como $B = E(\theta) - \theta$

- Consistencia. Un estimador θ de un parámetro se dice consistente si para cualquier número positivo ε

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P(|\theta - \theta| > \varepsilon) = 0.$$

Donde n es el tamaño de la muestra.

- Eficiencia. Un estimador θ se dice el más eficiente para θ si tiene sesgo nulo y su varianza es al menos tan pequeña como cualquier otro estimador no sesgado para θ
- Suficiencia. θ es un estimador suficiente para θ , si θ emplea toda la información relevante contenida en la muestra.

A continuación, se presentan algunas de las técnicas para la estimación de parámetros más comunes en hidrología:

4.1.1 Método de momentos

El método de los momentos es un procedimiento muy sencillo para encontrar un estimador de uno o más parámetros poblacionales. Consiste básicamente en plantear un sistema de ecuaciones, cuyo tamaño depende del número de parámetros a estimar. Esto se hace al igualar los momentos poblacionales con los muestrales.

4.1.2 Momentos muestrales

Los momentos muestrales, también conocidos como estadísticos muestrales, se obtienen con las siguientes expresiones (Escalante-Reyes, 2002):

- Media

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (4.1)$$

- Varianza
 - Varianza sesgada

$$S_{sesg}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (4.2)$$

- Varianza no sesgada

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (4.3)$$

- Coeficiente de asimetría

- Sesgado

$$g_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(S_{sesg}^2)^{3/2}} \quad (4.4)$$

- No sesgado

$$g = \frac{1}{(n-1)(n-2)} * \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(S^2)^{3/2}} \quad (4.5)$$

➤ Curtosis

- Sesgado

$$k_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(S_{sesg}^2)^2} \quad (4.6)$$

- No sesgado

$$g = \frac{n^3}{(n-1)(n-2)(n-2)} * \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(S_{sesg}^2)^2} \quad (4.7)$$

➤ Desviación estándar

$$s = \sqrt{S} \quad (4.8)$$

➤ Coeficiente de variación

$$CV = \frac{S}{\bar{x}} \quad (4.9)$$

4.1.3 Momentos poblacionales

Los momentos poblacionales, pueden obtenerse con respecto a la media o con respecto al origen.

- a. Momentos poblacionales con respecto al origen:

$$M_r = \int_{-\infty}^{\infty} x^r f(x) dx \quad (4.10)$$

$$M_r = \sum_{j=0}^r \binom{r}{j} (\mu)^j M_{r-j}^{\mu} \quad (4.11)$$

$$M_0 = M_0^{\mu} = 1 \quad (4.12)$$

Además:

$$1. M_1 = M_0\mu + \mu M_0 = \mu \quad (4.13)$$

$$2. M_2 = M_2\mu + \mu^2 \quad (4.14)$$

$$3. M_3 = M_3\mu + 3\mu M_2 + \mu^3 \quad (4.15)$$

$$4. M_4 = M_4\mu + 4\mu M_3 + 6\mu^2 M_2 + \mu^4 \quad (4.16)$$

b. Momentos poblacionales con respecto a la media:

$$M_r^{\mu} = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^r f(x) dx \quad (4.17)$$

$$M_r^{\mu} = \sum_{j=0}^r (-1)^j \binom{r}{j} (\mu)^j M_{r-j}^{\mu} \quad (4.18)$$

$$M_0^{\mu} = 1 \quad (4.19)$$

Además:

$$1. M_1^{\mu} = 0 \quad (4.20)$$

$$2. M_2^{\mu} = M_2 - \mu^2 \quad (4.21)$$

$$3. M_3^{\mu} = M_3 - 3\mu M_2 + 2\mu^3 \quad (4.22)$$

$$4. M_4^{\mu} = M_4 - 4\mu M_3 + 6\mu^2 M_2 - 3\mu^4 \quad (4.23)$$

4.1.4 Método de Máxima Verosimilitud

Sea una función de densidad $f(x; a_1, a_2, \dots, a_m)$ una función de densidad de probabilidad x con parámetros $a_i, i= 1, 2, \dots, m$. Si existe una muestra aleatoria x_1, x_2, \dots, x_n de esta función de densidad. Entonces, su función de densidad conjunta es $f(x_1, x_2, \dots, x_n ; a_1, a_2, \dots, a_m)$. Debido a que la muestra es aleatoria, la función de densidad conjunta se puede escribir como (Escalante-Reyes, 2002):

$$f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n; a_1, a_2, a, \dots, a_m) = \prod_{i=1}^n f(x_i; a_1, a_2, a, \dots, a_m) \quad (4.24)$$

Interpretado en forma conceptual, la probabilidad de obtener un valor dado de x , digamos x_1 es proporcional a $f(x; a_1, a_2, \dots, a_m)$. Por otro lado, la probabilidad de obtener la muestra aleatoria x_1, x_2, \dots, x_n a partir de la población de x es proporcional al producto de sus densidades de probabilidad individual. Esta función conjunta es llamada la función de verosimilitud L .

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i; a_1, a_2, a, \dots, a_m) \quad (4.25)$$

Los parámetros $a_i, i= 1, 2, \dots, m$ son desconocidos.

El método de máxima verosimilitud estima los parámetros que hacen máxima a L , esto es, la verosimilitud de que la muestra bajo consideración es la única que puede obtenerse al seleccionar n observaciones aleatorias a partir de $f(x; a_1, a_2, \dots, a_m)$. Los valores de los parámetros obtenidos se conocen como los estimadores por máxima verosimilitud. Debido a que con $\ln L$ se alcanza también su máximo para valores específicos de $a_i, i= 1, 2, \dots, m$ como lo hace L , entonces, la función de máxima verosimilitud se puede expresar como:

$$\ln L = \ln \prod_{i=1}^n f(x_i; a_1, a_2, a, \dots, a_m) \quad (4.26)$$

El procedimiento para estimar los parámetros o la determinación del punto donde la función alcanza su máximo, implica la diferenciación de L o de $\ln(L)$ parcialmente con respecto a cada parámetro e igualando a cero. Por lo que se generan m ecuaciones con m incógnitas pueden resolverse para los m parámetros desconocidos.

$$\begin{aligned} \frac{\delta L(a_1, a_2, a, \dots, a_m)}{\delta a_1} &= 0 \\ \frac{\delta L(a_1, a_2, a, \dots, a_m)}{\delta a_2} &= 0 \\ &\vdots \\ \frac{\delta L(a_1, a_2, a, \dots, a_m)}{\delta a_m} &= 0 \end{aligned} \quad (4.27)$$

4.2 Teoría Distribucional

Para determinar la probabilidad de ocurrencia de eventos de diseño, se debe llevar a cabo un análisis estadístico de los gastos históricos que se han registrado en la zona de estudio. Este análisis se realiza con el fin de encontrar la mejor distribución que se ajuste a los registros históricos y reducir así la incertidumbre en la estimación de los eventos de diseño.

La distribución de probabilidad de una variable aleatoria continua X está caracterizada por una función, llamada función de densidad o probabilidad. Esta función no es la misma que para el caso discreto. Dado que existe que la probabilidad de que X tome el valor específico x es cero, esta función determina la probabilidad de un intervalo.

A continuación, se presentan algunas distribuciones de probabilidad para la estimación de parámetros más comunes en hidrología:

4.2.1 Distribución Normal

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (4.28)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad -\infty < x < \infty \quad (4.29)$$

Donde

- μ Parámetro de ubicación
- σ Parámetro de escala

Estimadores por momentos

$$\hat{\mu} = \bar{x} \quad (4.30)$$

$$\hat{\sigma}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad (4.31)$$

Estimadores por momentos-L

$$\mu = \lambda \quad (4.32)$$

$$\sigma = 1.772\lambda_2 \quad (4.33)$$

Los eventos de diseño se obtienen con:

$$\hat{X}_T = \hat{\mu} + \hat{\sigma}U_T \quad (4.34)$$

Donde:

$$U_T = V - \frac{b_0 + b_1V + b_2V^2}{1 + b_3V + b_4V^2 + b_5V^3} \quad (4.35)$$

$b_0=2.515517, b_1=0.802853, b_2=0.010328, b_3=1.432788, b_4=0.189269, b_5=0.001308$

$$V = \sqrt{\ln \left\{ \frac{1}{\left(\frac{1}{T}\right)^2} \right\}} \quad (4.36)$$

Para $0 < F(x) \leq 0,5$

$$F(x) = \frac{1}{T} \quad (4.37)$$

Para $0,5 < F(x) \leq 1,0$

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (4.38)$$

Y se cambia el signo de U_T

4.2.2 Gamma de 2 parámetros

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^{\beta} \Gamma(\beta)} \quad (4.39)$$

$$f(x) = \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^{\beta} \Gamma(\beta)} \quad 0 \leq x < \infty \quad (4.40)$$

$$\text{Si } \alpha > 0 \rightarrow \gamma > 0$$

Donde:

α Parámetro de escala

β Parámetro de forma

$\Gamma(\beta)$ Función Gamma

Estimadores por momentos

$$\hat{\alpha} = \frac{S^2}{\bar{x}} \quad (4.41)$$

$$\hat{\beta} = \left(\frac{\bar{x}}{S}\right)^2 \quad (4.42)$$

Estimadores por máxima verosimilitud

$$\hat{\alpha} = \frac{\bar{x}}{\hat{\beta}} \quad (4.43)$$

$$\hat{\beta} = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{4}{3}C}}{4C} \quad (4.44)$$

$$C = \ln\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i\right) - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) = \ln(\bar{x}) - \hat{\gamma} \quad (4.45)$$

Estimadores por momentos-L

$$\tau_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \quad (4.46)$$

Para $0 \leq \tau_2 \leq 0.5$

$$\beta = \frac{1.0308z}{z - 0.05812z^2 + 0.01765z^3} \quad (4.47)$$

$$z = \pi\tau_2^2 \quad (4.48)$$

Para $0.5 \leq \tau_2$

$$\beta = \frac{0.7213z - 0.5947z^2}{1 - 2.1817z + 1.2113z^2} \quad (4.49)$$

$$z = 1 - \tau_2^2 \quad (4.50)$$

Los eventos de diseño se obtienen con:

$$\hat{X}_T = \hat{\alpha}\hat{\beta} \left\{ 1 - \frac{1}{9\hat{\beta}} + U_T \sqrt{\frac{1}{9\hat{\beta}}} \right\}^3 \quad (4.51)$$

4.2.3 Distribución Gumbel

$$F(x) = e^{-e^{-\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]}} \quad (4.52)$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]} e^{-e^{-\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]}} \quad \begin{array}{l} 0 \leq x < \infty \\ \alpha > 0 \end{array} \quad (4.53)$$

Donde:

v Parámetro de ubicación

α Parámetro de escala

Estimadores por momentos

$$\hat{v} = \bar{x} - 0.45 S \quad (4.54)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad (4.55)$$

Estimadores por máxima verosimilitud

La variable reducida Gumbel es:

$$y_i = \frac{x_i - v}{\alpha} \quad (4.56)$$

Considerando la variable reducida Gumbel se tiene el siguiente proceso iterativo:

$$P = n - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (4.57)$$

$$R = n - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i e^{-y_i} \quad (4.58)$$

El criterio de convergencia es:

$$\frac{P}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad y \quad \frac{-R}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad (4.59)$$

Incrementos:

$$\delta_{v_j} = (1.11P_j - 0.26R_j) \frac{\alpha_i}{n} \quad (4.60)$$

$$\delta_{\alpha_j} = (0.26P_j - 0.61R_j) \frac{\alpha_i}{n} \quad (4.61)$$

Nuevos valores:

$$\hat{v}_{j+1} = \hat{v}_j + \delta_{vj} \quad (4.62)$$

$$\hat{\alpha}_{j+1} = \hat{\alpha}_j + \delta_{\alpha j} \quad (4.63)$$

Los eventos de diseño se obtienen con:

$$\hat{X}_T = \hat{\mu} + \hat{\alpha} \ln \left\{ -\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right\} \quad (4.64)$$

Donde:

T = Periodo de retorno

4.3 Resultados

Una vez ajustada cada distribución de probabilidad para cada estación, se elige la que tenga el menor Error Estándar de Ajuste (EEA), tomando en cuenta que si se obtenían lluvias negativas se descartaba esa función. Posteriormente se extrapolan los datos para diferentes periodos de retorno para cada estación, como se muestra en la tabla 4.1:

Tabla 4.1 Datos extrapolados con diferentes funciones de probabilidad

Estaciones Catemaco					
	30022	30033	30204	30294	30302
	Gamma 3P por momentos	Gamma 2P Max. Ver.	Gamma 3P por momentos	Gamma 2P Max. Ver.	Gamma de 3P Max. Ver.
Tr	EEA = 14.69	EEA = 6.95	EEA = 7.74	EEA = 10.77	EEA = 8.06
2	155.62	253.50	156.79	213.27	144.04
5	231.89	316.05	212.70	279.02	209.17
10	283.32	352.54	244.24	318.26	251.04
20	332.39	384.69	271.50	353.30	289.99
50	395.30	423.14	303.52	395.69	338.84
100	442.00	450.14	325.67	425.75	374.51
200	488.26	475.84	346.52	454.56	409.41
500	549.01	508.26	372.53	491.18	454.71
1000	594.80	531.86	391.27	518.00	488.52
2000	640.53	554.80	409.35	544.21	522.02
5000	701.00	584.31	432.40	578.09	565.96
10000	746.80	606.09	449.29	603.23	599.00
	α	α	α	α	α
	55.277	18.905	11.677	24.102	37.822
	β	β	β	β	β
	2.250	13.740	29.672	9.178	3.525
	X_0		X_0		X_0
	48.753		-185.807		22.951

5. Técnica regional

El análisis regional suministra datos más exactos que un análisis puntual, ya que toma en cuenta los datos de las estaciones climatológicas vecinas para estimar lluvias de diseño más confiables. Sin embargo, es necesario contar con información extensa (más de 30 años de registro) en cada estación para tener una buena estimación.

Las técnicas regionales también son usadas para inferir eventos para ciertos periodos de retorno en sitios con escasa o nula información, a través del empleo de las características fisiográficas y climatológicas de la cuenca en el sitio de estudio y/o sus cuencas vecinas.

5.1 Técnica Estaciones-Año

Este método considera el tratamiento de una sola muestra de datos conformada por un registro estandarizado de eventos, el cual una vez que se construye se ajusta a un conjunto de distribuciones de probabilidad. Esta técnica regional a diferencia de otras no requiere que las muestras tengan una longitud de registro común. Con referencia al tamaño de muestra aceptable en cada muestra participante en el análisis, se recomienda que al menos sea de 10 años.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Para cada serie j se genera una muestra modulada de la forma:

$$q_i^j = \frac{Q_i^j}{\bar{Q}^j} \quad (5.1)$$

2. Se forma el registro llamado "estaciones-año" de tamaño igual al número de datos de todas las estaciones en la muestra con todos los eventos modulados q_i^j
3. El registro se ordena de mayor a menor y se le asigna un periodo de retorno y una probabilidad de no excedencia.

$$T = \frac{n_T + 1}{m} \quad (5.2)$$

$$P(X \leq x) = P = 1 - \frac{1}{T} \quad (5.3)$$

donde:

T: Periodo de retorno (años)

n_t : Tamaño de muestra de registro estaciones-años

m: Número de orden del registro, desde $m= 1, 2, 3, \dots, n_T$

P: Probabilidad de no excedencia

4. Al registro formado en el punto 3 se le ajustan diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos, y se selecciona aquella que proporcione el mínimo error estándar de ajuste.
5. Una vez obtenida la distribución de mejor ajuste, es posible estimar los eventos regionales para diferentes periodos de retorno, los cuales serían válidos para cualquier punto dentro de la zona analizada.

$$(q)_T^R = \left(\frac{Q}{\bar{Q}} \right)_R^T \quad (5.4)$$

6. Para estimar los gastos de diseño solo basta con multiplicar la ecuación regional por la media de cada estación.

En el caso de que tuviéramos que calcular un gasto en un sitio no aforado se tiene que construir una gráfica donde intervenga la mejor característica fisiográfica de las estaciones homogéneas y su respectiva media. Después se debe de ajustar una línea de tendencia para obtener su ecuación y sustituir la característica fisiográfica del sitio en estudio, y así obtener una media aproximada. Esta se multiplicará por la ecuación regional encontrando así sus gastos de diseño regionales.

Al ajustar diferentes distribuciones de probabilidad a nuestro registro extendido, se observó que la distribución con menor error estándar de ajuste fue la de Gamma de 2 parámetros por Máxima Verosimilitud. Extrapolando sus gastos y obteniendo la ecuación regional se obtuvieron los gastos de diseño para las 5 estaciones multiplicando la media de cada estación por nuestra ecuación regional. Los resultados se muestran en la tabla 5.1

Tabla 5.1 Precipitaciones regionalizadas con Gamma de 2P por Máxima Verosimilitud para diferentes periodos de retorno

		Regionalización con Gamma 2P Max. Ver.				
Ecuación Regional		30302	30294	30204	30033	30022
2	0.95	148.22	209.83	152.41	246.40	164.25
5	1.31	204.41	289.38	210.18	339.80	226.51
10	1.53	238.78	338.02	245.51	396.92	264.59
20	1.73	269.89	382.07	277.50	448.64	299.07
50	1.97	308.00	436.02	316.69	511.99	341.30
100	2.15	335.30	474.66	344.76	557.37	371.55
200	2.31	361.65	511.97	371.85	601.17	400.75
500	2.53	395.39	559.73	406.54	657.26	438.13
1000	2.69	420.26	594.94	432.12	698.61	465.69
2000	2.85	444.69	629.53	457.24	739.22	492.77
5000	3.05	476.43	674.46	489.87	791.98	527.94
10000	3.20	500.10	707.96	514.21	831.32	554.16
Media		156.2575	221.205	160.665217	259.74918	173.15

Tomando en cuenta que en México las mejores distribuciones que se ajustan a los datos máximos de lluvias son Gumbel y Doble Gumbel, se hizo el análisis y la extrapolación para diferentes periodos de retorno con esas funciones, resultando la función Gumbel como la mejor para el sitio en estudio; los resultados se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Precipitaciones regionalizadas con Gumbel por momentos para diferentes periodos de retorno

		Regionalización con Gumbel por momentos				
Ecuación Regional		30302	30294	30204	30033	30022
2	0.94	146.88	207.93	151.03	244.16	162.76
5	1.29	201.57	285.35	207.26	335.08	223.36
10	1.52	237.51	336.23	244.21	394.82	263.19
20	1.74	271.89	384.90	279.56	451.96	301.28
50	2.03	317.20	449.05	326.15	527.29	351.49
100	2.25	351.58	497.71	361.50	584.44	389.59
200	2.46	384.39	544.16	395.24	638.98	425.95
500	2.75	429.71	608.31	441.83	714.31	476.16
1000	2.96	462.52	654.77	475.57	768.86	512.52
2000	3.17	495.34	701.22	509.31	823.40	548.89
5000	3.46	540.65	765.37	555.90	898.73	599.10
10000	3.67	573.47	811.82	589.64	953.28	635.46
Media		156.26	221.21	160.67	259.75	173.15

Se utilizarán las dos estimaciones para calcular posteriormente los hidrogramas de entrada y el cambio en el nivel de la laguna.

6. Curvas i-d-T

La lluvia es definida por tres variables: magnitud, duración y frecuencia. La magnitud de la lluvia es la lámina total ocurrida en la duración de la tormenta. La frecuencia de la lluvia, es expresada por su periodo de retorno o intervalo de recurrencia, que es el tiempo promedio en años en el cual un evento puede ser igualado o excedido al menos una vez.

Se tienen diferentes metodologías para determinar las curvas i-d-t dependiendo del instrumento utilizado para medir la precipitación, en el presente trabajo solo se realizó con registros pluviométricos ya que se contaba con escasa información de registros pluviográficos.

En general los registros de lluvia de cortas duraciones (del orden de una hora) son bastante escasos. Sin embargo, los registros de lluvias máximas diarias tienen una longitud de registro aceptable, por lo cual, la lluvia de duración de una hora y periodo de retorno de 2 años podrá ser evaluada con una relación o cociente a la de 24 horas con igual periodo de retorno (Campos Aranda, 1998).

Chen, 1983, realizó estudios sobre las precipitaciones para diferentes períodos de retorno apoyado en los estudios generados por USBW en el Paper No. 40 (TP 40), y obtuvo una fórmula generalizada de intensidad-duración-periodo de retorno para cualquier localidad en los Estados Unidos. De acuerdo con el estudio de Chen, se requiere obtener la altura de lluvia para un período de retorno de 10 años tanto para 1 hora (P_1^{10}) como para 24 horas (P_{24}^{10}), y para un período de retorno de 100 años, la altura de lluvia para 1 hora (P_1^{100}). Con estos datos se obtienen los cocientes "R" = (P_1^T / P_{24}^T) para cualquier período de retorno "T" y "x" = (P_t^{100} / P_t^{10}), para cualquier duración "t".

Además, encontró que el cociente R que relaciona la altura de lluvia de 1h con la de 1 día varía entre un 10% - 60% con la ubicación geográfica y que probablemente es independiente del período de retorno; que la razón de altura de lluvia con la frecuencia parece ser independiente de la duración y varía entre los rangos de 1.33-1.63. Estas relaciones fueron utilizadas para la construcción de la ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** con la cual se puede calcular la precipitación para cualquier duración y período de retorno.

$$P_t^T = \frac{aP_1^{10} \log(10^{2-x} T^{x-1})}{(t+b)^c} \left(\frac{t}{60} \right) \quad (6.1)$$

Válida para $T \geq 1$ año y $5 \text{ min} \leq t \leq 24 \text{ h}$.

Donde: P_t^T es la altura de precipitación en milímetros para una duración t en minutos y un periodo de retorno T en años; a, b y c son parámetros de la tormenta que se

determinan según el factor de la relación $R = P_1^T / P_{24}^T$; t es la duración en minutos; $x = P_1^{100} / P_1^{10}$.

Baeza, 2007, toma en cuenta que en México existe información pluviométrica suficiente para estimar las precipitaciones asociadas a una duración de 24h y cualquier periodo de retorno con mayor precisión que la que se obtiene usando la relación $x = P_t^{100} / P_t^{10}$ que propone Chen.

Se concentra entonces en el análisis, para la república mexicana, del factor $R = P_1^T / P_{24}^T$, al que denomina "factor de convectividad", que, por el contrario, es difícil de estimar con buena precisión dada la escases de datos pluviográficos disponibles en México.

Para ello utiliza la información original recopilada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 1990) así como datos consignados en boletines de la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos (notablemente los boletines de la Comisión del Papaloapan), pero la maneja regionalmente utilizando el concepto de "convectividad" al considerar la conformación topográfica del entorno de cada estación y su relación con los fenómenos meteorológicos predominantes en cada zona. De acuerdo con los resultados obtenidos en las diferentes estaciones analizadas Baeza dividió la república en 3 regiones (ver Figura 6.1), dependiendo de la región en que se encuentre el sitio o la cuenca que se desea estudiar se recomienda usar los valores del factor R, mostrados en la figura.

Una vez definido el valor de R que corresponda al sitio de estudio, los valores correspondientes a cualquier duración menor que 24 horas se obtienen mediante la Tabla que los relaciona con los de 1h.

Para hacer el cálculo, se tiene que multiplicar el factor R de Baeza por el valor K obtenido en la Tabla 6.1 y por la h_p máxima de 24 horas obtenida en el capítulo 5. Por ejemplo, si queremos obtener una lluvia de 5 horas para nuestro sitio en estudio y con un periodo de retorno de 100 años, hacemos lo siguiente:

$$h_{p_{5h}}^{T=100} = R * K * h_{p_{24h}}^{T=100} \quad (6.2)$$

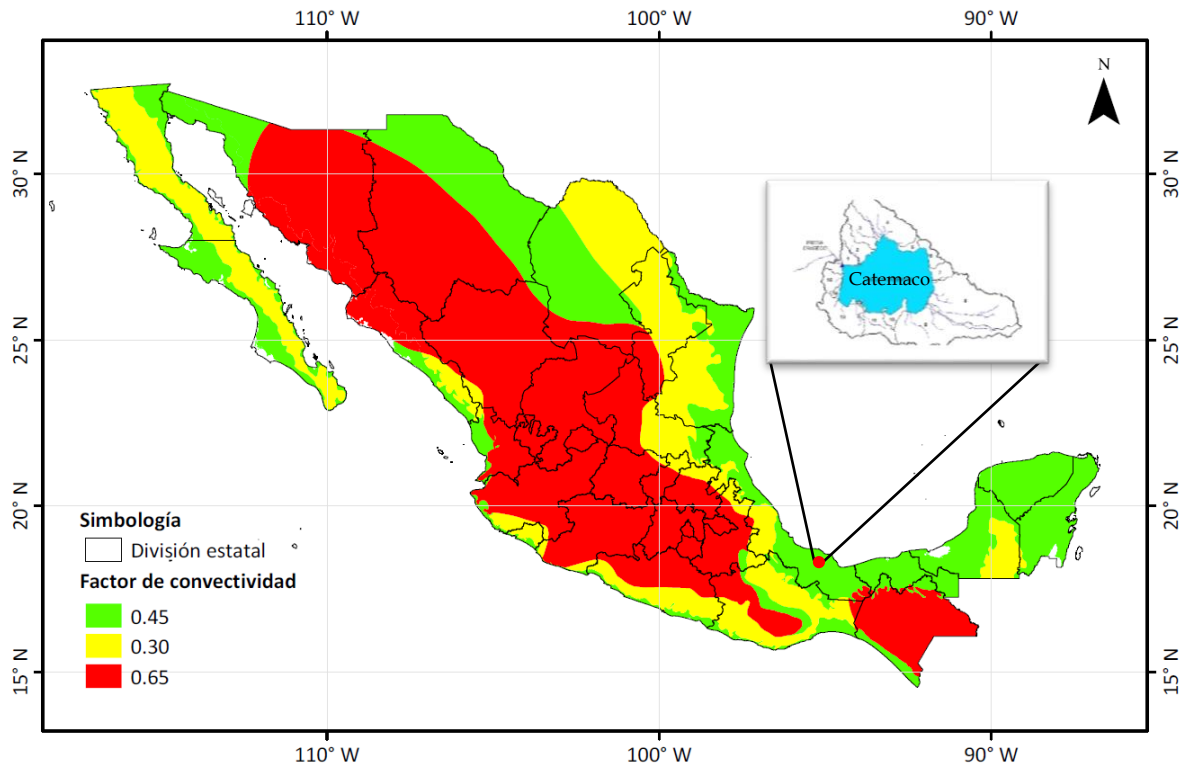


Figura 6.1 Mapa de factores de convectividad (Baeza, 2007)

Tabla 6.1 Relación $K = P_d^T/P_1^T$ modificada en función de R y la duración d.

d [min]	d [hrs]	$R = P_1^T / P_{24}^T$ K en función de d y el factor de convectividad							
		R=0.10	R=0.20	R=0.30	R=0.40	R=0.45	R=0.50	R=0.60	R=0.65
10	0.17	0.293	0.39	0.432	0.454	0.462	0.469	0.481	0.487
15	0.25	0.38	0.485	0.536	0.565	0.575	0.584	0.6	0.608
30	0.5	0.612	0.699	0.745	0.773	0.783	0.793	0.809	0.816
60	1	1	1	1	1	1	1	1	1
90	1.5	1.333	1.233	1.19	1.168	1.161	1.155	1.146	1.142
120	2	1.646	1.424	1.317	1.25	1.225	1.203	1.166	1.151
150	2.5	1.934	1.595	1.435	1.337	1.3	1.268	1.215	1.193
180	3	2.207	1.75	1.538	1.41	1.363	1.322	1.254	1.226
210	3.5	2.468	1.892	1.631	1.475	1.417	1.367	1.286	1.253
240	4	2.719	2.024	1.715	1.532	1.465	1.407	1.314	1.275
270	4.5	2.961	2.148	1.793	1.584	1.508	1.443	1.337	1.294
300	5	3.196	2.266	1.865	1.631	1.547	1.475	1.358	1.311
330	5.5	3.425	2.378	1.933	1.675	1.583	1.504	1.377	1.326
360	6	3.649	2.485	1.997	1.716	1.616	1.531	1.395	1.339
390	6.5	3.867	2.587	2.057	1.755	1.647	1.556	1.41	1.351
420	7	4.081	2.686	2.115	1.791	1.676	1.579	1.425	1.362
450	7.5	4.291	2.781	2.17	1.825	1.704	1.601	1.438	1.373
480	8	4.497	2.874	2.223	1.858	1.73	1.621	1.451	1.382
510	8.5	4.7	2.963	2.273	1.889	1.754	1.641	1.463	1.391
540	9	4.899	3.05	2.322	1.919	1.778	1.659	1.474	1.399
570	9.5	5.096	3.134	2.369	1.947	1.8	1.677	1.484	1.407
600	10	5.289	3.216	2.414	1.975	1.822	1.694	1.494	1.415
630	10.5	5.48	3.297	2.458	2.001	1.842	1.71	1.504	1.422
660	11	5.669	3.375	2.501	2.026	1.862	1.725	1.513	1.429
690	11.5	5.855	3.452	2.542	2.051	1.881	1.74	1.522	1.435
720	12	6.039	3.527	2.582	2.074	1.9	1.754	1.53	1.441
750	12.5	6.221	3.6	2.622	2.097	1.918	1.768	1.538	1.447
780	13	6.401	3.672	2.66	2.12	1.935	1.781	1.545	1.452
810	13.5	6.58	3.743	2.697	2.141	1.952	1.794	1.553	1.458
840	14	6.756	3.812	2.734	2.162	1.968	1.807	1.56	1.463
870	14.5	6.931	3.88	2.769	2.183	1.984	1.819	1.567	1.468
900	15	7.104	3.947	2.804	2.203	1.999	1.831	1.573	1.473
930	15.5	7.275	4.013	2.838	2.222	2.014	1.842	1.58	1.477
960	16	7.445	4.078	2.872	2.241	2.029	1.853	1.586	1.482
990	16.5	7.614	4.142	2.904	2.26	2.043	1.864	1.592	1.486
1020	17	7.781	4.205	2.936	2.278	2.057	1.875	1.598	1.49
1050	17.5	7.947	4.266	2.968	2.296	2.07	1.885	1.604	1.495
1080	18	8.112	4.328	2.999	2.313	2.084	1.895	1.609	1.499
1110	18.5	8.275	4.388	3.029	2.33	2.096	1.905	1.615	1.502
1140	19	8.437	4.447	3.059	2.347	2.109	1.914	1.62	1.506
1170	19.5	8.598	4.506	3.088	2.363	2.122	1.924	1.625	1.51
1200	20	8.758	4.564	3.117	2.379	2.134	1.933	1.63	1.513
1230	20.5	8.917	4.621	3.146	2.395	2.146	1.942	1.635	1.517
1260	21	9.075	4.678	3.174	2.411	2.157	1.951	1.64	1.52
1290	21.5	9.232	4.734	3.201	2.426	2.169	1.959	1.645	1.524
1320	22	9.388	4.789	3.228	2.441	2.18	1.968	1.649	1.527
1350	22.5	9.542	4.843	3.255	2.455	2.191	1.976	1.654	1.53
1380	23	9.696	4.897	3.282	2.47	2.202	1.984	1.658	1.533
1410	23.5	9.849	4.951	3.308	2.484	2.213	1.992	1.662	1.536
1440	24	10.001	5.004	3.333	2.498	2.223	2	1.667	1.539

Con base en los valores obtenidos por Baeza (Figura 6.1), se calcularon las precipitaciones con duraciones menores a un día para un valor de R=0.3, ya que al

calcular para un valor de $R=0.45$ el hietograma final tenía un pico muy pronunciado y se trató de suavizar el hidrograma lo más posible.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos (Tabla 6.2 y 6.3).

Tabla 6.2 Precipitaciones con duraciones menores a una hora, con Gamma de 2P por Max. Ver., para un periodo de retorno de 10,000 años

		Regionalización con Gamma 2P Max. Ver.				
d [min]	d [hrs]	30302	30294	30204	30033	30022
10	0.17	64.81	91.75	66.64	107.74	71.82
15	0.25	80.42	113.84	82.68	133.68	89.11
30	0.5	111.77	158.23	114.92	185.80	123.86
60	1	150.03	212.39	154.26	249.40	166.25
90	1.5	178.54	252.74	183.57	296.78	197.84
120	2	197.59	279.72	203.16	328.45	218.95
150	2.5	215.29	304.78	221.37	357.88	238.57
180	3	230.75	326.65	237.25	383.57	255.69
210	3.5	244.70	346.41	251.60	406.77	271.15
240	4	257.30	364.25	264.56	427.71	285.12
270	4.5	269.00	380.81	276.59	447.17	298.08
300	5	279.80	396.10	287.70	465.12	310.05
330	5.5	290.01	410.55	298.19	482.08	321.36
360	6	299.61	424.14	308.06	498.04	332.00
390	6.5	308.61	436.88	317.32	513.01	341.97
420	7	317.31	449.20	326.26	527.47	351.62
450	7.5	325.56	460.88	334.75	541.19	360.76
480	8	333.52	472.14	342.92	554.41	369.57
510	8.5	341.02	482.76	350.64	566.88	377.88
540	9	348.37	493.17	358.20	579.10	386.03
570	9.5	355.42	503.15	365.45	590.82	393.84
600	10	362.17	512.71	372.39	602.04	401.32
630	10.5	368.77	522.05	379.17	613.02	408.64
660	11	375.22	531.18	385.81	623.74	415.79
690	11.5	381.37	539.89	392.13	633.97	422.60
720	12	387.38	548.39	398.30	643.94	429.25
750	12.5	393.38	556.88	404.47	653.92	435.90
780	13	399.08	564.95	410.34	663.39	442.22
810	13.5	404.63	572.81	416.04	672.62	448.37
840	14	410.18	580.67	421.75	681.85	454.52
870	14.5	415.43	588.10	427.15	690.58	460.34
900	15	420.68	595.54	432.55	699.31	466.16
930	15.5	425.78	602.76	437.79	707.79	471.81
960	16	430.88	609.98	443.04	716.27	477.47
990	16.5	435.69	616.78	447.98	724.25	482.79
1020	17	440.49	623.57	452.91	732.23	488.11
1050	17.5	445.29	630.37	457.85	740.21	493.43
1080	18	449.94	636.95	462.63	747.94	498.58
1110	18.5	454.44	643.32	467.26	755.42	503.57
1140	19	458.94	649.70	471.89	762.90	508.55
1170	19.5	463.29	655.86	476.36	770.14	513.38
1200	20	467.64	662.01	480.83	777.37	518.20
1230	20.5	471.99	668.17	485.31	784.60	523.02
1260	21	476.19	674.12	489.63	791.58	527.67
1290	21.5	480.24	679.86	493.79	798.32	532.16
1320	22	484.30	685.59	497.96	805.05	536.65
1350	22.5	488.35	691.32	502.12	811.78	541.14
1380	23	492.40	697.06	506.29	818.52	545.63
1410	23.5	496.30	702.58	510.30	825.00	549.95
1440	24	500.05	707.89	514.15	831.24	554.11

Tabla 6.3 Precipitaciones con duraciones menores a una hora, con Gumbel por momentos, para un periodo de retorno de 10,000 años

		Regionalización con Gumbel por momentos				
d [min]	d [hrs]	30302	30294	30204	30033	30022
10	0.17	74.32	105.21	76.42	123.55	82.36
15	0.25	92.21	130.54	94.81	153.29	102.18
30	0.5	128.17	181.44	131.78	213.06	142.03
60	1	172.04	243.55	176.89	285.98	190.64
90	1.5	204.73	289.82	210.50	340.32	226.86
120	2	226.58	320.75	232.97	376.64	251.07
150	2.5	246.88	349.49	253.84	410.39	273.57
180	3	264.60	374.57	272.06	439.84	293.20
210	3.5	280.60	397.22	288.51	466.44	310.93
240	4	295.05	417.68	303.37	490.46	326.94
270	4.5	308.47	436.68	317.17	512.77	341.81
300	5	320.85	454.21	329.90	533.36	355.54
330	5.5	332.55	470.78	341.93	552.81	368.50
360	6	343.56	486.36	353.25	571.11	380.70
390	6.5	353.89	500.98	363.87	588.27	392.14
420	7	363.86	515.10	374.13	604.86	403.20
450	7.5	373.33	528.50	383.86	620.58	413.68
480	8	382.44	541.40	393.23	635.74	423.79
510	8.5	391.05	553.58	402.08	650.04	433.32
540	9	399.48	565.52	410.74	664.05	442.66
570	9.5	407.56	576.96	419.06	677.50	451.62
600	10	415.30	587.92	427.02	690.37	460.20
630	10.5	422.87	598.64	434.80	702.95	468.59
660	11	430.27	609.11	442.41	715.25	476.79
690	11.5	437.32	619.10	449.66	726.97	484.60
720	12	444.21	628.84	456.74	738.41	492.23
750	12.5	451.09	638.58	463.81	749.85	499.85
780	13	457.63	647.83	470.53	760.72	507.10
810	13.5	463.99	656.85	477.08	771.30	514.15
840	14	470.36	665.86	483.62	781.88	521.20
870	14.5	476.38	674.38	489.82	791.89	527.88
900	15	482.40	682.90	496.01	801.90	534.55
930	15.5	488.25	691.19	502.02	811.62	541.03
960	16	494.10	699.47	508.03	821.35	547.51
990	16.5	499.60	707.26	513.70	830.50	553.61
1020	17	505.11	715.05	519.36	839.65	559.71
1050	17.5	510.61	722.85	525.02	848.80	565.81
1080	18	515.95	730.40	530.50	857.67	571.72
1110	18.5	521.11	737.70	535.81	866.25	577.44
1140	19	526.27	745.01	541.11	874.82	583.16
1170	19.5	531.26	752.07	546.24	883.12	588.69
1200	20	536.25	759.14	551.37	891.41	594.22
1230	20.5	541.24	766.20	556.50	899.71	599.75
1260	21	546.05	773.02	561.46	907.71	605.09
1290	21.5	550.70	779.59	566.23	915.43	610.23
1320	22	555.34	786.17	571.01	923.16	615.38
1350	22.5	559.99	792.74	575.78	930.88	620.53
1380	23	564.63	799.32	580.56	938.60	625.67
1410	23.5	569.11	805.65	585.16	946.03	630.63
1440	24	573.41	811.74	589.58	953.18	635.40

Las gráficas hp-d-T correspondientes a cada estación, se muestran en las siguientes figuras:

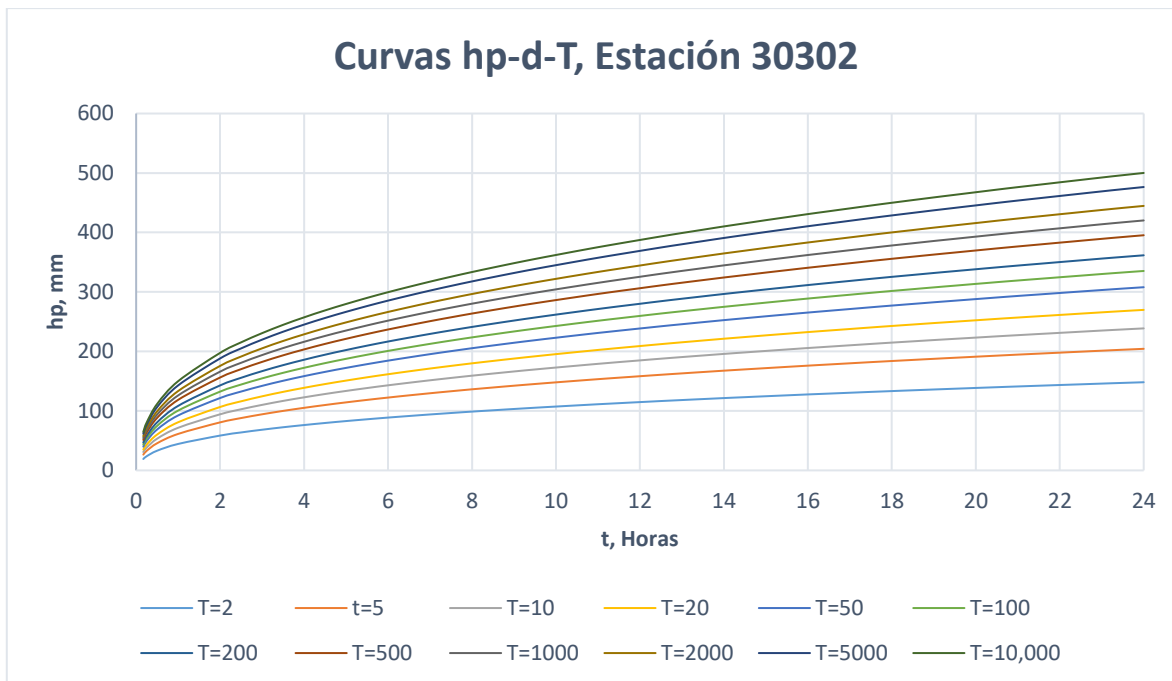


Figura 6.1 Curvas hp-d-T, estación 30302. Gamma de 2P por Max. Ver.

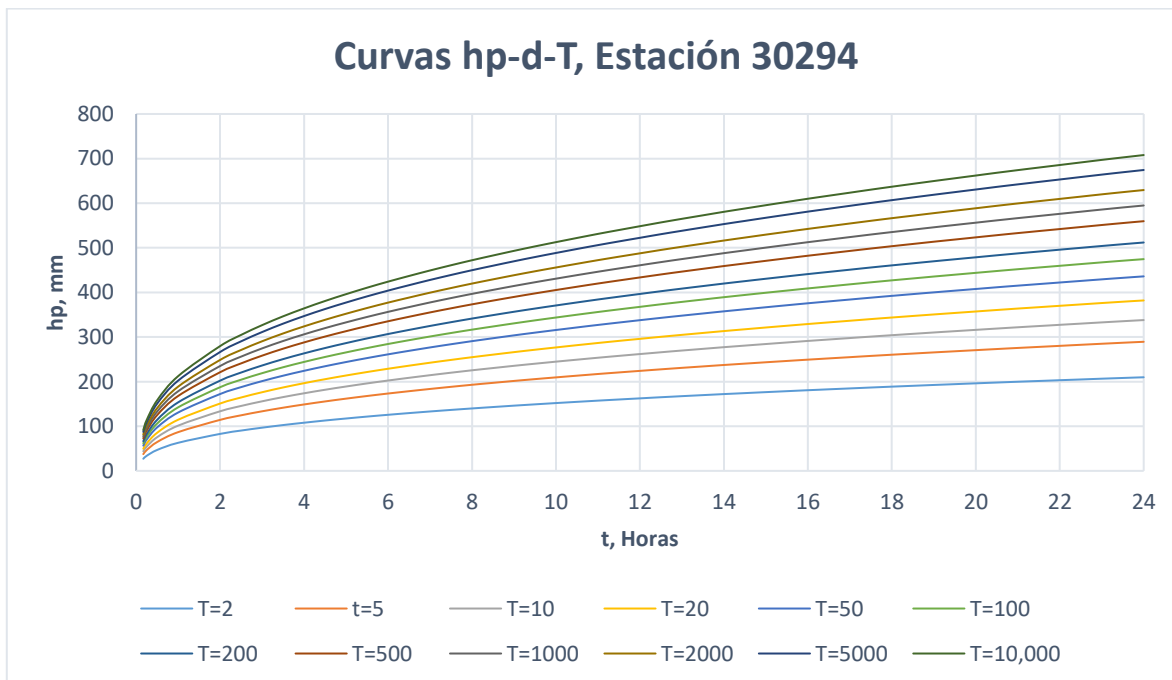


Figura 6.2 Curvas hp-d-T, estación 30294. Gamma de 2P por Max. Ver.

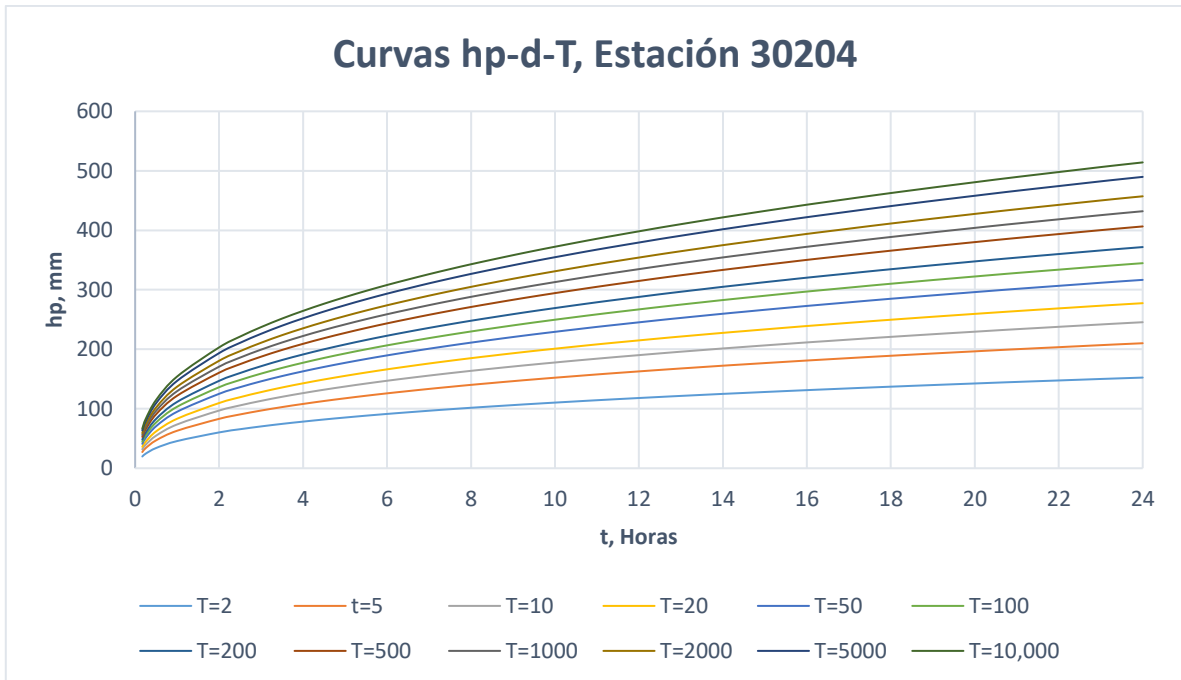


Figura 6.3 Curvas hp-d-T, estación 30204. Gamma de 2P por Max. Ver.

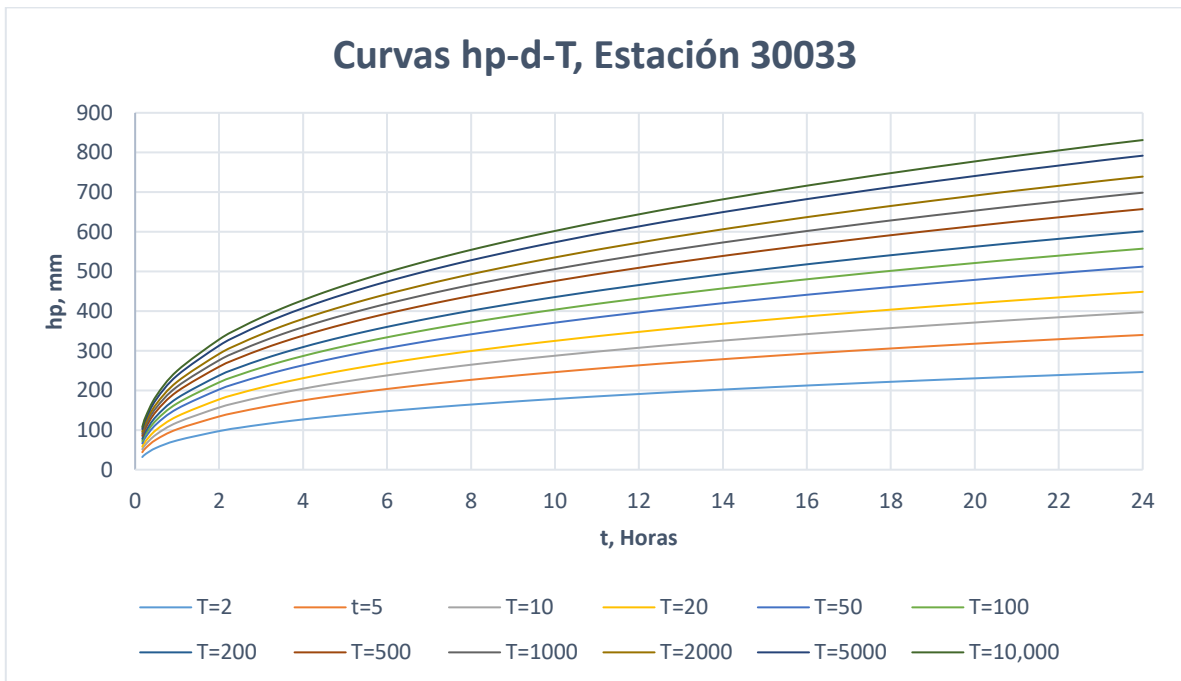


Figura 6.4 Curvas hp-d-T, estación 30033. Gamma de 2P por Max. Ver.

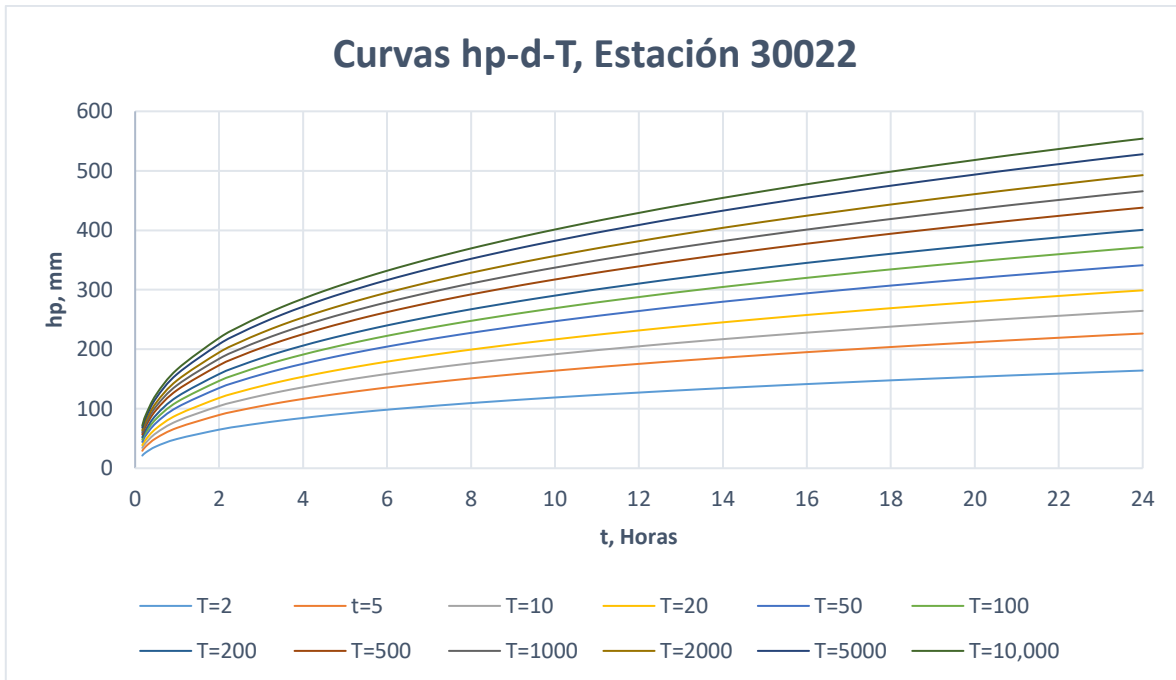


Figura 6.5 Curvas hp-d-T, estación 30022. Gamma de 2P por Max. Ver.

Para obtener las curvas i-d-T basta con dividir cada duración entre su factor para convertirlo en una hora, por ejemplo: si queremos convertir la lluvia de 30 min. a una hora se divide el dato entre $\frac{1}{2}$.

A continuación, se presentan las curvas i-d-T:

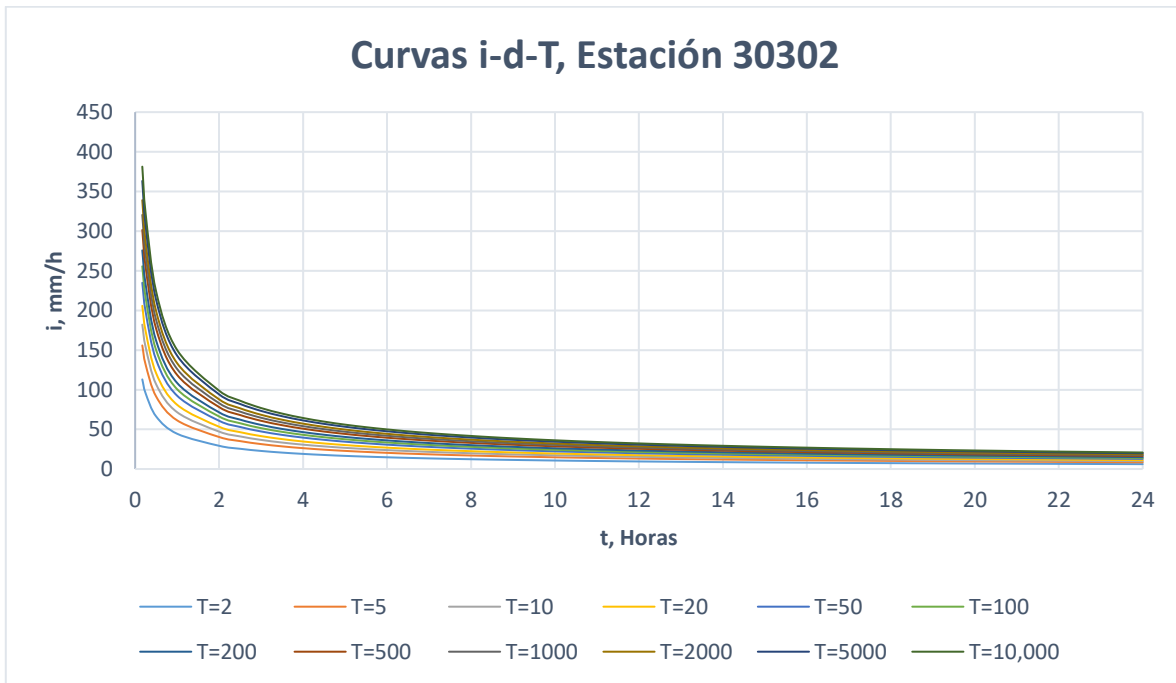


Figura 6.6 Curvas i-d-T, estación 30204. Gamma de 2P por Max. Ver.

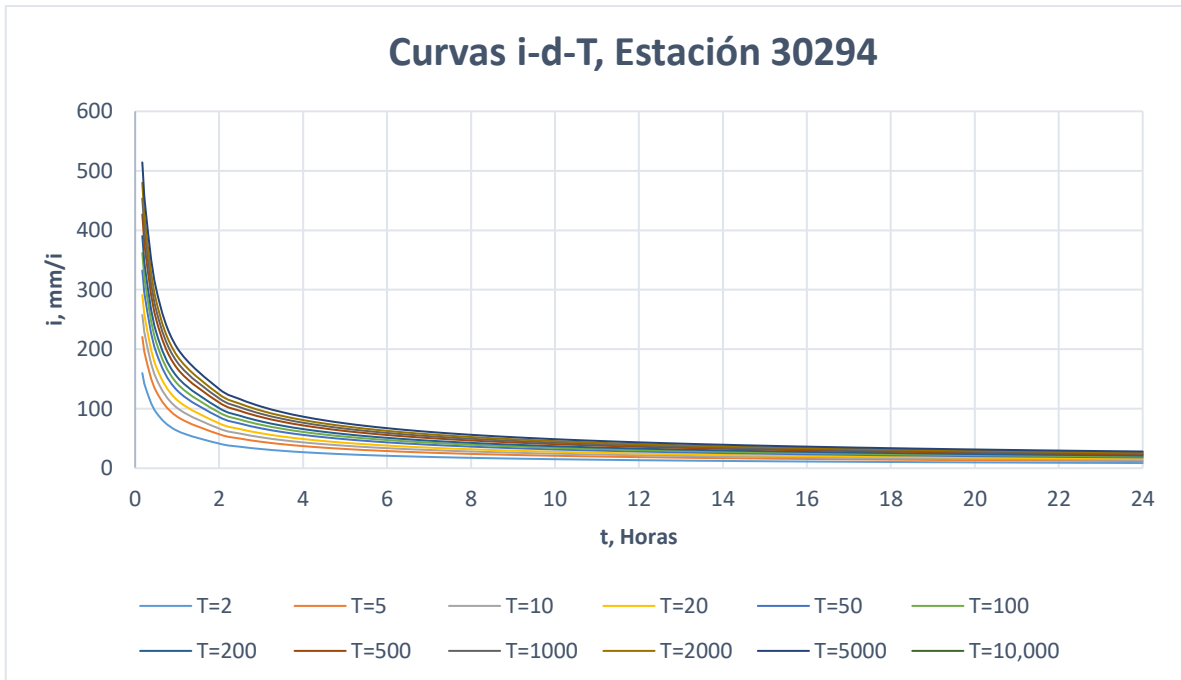


Figura 6.7 Curvas i-d-T, estación 30294. Gamma de 2P por Max. Ver.

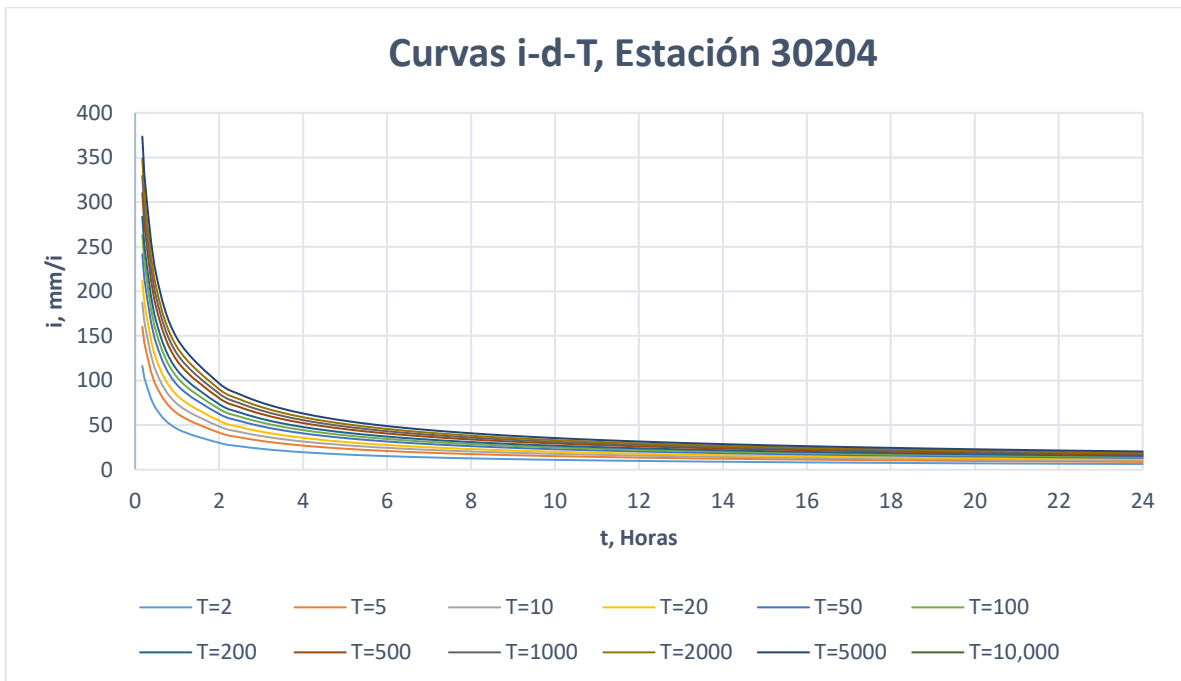


Figura 6.8 Curvas i-d-T, estación 30204. Gamma de 2P por Max. Ver.

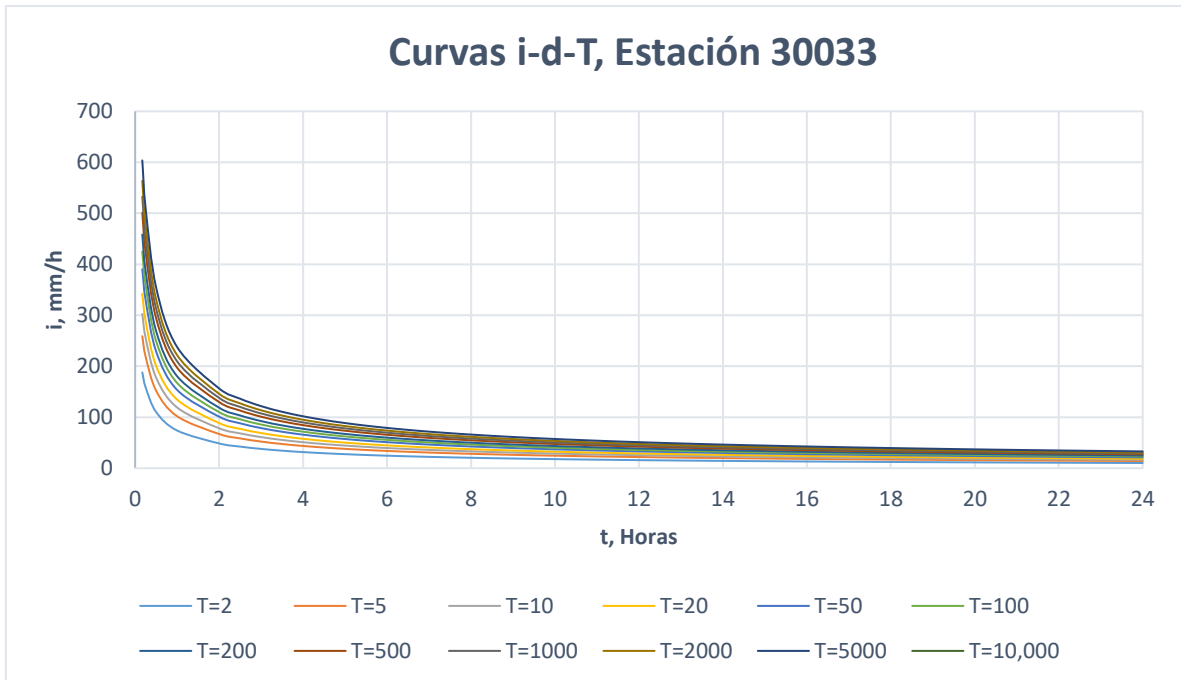


Figura 6.9 Curvas i-d-T, estación 30033. Gamma de 2P por Max. Ver.

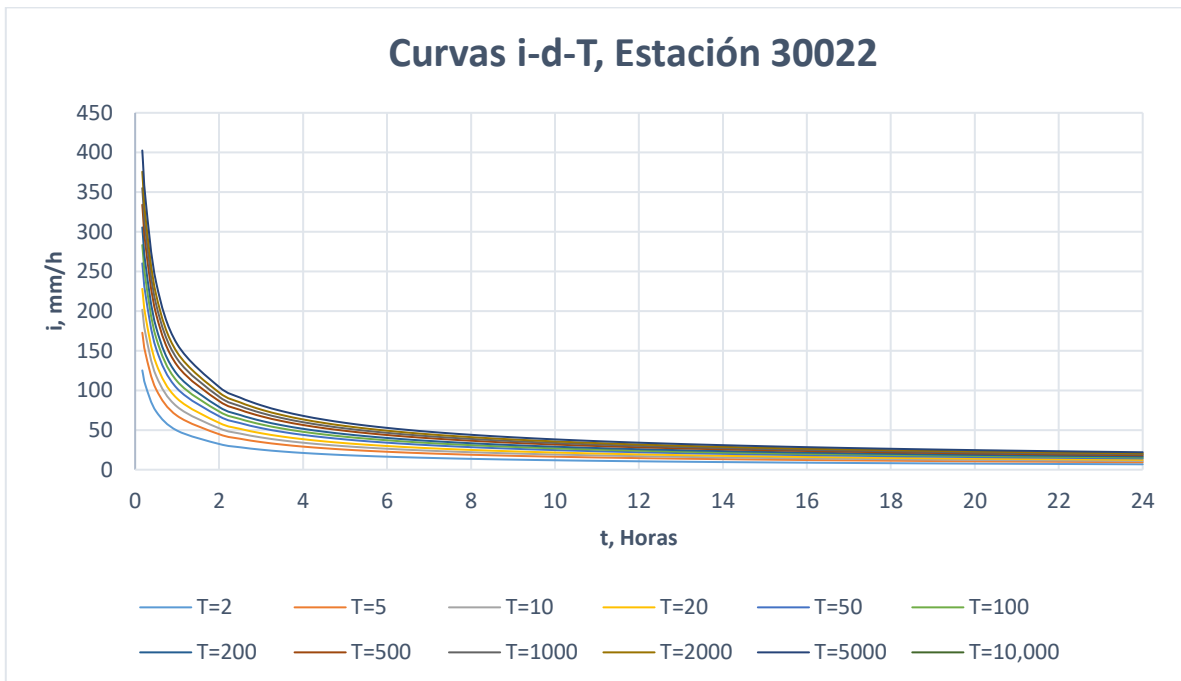


Figura 6.10 Curvas i-d-T, estación 30022. Gamma de 2P por Max. Ver.

6.1 Curva i-d-T para la cuenca completa

Para obtener la curva i-d-T de la cuenca completa se calcula la precipitación media de todas las estaciones con el método de Thiessen (Figura 6.1).

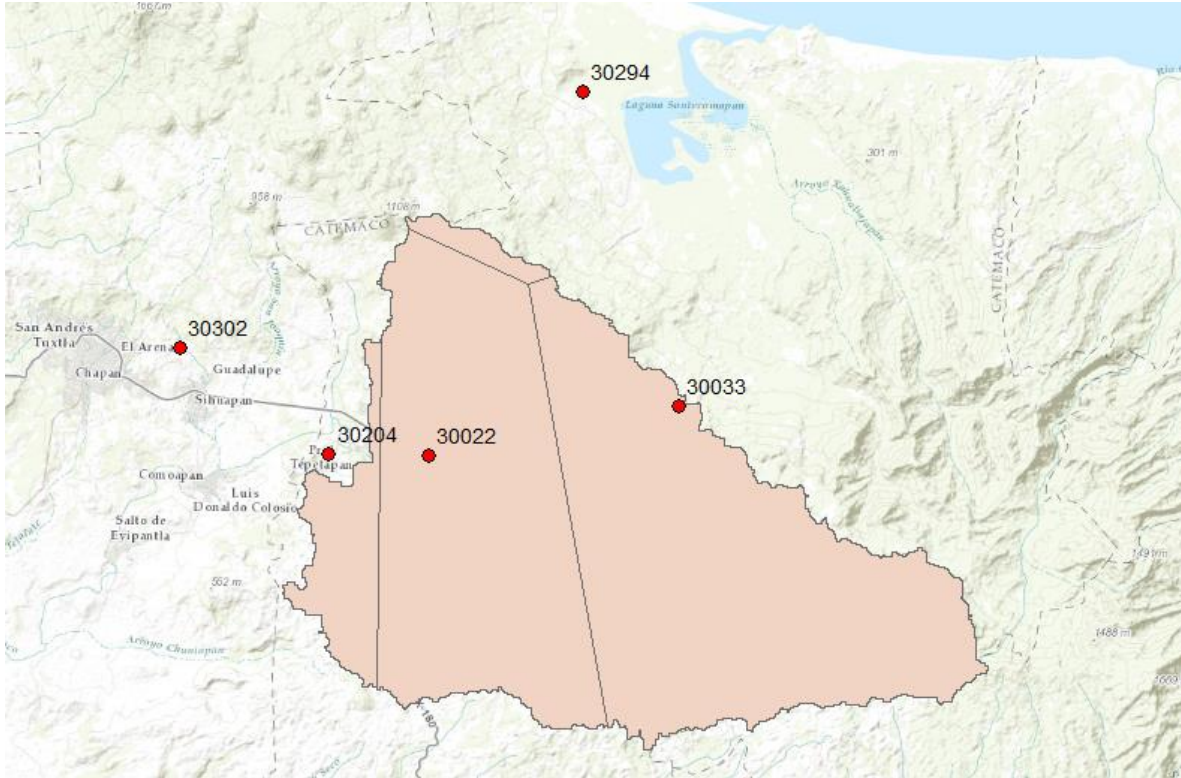


Figura 6.2 Polígonos de Thiessen para la cuenca de la Laguna Catemaco

Ya que no se contaban con muchas estaciones, los polígonos resultantes tienen áreas grandes respecto a la cuenca (Tabla 6.4).

Tabla 6.4 Áreas de los polígonos de Thiessen

Poligonos de thiessen		
Estacion	Area (m ²)	Area (km ²)
30294	4,044,055	4.04
30204	18,737,927	18.74
30022	103,041,205	103.04
30033	127,619,170	127.62

Para obtener la lluvia media se multiplican las lluvias que obtuvimos en las tablas 6.2 y 6.3 por las áreas correspondientes a cada estación obtenidas en la tabla 6.4, y dividiéndolas entre el área total de la cuenca. Para obtener las curvas i-d-T se realiza el mismo procedimiento que para la gráfica 6.6.

$$hp_{media} = \frac{hp_{30294} * \text{área}_{30294} + hp_{30204} * \text{área}_{30204} + hp_{30022} * \text{área}_{30022} + hp_{30033} * \text{área}_{30033}}{\text{área}_{total}}$$

Tabla 6.5 Precipitaciones medias de la cuenca para diferentes periodos de retorno.
Gamma de 2P por Max. Ver.

d [hrs]	Precipitaciones medias de la cuenca							
	T=2	T=10	T=50	T=100	T=500	T=1,000	T=5,000	T=10,000
0.17	26.63	42.90	55.33	60.24	71.03	75.50	85.59	89.84
0.25	33.04	53.22	68.65	74.74	88.13	93.67	106.20	111.47
0.5	45.92	73.98	95.42	103.88	122.49	130.20	147.60	154.94
1	61.64	99.30	128.08	139.43	164.42	174.77	198.13	207.97
1.5	73.35	118.16	152.42	165.93	195.66	207.97	235.77	247.48
2	81.18	130.77	168.68	183.63	216.54	230.17	260.93	273.89
2.5	88.45	142.49	183.80	200.09	235.95	250.79	284.31	298.43
3	94.80	152.72	196.99	214.45	252.88	268.79	304.72	319.85
3.5	100.53	161.95	208.90	227.42	268.17	285.04	323.14	339.19
4	105.71	170.29	219.66	239.13	281.98	299.72	339.79	356.66
4.5	110.52	178.04	229.65	250.01	294.81	313.36	355.24	372.88
5	114.96	185.19	238.87	260.04	306.65	325.94	369.50	387.86
5.5	119.15	191.94	247.58	269.53	317.83	337.82	382.98	402.00
6	123.09	198.29	255.78	278.45	328.35	349.01	395.66	415.31
6.5	126.79	204.25	263.47	286.82	338.22	359.49	407.55	427.79
7	130.37	210.01	270.90	294.90	347.75	369.63	419.04	439.85
7.5	133.76	215.47	277.94	302.57	356.80	379.24	429.93	451.29
8	137.02	220.74	284.73	309.96	365.51	388.51	440.43	462.31
8.5	140.11	225.70	291.13	316.93	373.73	397.24	450.34	472.71
9	143.13	230.57	297.41	323.77	381.79	405.81	460.05	482.90
9.5	146.02	235.23	303.43	330.32	389.52	414.02	469.36	492.67
10	148.80	239.70	309.19	336.59	396.92	421.89	478.28	502.03
10.5	151.51	244.07	314.83	342.73	404.15	429.58	486.99	511.18
11	154.16	248.34	320.33	348.73	411.22	437.09	495.51	520.13
11.5	156.69	252.41	325.59	354.44	417.96	444.26	503.64	528.65
12	159.15	256.38	330.71	360.02	424.54	451.25	511.56	536.97
12.5	161.62	260.35	335.83	365.60	431.12	458.24	519.49	545.29
13	163.96	264.13	340.70	370.90	437.36	464.88	527.02	553.19
13.5	166.24	267.80	345.44	376.05	443.45	471.35	534.35	560.89
14	168.52	271.48	350.18	381.21	449.53	477.81	541.68	568.58
14.5	170.68	274.95	354.66	386.09	455.29	483.93	548.61	575.86
15	172.84	278.43	359.14	390.97	461.04	490.05	555.55	583.14
15.5	174.93	281.80	363.50	395.71	466.63	495.99	562.28	590.21
16	177.03	285.18	367.85	400.46	472.22	501.93	569.02	597.28
16.5	179.00	288.36	371.95	404.92	477.48	507.52	575.36	603.94
17	180.97	291.53	376.05	409.38	482.74	513.11	581.70	610.59
17.5	182.95	294.71	380.15	413.84	488.01	518.71	588.04	617.25
18	184.86	297.79	384.12	418.16	493.10	524.12	594.18	623.69
18.5	186.71	300.77	387.96	422.35	498.04	529.37	600.12	629.93
19	188.56	303.75	391.81	426.53	502.97	534.61	606.07	636.17
19.5	190.34	306.63	395.52	430.57	507.74	539.68	611.81	642.20
20	192.13	309.51	399.23	434.62	512.50	544.75	617.56	648.23
20.5	193.92	312.39	402.95	438.66	517.27	549.82	623.30	654.26
21	195.64	315.17	406.53	442.56	521.88	554.71	628.85	660.09
21.5	197.31	317.85	409.99	446.33	526.32	559.43	634.20	665.70
22	198.97	320.53	413.45	450.09	530.76	564.15	639.55	671.32
22.5	200.64	323.21	416.91	453.86	535.19	568.87	644.90	676.93
23	202.30	325.89	420.37	457.62	539.63	573.58	650.25	682.55
23.5	203.90	328.47	423.70	461.25	543.91	578.13	655.40	687.96
24	205.44	330.95	426.90	464.73	548.02	582.50	660.35	693.15

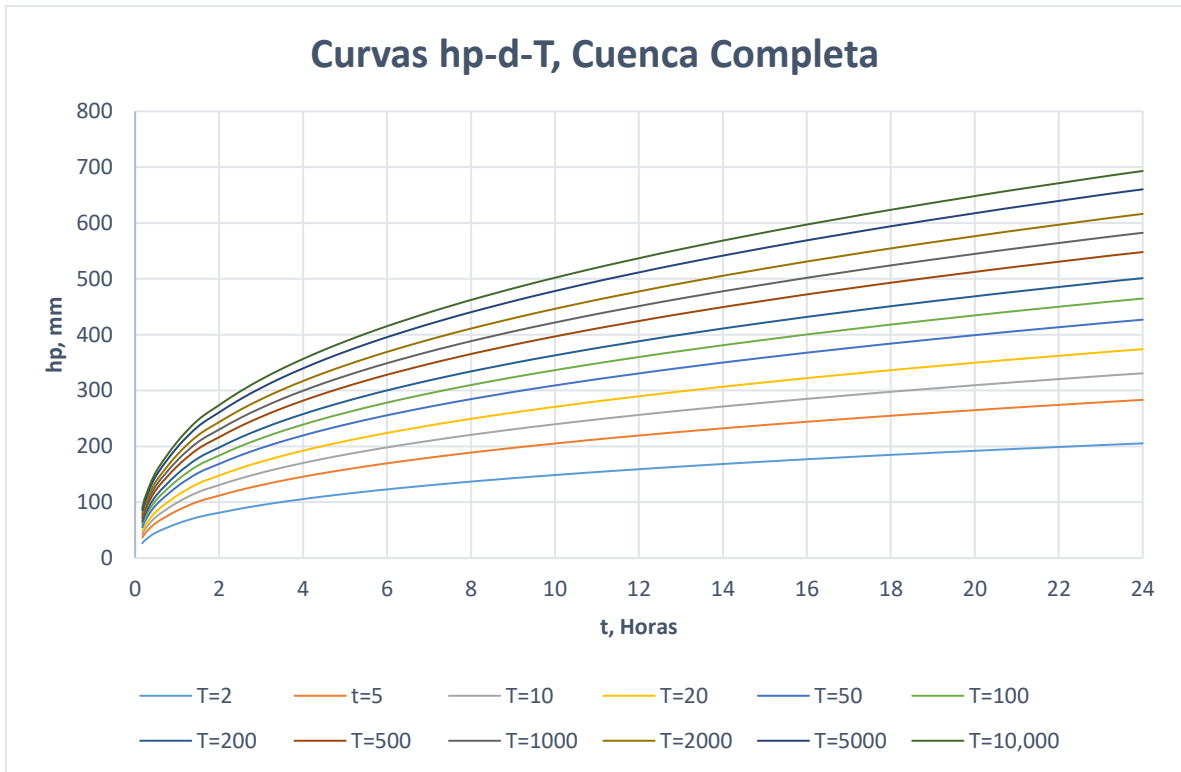


Figura 6.11 Curvas hp - d - T , cuenca completa. Gamma de 2P por Max. Ver.

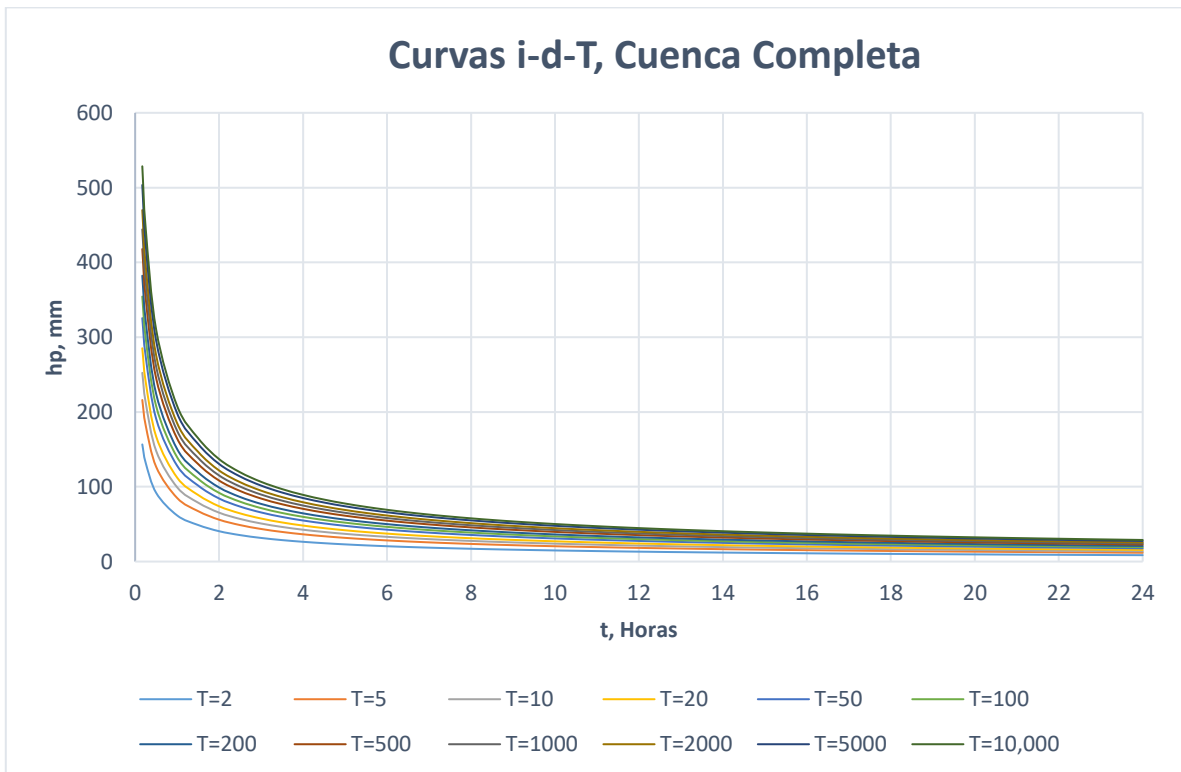


Figura 6.12 Curvas i - d - T , cuenca completa. Gamma de 2P por Max. Ver.

6.2 Factores de reducción por área (FRA)

Para la aplicación de modelos lluvia-escorrentamiento es necesario conocer la tormenta de diseño presentada en la cuenca para diferentes periodos de retorno. En estos casos la precipitación asociada a, por ejemplo, un periodo de retorno de 100 años, no correspondería a la calculada como el promedio de las precipitaciones puntuales para el mismo periodo de retorno, debido a la extensión territorial de la cuenca los eventos no se presentan en forma simultánea en toda la cuenca. Es decir, no es frecuente que se presenten eventos hidrometeorológicos simultáneos en toda la cuenca, y menos probable es que en un evento dado, las precipitaciones en los distintos puntos de la cuenca correspondan a periodos de retorno similares.

Este promedio de precipitaciones calculadas correspondientes a un periodo de retorno de 100 años tiende a sobreestimar la precipitación de diseño. Por ello, se recomienda aplicar un factor de reducción areal.

El FRA es un coeficiente que sirve para convertir precipitaciones puntuales con una duración y un período de retorno a precipitaciones areales de la misma duración y período de retorno, de una región específica.

Este factor define la magnitud de la altura de lluvia como una función del área donde ocurre, y se utiliza cuando se desea conocer la precipitación media del área de estudio (Mena, 2004). Esta precipitación se obtiene al aplicar el FRA con la siguiente expresión:

$$P_a = (FRA) P_p \quad (6.3)$$

donde P_a es la precipitación areal en mm para la duración de estudio; FRA es el Factor de Reducción por Área en función de la duración, la lluvia, área de interés y periodo de retorno y; P_p la precipitación media en mm de los valores puntuales para el área y duración de interés.

Existen diferentes estudios en los cuales se ha realizado el cálculo del FRA en diferentes zonas de la república mexicana, en la Figura se muestran las zonas estudiadas. Estos factores permiten estimar la lluvia media en una cuenca en función al área de estudio.

Los FRA han sido determinados para sitios que son representativos para sus regiones en el territorio mexicano. Los estados de Sinaloa (Mena, 2004) y Guerrero (Canavese, 2015) para la zona del Pacífico; Cuenca del Pánuco (Acuña 2015 y González, 2012) y Cuenca del Valle de México (Franco, 1998) para la zona de la meseta central; la Cuenca del Grijalva (Guichard y Domínguez, 1998, Guichard, Domínguez y García, 2004) para la zona sureste; la región hidrológica Soto la Marina (Acuña, 2015) y el estado de Tamaulipas (Severiano, 2014) para la zona del golfo; y

el estado de Durango (Severiano, 2014) para la zona de la comarca lagunera, el estado de Sonora (Sánchez et al., 2017) como representativo de la zona noroeste. El proceso para obtener FRA que se describe en las referencias anteriores debe ampliarse a otras regiones hasta cubrir toda la república; por lo pronto, como no se encuentra estudiada la región del sureste de Veracruz, se utilizará un factor de una región similar.

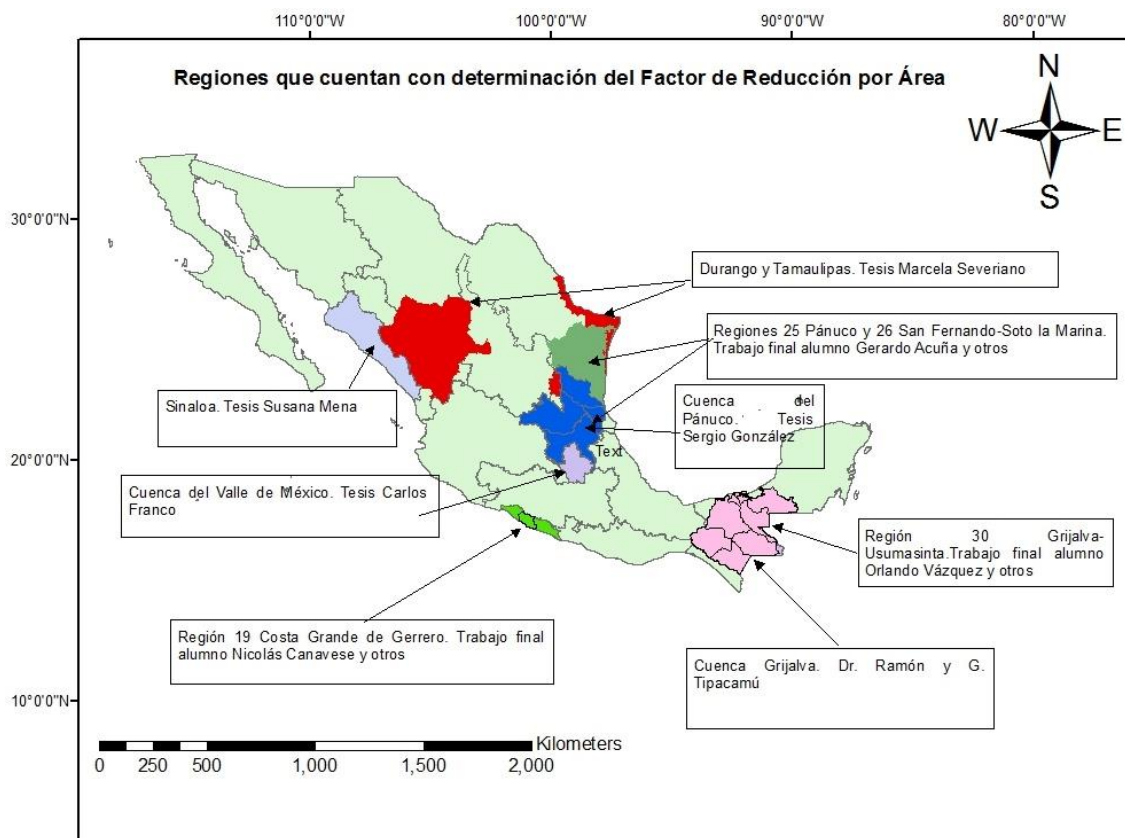


Figura 6.3 Zonas que cuentan con determinación del Factor de Reducción por Área

La región similar que se tomó en cuenta es la 25, San Fernando-Soto la Marina, ya que también tiene una incidencia directa de los huracanes. En la Figura 6.4 se muestra la regresión logarítmica de los resultados obtenidos para la región hidrológica 25.

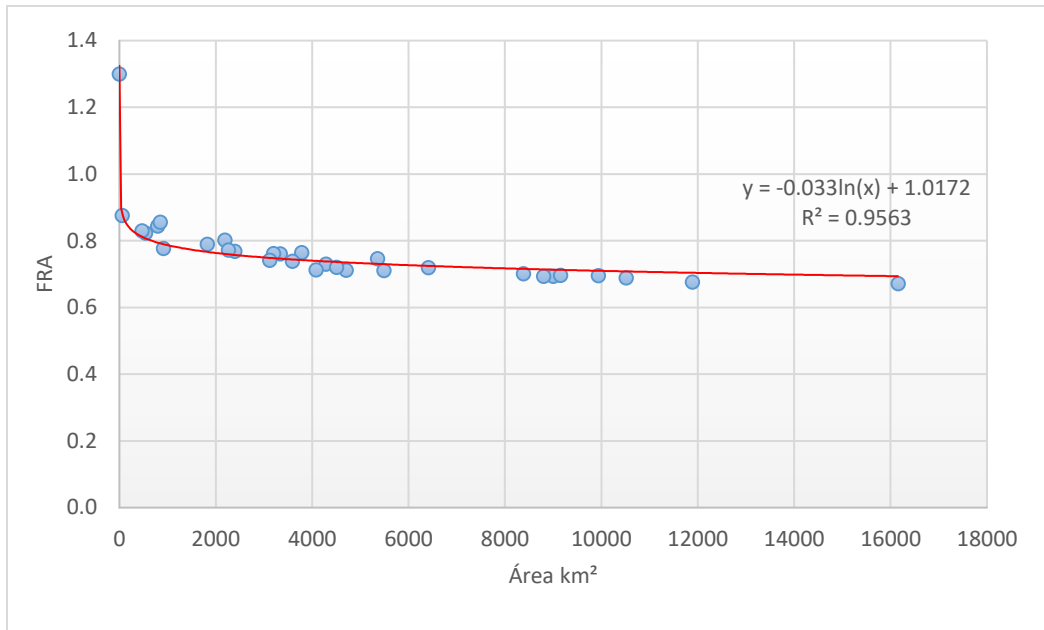


Figura 6.4 Factor de reducción por área. Región Hidrológica 25

A continuación, se muestra la aplicación del FRA para la cuenca de la Laguna de Catemaco, cuya área es de 253.44 km².

$$FRA = -0.033 \ln(253.44) + 1.0172 = 0.834 \quad (6.5)$$

Tabla 6.6 Precipitaciones medias de la cuenca aplicando el FRA para diferentes periodos de retorno. Gamma de 2P por Max. Ver.

d [hrs]	Precipitaciones medias de la cuenca utilizando el FRA							
	T=2	T=10	T=20	T=100	T=200	T=1,000	T=2,000	T=10,000
0.17	22.21	35.78	40.44	50.24	54.18	62.97	66.63	74.93
0.25	27.55	44.39	50.17	62.33	67.23	78.12	82.67	92.97
0.5	38.30	61.70	69.73	86.63	93.44	108.59	114.90	129.22
1	51.41	82.81	93.60	116.29	125.43	145.76	154.23	173.44
1.5	61.17	98.55	111.39	138.38	149.26	173.45	183.53	206.40
2	67.70	109.06	123.28	153.15	165.19	191.96	203.12	228.43
2.5	73.77	118.84	134.32	166.87	179.99	209.16	221.32	248.89
3	79.06	127.37	143.96	178.85	192.91	224.17	237.20	266.76
3.5	83.85	135.07	152.67	189.67	204.57	237.73	251.55	282.89
4	88.16	142.02	160.53	199.43	215.11	249.97	264.50	297.46
4.5	92.17	148.48	167.83	208.50	224.89	261.34	276.53	310.99
5	95.87	154.45	174.57	216.88	233.92	271.83	287.64	323.47
5.5	99.37	160.08	180.94	224.79	242.45	281.74	298.12	335.27
6	102.66	165.38	186.93	232.23	250.48	291.07	307.99	346.37
6.5	105.75	170.35	192.54	239.20	258.00	299.82	317.25	356.78
7	108.73	175.15	197.97	245.95	265.28	308.27	326.19	366.84
7.5	111.55	179.70	203.12	252.35	272.18	316.29	334.68	376.37
8	114.28	184.09	208.08	258.51	278.83	324.01	342.85	385.57
8.5	116.85	188.23	212.76	264.32	285.10	331.30	350.56	394.24
9	119.37	192.29	217.35	270.02	291.24	338.44	358.12	402.74
9.5	121.78	196.18	221.75	275.49	297.14	345.29	365.37	410.89
10	124.10	199.91	225.96	280.72	302.78	351.85	372.31	418.70
10.5	126.36	203.55	230.08	285.84	308.30	358.27	379.09	426.33
11	128.57	207.12	234.10	290.84	313.69	364.53	385.73	433.78
11.5	130.68	210.51	237.94	295.60	318.84	370.51	392.05	440.90
12	132.73	213.82	241.68	300.26	323.85	376.34	398.22	447.83
12.5	134.79	217.14	245.43	304.91	328.87	382.17	404.39	454.77
13	136.74	220.28	248.99	309.33	333.64	387.71	410.25	461.36
13.5	138.65	223.35	252.45	313.63	338.28	393.10	415.95	467.78
14	140.55	226.41	255.91	317.93	342.92	398.49	421.66	474.20
14.5	142.35	229.31	259.19	322.00	347.31	403.60	427.06	480.27
15	144.15	232.21	262.46	326.07	351.70	408.70	432.46	486.34
15.5	145.89	235.02	265.65	330.03	355.96	413.65	437.70	492.24
16	147.64	237.84	268.83	333.98	360.23	418.61	442.94	498.13
16.5	149.29	240.49	271.82	337.70	364.24	423.27	447.88	503.68
17	150.93	243.14	274.82	341.42	368.25	427.94	452.81	509.23
17.5	152.58	245.79	277.82	345.14	372.27	432.60	457.75	514.78
18	154.17	248.36	280.72	348.75	376.16	437.12	462.53	520.16
18.5	155.71	250.84	283.53	352.24	379.92	441.49	467.16	525.36
19	157.26	253.32	286.33	355.73	383.68	445.87	471.79	530.57
19.5	158.75	255.73	289.05	359.10	387.32	450.09	476.26	535.60
20	160.24	258.13	291.76	362.47	390.96	454.32	480.73	540.63
20.5	161.73	260.53	294.48	365.84	394.59	458.55	485.20	545.66
21	163.17	262.85	297.10	369.10	398.11	462.63	489.52	550.51
21.5	164.56	265.08	299.62	372.24	401.49	466.56	493.69	555.20
22	165.94	267.32	302.15	375.38	404.88	470.50	497.85	559.88
22.5	167.33	269.56	304.68	378.52	408.27	474.43	502.01	564.56
23	168.72	271.79	307.21	381.66	411.65	478.37	506.18	569.24
23.5	170.06	273.95	309.64	384.68	414.91	482.16	510.19	573.75
24	171.34	276.02	311.98	387.59	418.05	485.80	514.04	578.09

7. Hietogramas de diseño

El tiempo de concentración de la cuenca es de 6 horas debido a que el escurrimiento de la parte más alejada de la cuenca se tarda una hora y media en llegar al vaso y ese mismo escurrimiento se tarda tres horas y media en llegar de la parte más alejada del vaso a la presa.

Tomando en cuenta que las tormentas ocurridas en el año del 2010 tienen una duración de 5 días, se propuso una duración de la tormenta de la misma magnitud e intervalos de 30 minutos.

Para obtener los hietogramas de diseño para distintos periodos de retorno, se aplica la siguiente metodología, como ejemplo se realizará para un $Tr=10,000$ años:

1. Se obtienen las precipitaciones de cada estación aplicando los FRA a la Tabla 6.2.

Tabla 7.1 Precipitaciones con intervalos de media hora, para un $T_r=10,000$ años

d [hrs]	hp aplicando FRA				
	30302	30294	30204	30033	30022
0.5	93.22	131.96	95.85	154.96	103.30
1	125.12	177.13	128.65	208.00	138.65
1.5	148.90	210.79	153.10	247.52	165.00
2	164.79	233.28	169.44	273.93	182.60
2.5	179.55	254.18	184.62	298.47	198.96
3	192.44	272.43	197.87	319.90	213.25
3.5	204.08	288.90	209.83	339.24	226.14
4	214.59	303.78	220.64	356.71	237.79
4.5	224.35	317.60	230.68	372.94	248.60
5	233.36	330.35	239.94	387.91	258.58
5.5	241.87	342.40	248.69	402.06	268.01
6	249.87	353.73	256.92	415.37	276.89
6.5	257.38	364.36	264.64	427.85	285.21
7	264.64	374.63	272.10	439.91	293.25
7.5	271.52	384.38	279.18	451.35	300.87
8	278.15	393.76	286.00	462.38	308.22
8.5	284.41	402.62	292.43	472.78	315.15
9	290.54	411.30	298.73	482.97	321.95
9.5	296.42	419.63	304.78	492.74	328.47
10	302.05	427.60	310.57	502.10	334.70
10.5	307.56	435.39	316.23	511.26	340.81
11	312.94	443.01	321.76	520.20	346.77
11.5	318.07	450.27	327.04	528.73	352.45
12	323.07	457.35	332.18	537.05	358.00
12.5	328.08	464.44	337.33	545.37	363.54
13	332.83	471.17	342.22	553.27	368.81
13.5	337.46	477.72	346.98	560.97	373.94
14	342.09	484.28	351.74	568.66	379.07
14.5	346.47	490.48	356.24	575.94	383.93
15	350.85	496.68	360.75	583.22	388.78
15.5	355.10	502.70	365.12	590.29	393.49
16	359.36	508.72	369.49	597.37	398.21
16.5	363.36	514.39	373.61	604.02	402.64
17	367.37	520.06	377.73	610.68	407.08
17.5	371.37	525.73	381.85	617.33	411.52
18	375.25	531.22	385.83	623.78	415.82
18.5	379.00	536.53	389.69	630.02	419.98
19	382.76	541.85	393.55	636.26	424.13
19.5	386.38	546.98	397.28	642.29	428.16
20	390.01	552.12	401.01	648.33	432.18
20.5	393.64	557.26	404.75	654.36	436.20
21	397.15	562.22	408.35	660.18	440.08
21.5	400.52	567.00	411.82	665.80	443.82
22	403.90	571.78	415.30	671.41	447.57
22.5	407.28	576.56	418.77	677.03	451.31
23	410.66	581.35	422.24	682.64	455.05
23.5	413.91	585.95	425.59	688.05	458.66
24	417.04	590.38	428.80	693.25	462.13

2. Se calculan los incrementos de lluvia restando las precipitaciones respecto a su anterior valor.

Tabla 7.2 Incrementos de lluvia

Horas			Incrementos				
			30302	30294	30204	30033	30022
0	a	0.5	93.22	131.96	95.85	154.96	103.30
0.5	a	1	31.91	45.17	32.81	53.04	35.36
1	a	1.5	23.77	33.66	24.44	39.52	26.34
1.5	a	2	15.89	22.50	16.34	26.42	17.61
2	a	2.5	14.76	20.90	15.18	24.54	16.36
2.5	a	3	12.89	18.24	13.25	21.42	14.28
3	a	3.5	11.64	16.47	11.96	19.34	12.89
3.5	a	4	10.51	14.88	10.81	17.47	11.65
4	a	4.5	9.76	13.82	10.04	16.22	10.81
4.5	a	5	9.01	12.75	9.26	14.98	9.98
5	a	5.5	8.51	12.04	8.75	14.14	9.43
5.5	a	6	8.01	11.34	8.23	13.31	8.87
6	a	6.5	7.51	10.63	7.72	12.48	8.32
6.5	a	7	7.26	10.27	7.46	12.06	8.04
7	a	7.5	6.88	9.74	7.08	11.44	7.63
7.5	a	8	6.63	9.39	6.82	11.02	7.35
8	a	8.5	6.26	8.86	6.43	10.40	6.93
8.5	a	9	6.13	8.68	6.30	10.19	6.79
9	a	9.5	5.88	8.33	6.05	9.78	6.52
9.5	a	10	5.63	7.97	5.79	9.36	6.24
10	a	10.5	5.51	7.79	5.66	9.15	6.10
10.5	a	11	5.38	7.62	5.53	8.94	5.96
11	a	11.5	5.13	7.26	5.27	8.53	5.68
11.5	a	12	5.00	7.09	5.15	8.32	5.55
12	a	12.5	5.00	7.09	5.15	8.32	5.55
12.5	a	13	4.75	6.73	4.89	7.90	5.27
13	a	13.5	4.63	6.55	4.76	7.70	5.13
13.5	a	14	4.63	6.55	4.76	7.70	5.13
14	a	14.5	4.38	6.20	4.50	7.28	4.85
14.5	a	15	4.38	6.20	4.50	7.28	4.85
15	a	15.5	4.25	6.02	4.37	7.07	4.71
15.5	a	16	4.25	6.02	4.37	7.07	4.71
16	a	16.5	4.00	5.67	4.12	6.66	4.44
16.5	a	17	4.00	5.67	4.12	6.66	4.44
17	a	17.5	4.00	5.67	4.12	6.66	4.44
17.5	a	18	3.88	5.49	3.99	6.45	4.30
18	a	18.5	3.75	5.31	3.86	6.24	4.16
18.5	a	19	3.75	5.31	3.86	6.24	4.16
19	a	19.5	3.63	5.14	3.73	6.03	4.02
19.5	a	20	3.63	5.14	3.73	6.03	4.02
20	a	20.5	3.63	5.14	3.73	6.03	4.02
20.5	a	21	3.50	4.96	3.60	5.82	3.88
21	a	21.5	3.38	4.78	3.47	5.62	3.74
21.5	a	22	3.38	4.78	3.47	5.62	3.74
22	a	22.5	3.38	4.78	3.47	5.62	3.74
22.5	a	23	3.38	4.78	3.47	5.62	3.74
23	a	23.5	3.25	4.61	3.35	5.41	3.60
23.5	a	24	3.13	4.43	3.22	5.20	3.47

3. Se acomodan los incrementos de la Tabla 6.7 de acuerdo con el método de bloques alternos.

Tabla 7.3 Bloques alternos

Horas			Hietograma 1 Dia				
			30302	30294	30204	30033	30022
0	a	0.5	3.25	4.61	3.35	5.41	3.60
0.5	a	1	3.38	4.78	3.47	5.62	3.74
1	a	1.5	3.38	4.78	3.47	5.62	3.74
1.5	a	2	3.63	5.14	3.73	6.03	4.02
2	a	2.5	3.63	5.14	3.73	6.03	4.02
2.5	a	3	3.75	5.31	3.86	6.24	4.16
3	a	3.5	4.00	5.67	4.12	6.66	4.44
3.5	a	4	4.00	5.67	4.12	6.66	4.44
4	a	4.5	4.25	6.02	4.37	7.07	4.71
4.5	a	5	4.38	6.20	4.50	7.28	4.85
5	a	5.5	4.63	6.55	4.76	7.70	5.13
5.5	a	6	5.00	7.09	5.15	8.32	5.55
6	a	6.5	5.13	7.26	5.27	8.53	5.68
6.5	a	7	5.51	7.79	5.66	9.15	6.10
7	a	7.5	5.88	8.33	6.05	9.78	6.52
7.5	a	8	6.26	8.86	6.43	10.40	6.93
8	a	8.5	6.88	9.74	7.08	11.44	7.63
8.5	a	9	7.51	10.63	7.72	12.48	8.32
9	a	9.5	8.51	12.04	8.75	14.14	9.43
9.5	a	10	9.76	13.82	10.04	16.22	10.81
10	a	10.5	11.64	16.47	11.96	19.34	12.89
10.5	a	11	14.76	20.90	15.18	24.54	16.36
11	a	11.5	23.77	33.66	24.44	39.52	26.34
11.5	a	12	93.22	131.96	95.85	154.96	103.30
12	a	12.5	31.91	45.17	32.81	53.04	35.36
12.5	a	13	15.89	22.50	16.34	26.42	17.61
13	a	13.5	12.89	18.24	13.25	21.42	14.28
13.5	a	14	10.51	14.88	10.81	17.47	11.65
14	a	14.5	9.01	12.75	9.26	14.98	9.98
14.5	a	15	8.01	11.34	8.23	13.31	8.87
15	a	15.5	7.26	10.27	7.46	12.06	8.04
15.5	a	16	6.63	9.39	6.82	11.02	7.35
16	a	16.5	6.13	8.68	6.30	10.19	6.79
16.5	a	17	5.63	7.97	5.79	9.36	6.24
17	a	17.5	5.38	7.62	5.53	8.94	5.96
17.5	a	18	5.00	7.09	5.15	8.32	5.55
18	a	18.5	4.75	6.73	4.89	7.90	5.27
18.5	a	19	4.63	6.55	4.76	7.70	5.13
19	a	19.5	4.38	6.20	4.50	7.28	4.85
19.5	a	20	4.25	6.02	4.37	7.07	4.71
20	a	20.5	4.00	5.67	4.12	6.66	4.44
20.5	a	21	3.88	5.49	3.99	6.45	4.30
21	a	21.5	3.75	5.31	3.86	6.24	4.16
21.5	a	22	3.63	5.14	3.73	6.03	4.02
22	a	22.5	3.50	4.96	3.60	5.82	3.88
22.5	a	23	3.38	4.78	3.47	5.62	3.74
23	a	23.5	3.38	4.78	3.47	5.62	3.74
23.5	a	24	3.13	4.43	3.22	5.20	3.47

4. Para las lluvias de 2, 3, 4 y 5 días se usa la ecuación de recurrencia (Ecuación 6.6):

$$D * P_1 = \frac{\sum_{d=2}^n P_n}{n} \quad (6.6)$$

donde: P_1 es la precipitación de diseño para un día, P_n es la duración asociada a cada duración ($n=1, \dots, 5$), n es el número de días del hietograma y D son las relaciones entre las precipitaciones medias máximas asociadas a diferentes duraciones y las correspondientes a 1 día (Ecuación 6.7):

$$D = \frac{n * D}{1D} \quad (6.7)$$

Para obtener entonces, la precipitación de diseño para 2 días se tiene que:

$$D * P_1 = \frac{2D}{1D} P_1 = \frac{P_1 + P_2}{2} \quad (6.8)$$

$$\therefore P_2 = 2 \frac{2D}{1D} P_1 - P_1 \quad (6.9)$$

Las relaciones de las precipitaciones $\frac{2D}{1D}$, $\frac{3D}{1D}$, $\frac{4D}{1D}$ & $\frac{5D}{1D}$ se obtienen de la tabla 6.9:

Tabla 7.4 Relaciones entre las precipitaciones medias máximas asociadas a diferentes duraciones y las correspondientes a 1 día

Estado	Región	# de estaciones	2D/1D	3D/1D	4D/1D	5D/1D	8D/1D	10D/1D	20D/1D	30D/1D
Veracruz	R1	62	0.69	0.54	0.45	0.39	0.29	0.25	0.17	0.14
	R2	124	0.69	0.54	0.46	0.40	0.36	0.33	0.31	0.29
	R3	117	0.69	0.54	0.46	0.40	0.31	0.28	0.20	0.16
	R4	28	0.71	0.56	0.48	0.43	0.33	0.30	0.21	0.18
	R5	16	0.67	0.51	0.42	0.37	0.27	0.23	0.16	0.12
	R6	28	0.68	0.53	0.45	0.39	0.29	0.25	0.17	0.13

Ya que nuestro estudio es en la Región 1, la precipitación de diseño para 2 días de 0-0.5h resulta igual a:

$$P_2 = 2 * 0.69 * 3.25 - 3.25 = 1.24mm \quad (6.10)$$

El hietograma de 2, 3, 4 y 5 días se muestra en las tablas 7.5 y 7.6:

Tabla 7.5 Hietograma de diseño para lluvias de 2 días y 3 días, $T_r=10,000$ años

Horas			Lluvia 2D					Lluvia 3D				
			30302	30294	30204	30033	30022	30302	30294	30204	30033	30022
0	a	0.5	1.24	1.75	1.27	2.06	1.37	0.78	1.11	0.80	1.30	0.87
0.5	a	1	1.28	1.82	1.32	2.13	1.42	0.81	1.15	0.83	1.35	0.90
1	a	1.5	1.28	1.82	1.32	2.13	1.42	0.81	1.15	0.83	1.35	0.90
1.5	a	2	1.38	1.95	1.42	2.29	1.53	0.87	1.23	0.90	1.45	0.97
2	a	2.5	1.38	1.95	1.42	2.29	1.53	0.87	1.23	0.90	1.45	0.97
2.5	a	3	1.43	2.02	1.47	2.37	1.58	0.90	1.28	0.93	1.50	1.00
3	a	3.5	1.52	2.15	1.56	2.53	1.69	0.96	1.36	0.99	1.60	1.06
3.5	a	4	1.52	2.15	1.56	2.53	1.69	0.96	1.36	0.99	1.60	1.06
4	a	4.5	1.62	2.29	1.66	2.69	1.79	1.02	1.45	1.05	1.70	1.13
4.5	a	5	1.66	2.36	1.71	2.77	1.84	1.05	1.49	1.08	1.75	1.16
5	a	5.5	1.76	2.49	1.81	2.92	1.95	1.11	1.57	1.14	1.85	1.23
5.5	a	6	1.90	2.69	1.96	3.16	2.11	1.20	1.70	1.24	2.00	1.33
6	a	6.5	1.95	2.76	2.00	3.24	2.16	1.23	1.74	1.27	2.05	1.36
6.5	a	7	2.09	2.96	2.15	3.48	2.32	1.32	1.87	1.36	2.20	1.46
7	a	7.5	2.23	3.16	2.30	3.71	2.48	1.41	2.00	1.45	2.35	1.56
7.5	a	8	2.38	3.37	2.44	3.95	2.63	1.50	2.13	1.54	2.50	1.66
8	a	8.5	2.62	3.70	2.69	4.35	2.90	1.65	2.34	1.70	2.75	1.83
8.5	a	9	2.85	4.04	2.93	4.74	3.16	1.80	2.55	1.85	3.00	2.00
9	a	9.5	3.23	4.58	3.32	5.37	3.58	2.04	2.89	2.10	3.39	2.26
9.5	a	10	3.71	5.25	3.81	6.17	4.11	2.34	3.32	2.41	3.89	2.60
10	a	10.5	4.42	6.26	4.55	7.35	4.90	2.79	3.95	2.87	4.64	3.09
10.5	a	11	5.61	7.94	5.77	9.33	6.22	3.54	5.02	3.64	5.89	3.93
11	a	11.5	9.03	12.79	9.29	15.02	10.01	5.71	8.08	5.87	9.48	6.32
11.5	a	12	35.42	50.15	36.42	58.88	39.25	22.37	31.67	23.00	37.19	24.79
12	a	12.5	12.12	17.16	12.47	20.15	13.44	7.66	10.84	7.87	12.73	8.49
12.5	a	13	6.04	8.55	6.21	10.04	6.69	3.81	5.40	3.92	6.34	4.23
13	a	13.5	4.90	6.93	5.04	8.14	5.43	3.09	4.38	3.18	5.14	3.43
13.5	a	14	3.99	5.65	4.11	6.64	4.43	2.52	3.57	2.59	4.19	2.80
14	a	14.5	3.42	4.85	3.52	5.69	3.79	2.16	3.06	2.22	3.59	2.40
14.5	a	15	3.04	4.31	3.13	5.06	3.37	1.92	2.72	1.98	3.19	2.13
15	a	15.5	2.76	3.90	2.84	4.58	3.06	1.74	2.47	1.79	2.90	1.93
15.5	a	16	2.52	3.57	2.59	4.19	2.79	1.59	2.25	1.64	2.65	1.76
16	a	16.5	2.33	3.30	2.40	3.87	2.58	1.47	2.08	1.51	2.45	1.63
16.5	a	17	2.14	3.03	2.20	3.56	2.37	1.35	1.91	1.39	2.25	1.50
17	a	17.5	2.04	2.89	2.10	3.40	2.27	1.29	1.83	1.33	2.15	1.43
17.5	a	18	1.90	2.69	1.96	3.16	2.11	1.20	1.70	1.24	2.00	1.33
18	a	18.5	1.81	2.56	1.86	3.00	2.00	1.14	1.62	1.17	1.90	1.26
18.5	a	19	1.76	2.49	1.81	2.92	1.95	1.11	1.57	1.14	1.85	1.23
19	a	19.5	1.66	2.36	1.71	2.77	1.84	1.05	1.49	1.08	1.75	1.16
19.5	a	20	1.62	2.29	1.66	2.69	1.79	1.02	1.45	1.05	1.70	1.13
20	a	20.5	1.52	2.15	1.56	2.53	1.69	0.96	1.36	0.99	1.60	1.06
20.5	a	21	1.47	2.09	1.52	2.45	1.63	0.93	1.32	0.96	1.55	1.03
21	a	21.5	1.43	2.02	1.47	2.37	1.58	0.90	1.28	0.93	1.50	1.00
21.5	a	22	1.38	1.95	1.42	2.29	1.53	0.87	1.23	0.90	1.45	0.97
22	a	22.5	1.33	1.88	1.37	2.21	1.48	0.84	1.19	0.86	1.40	0.93
22.5	a	23	1.28	1.82	1.32	2.13	1.42	0.81	1.15	0.83	1.35	0.90
23	a	23.5	1.28	1.82	1.32	2.13	1.42	0.81	1.15	0.83	1.35	0.90
23.5	a	24	1.19	1.68	1.22	1.98	1.32	0.75	1.06	0.77	1.25	0.83

Tabla 7.6 Hietograma de diseño para lluvias de 4 días y 5 días. $T_r=10,000$ años

Horas			Lluvia 4D					Lluvia 5D				
			30302	30294	30204	30033	30022	30302	30294	30204	30033	30022
0	a	0.5	0.59	0.83	0.60	0.97	0.65	0.49	0.69	0.50	0.81	0.54
0.5	a	1	0.61	0.86	0.63	1.01	0.67	0.51	0.72	0.52	0.84	0.56
1	a	1.5	0.61	0.86	0.63	1.01	0.67	0.51	0.72	0.52	0.84	0.56
1.5	a	2	0.65	0.92	0.67	1.09	0.72	0.54	0.77	0.56	0.90	0.60
2	a	2.5	0.65	0.92	0.67	1.09	0.72	0.54	0.77	0.56	0.90	0.60
2.5	a	3	0.68	0.96	0.69	1.12	0.75	0.56	0.80	0.58	0.94	0.62
3	a	3.5	0.72	1.02	0.74	1.20	0.80	0.60	0.85	0.62	1.00	0.67
3.5	a	4	0.72	1.02	0.74	1.20	0.80	0.60	0.85	0.62	1.00	0.67
4	a	4.5	0.77	1.08	0.79	1.27	0.85	0.64	0.90	0.66	1.06	0.71
4.5	a	5	0.79	1.12	0.81	1.31	0.87	0.66	0.93	0.68	1.09	0.73
5	a	5.5	0.83	1.18	0.86	1.39	0.92	0.69	0.98	0.71	1.15	0.77
5.5	a	6	0.90	1.28	0.93	1.50	1.00	0.75	1.06	0.77	1.25	0.83
6	a	6.5	0.92	1.31	0.95	1.54	1.02	0.77	1.09	0.79	1.28	0.85
6.5	a	7	0.99	1.40	1.02	1.65	1.10	0.83	1.17	0.85	1.37	0.92
7	a	7.5	1.06	1.50	1.09	1.76	1.17	0.88	1.25	0.91	1.47	0.98
7.5	a	8	1.13	1.59	1.16	1.87	1.25	0.94	1.33	0.96	1.56	1.04
8	a	8.5	1.24	1.75	1.27	2.06	1.37	1.03	1.46	1.06	1.72	1.14
8.5	a	9	1.35	1.91	1.39	2.25	1.50	1.13	1.59	1.16	1.87	1.25
9	a	9.5	1.53	2.17	1.57	2.55	1.70	1.28	1.81	1.31	2.12	1.41
9.5	a	10	1.76	2.49	1.81	2.92	1.95	1.46	2.07	1.51	2.43	1.62
10	a	10.5	2.09	2.97	2.15	3.48	2.32	1.75	2.47	1.79	2.90	1.93
10.5	a	11	2.66	3.76	2.73	4.42	2.94	2.21	3.14	2.28	3.68	2.45
11	a	11.5	4.28	6.06	4.40	7.11	4.74	3.57	5.05	3.67	5.93	3.95
11.5	a	12	16.78	23.75	17.25	27.89	18.59	13.98	19.79	14.38	23.24	15.49
12	a	12.5	5.74	8.13	5.91	9.55	6.36	4.79	6.78	4.92	7.96	5.30
12.5	a	13	2.86	4.05	2.94	4.75	3.17	2.38	3.37	2.45	3.96	2.64
13	a	13.5	2.32	3.28	2.39	3.86	2.57	1.93	2.74	1.99	3.21	2.14
13.5	a	14	1.89	2.68	1.95	3.14	2.10	1.58	2.23	1.62	2.62	1.75
14	a	14.5	1.62	2.30	1.67	2.70	1.80	1.35	1.91	1.39	2.25	1.50
14.5	a	15	1.44	2.04	1.48	2.40	1.60	1.20	1.70	1.24	2.00	1.33
15	a	15.5	1.31	1.85	1.34	2.17	1.45	1.09	1.54	1.12	1.81	1.21
15.5	a	16	1.19	1.69	1.23	1.98	1.32	0.99	1.41	1.02	1.65	1.10
16	a	16.5	1.10	1.56	1.13	1.83	1.22	0.92	1.30	0.95	1.53	1.02
16.5	a	17	1.01	1.43	1.04	1.68	1.12	0.84	1.20	0.87	1.40	0.94
17	a	17.5	0.97	1.37	1.00	1.61	1.07	0.81	1.14	0.83	1.34	0.89
17.5	a	18	0.90	1.28	0.93	1.50	1.00	0.75	1.06	0.77	1.25	0.83
18	a	18.5	0.86	1.21	0.88	1.42	0.95	0.71	1.01	0.73	1.19	0.79
18.5	a	19	0.83	1.18	0.86	1.39	0.92	0.69	0.98	0.71	1.15	0.77
19	a	19.5	0.79	1.12	0.81	1.31	0.87	0.66	0.93	0.68	1.09	0.73
19.5	a	20	0.77	1.08	0.79	1.27	0.85	0.64	0.90	0.66	1.06	0.71
20	a	20.5	0.72	1.02	0.74	1.20	0.80	0.60	0.85	0.62	1.00	0.67
20.5	a	21	0.70	0.99	0.72	1.16	0.77	0.58	0.82	0.60	0.97	0.64
21	a	21.5	0.68	0.96	0.69	1.12	0.75	0.56	0.80	0.58	0.94	0.62
21.5	a	22	0.65	0.92	0.67	1.09	0.72	0.54	0.77	0.56	0.90	0.60
22	a	22.5	0.63	0.89	0.65	1.05	0.70	0.53	0.74	0.54	0.87	0.58
22.5	a	23	0.61	0.86	0.63	1.01	0.67	0.51	0.72	0.52	0.84	0.56
23	a	23.5	0.61	0.86	0.63	1.01	0.67	0.51	0.72	0.52	0.84	0.56
23.5	a	24	0.56	0.80	0.58	0.94	0.62	0.47	0.66	0.48	0.78	0.52

Posteriormente se aplica el método de bloques alternos para nuestras 5 lluvias, colocando la de un día en medio, la de dos a la derecha, la de tres a la izquierda de la de un día, etc.

Los hietogramas de diseño para cada estación se muestran a continuación:

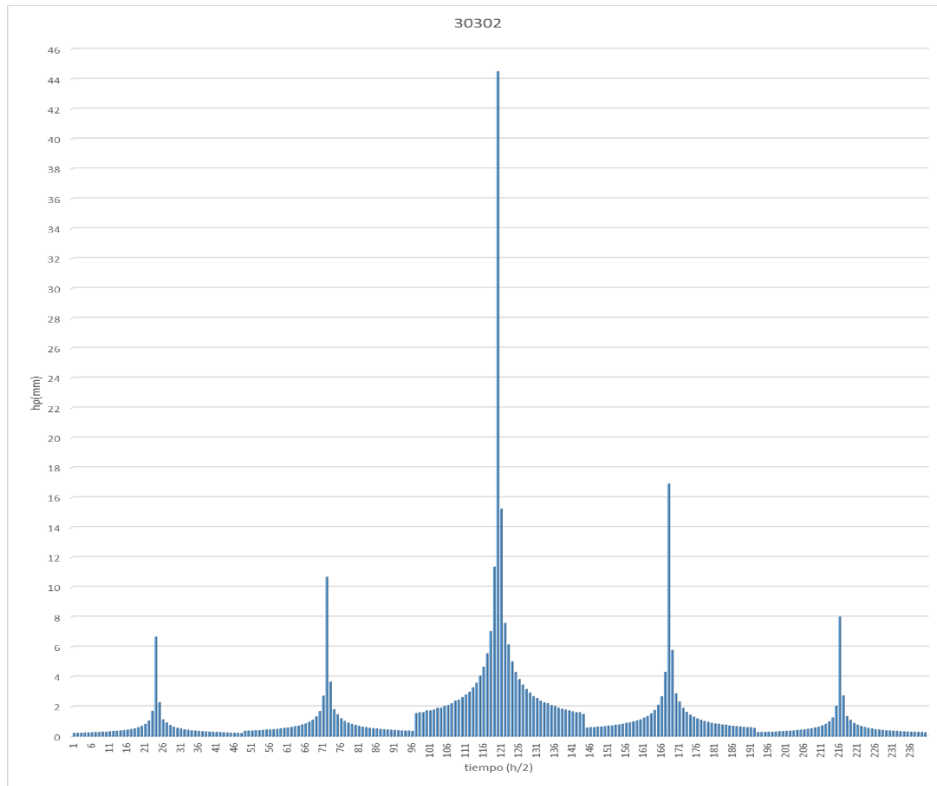


Figura 7.1 Hietograma de diseño para la estación 30302, $Tr=10,000$ años

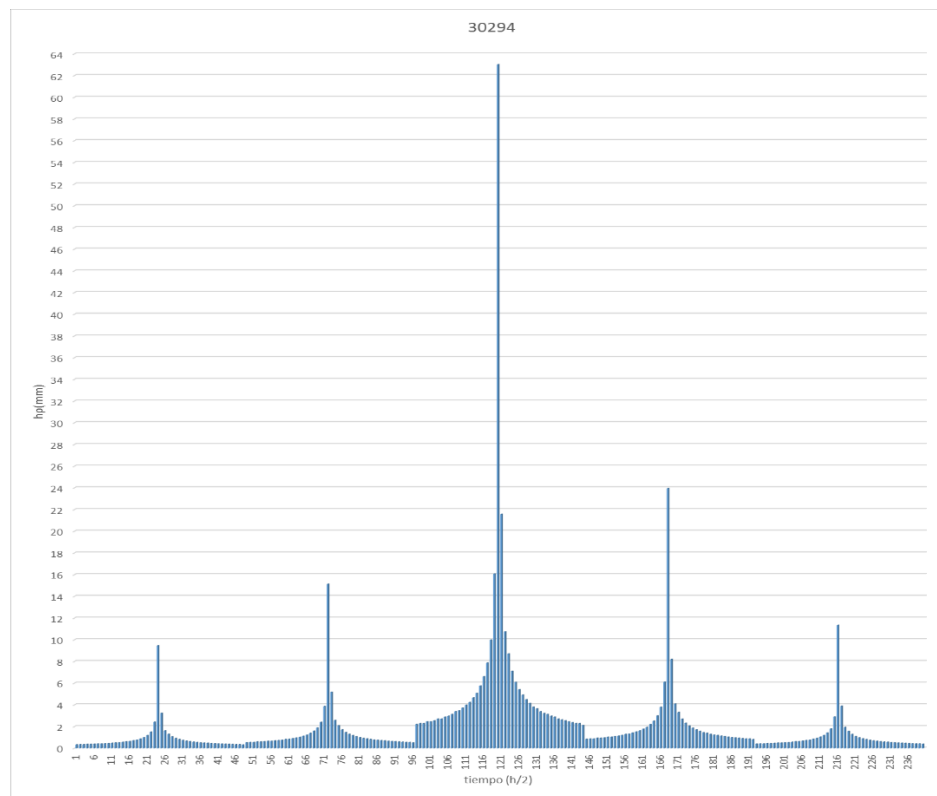


Figura 7.2 Hietograma de diseño para la estación 30294, $Tr=10,000$ años

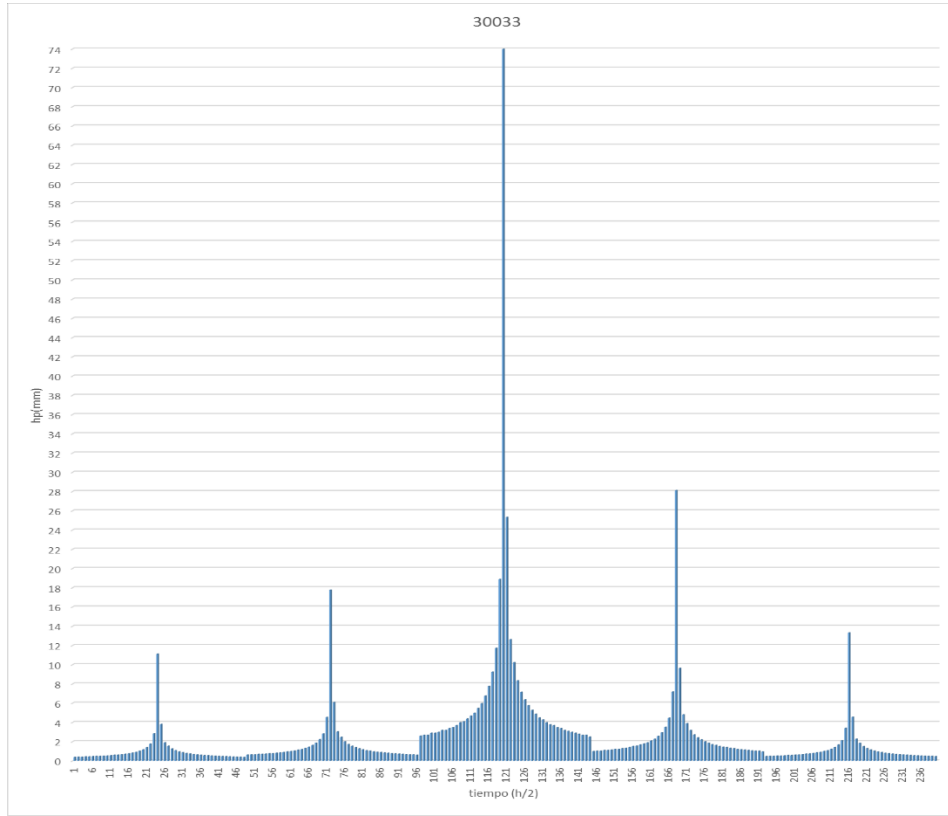


Figura 7.3 Hietograma de diseño para la estación 30204, $Tr=10,000$ años

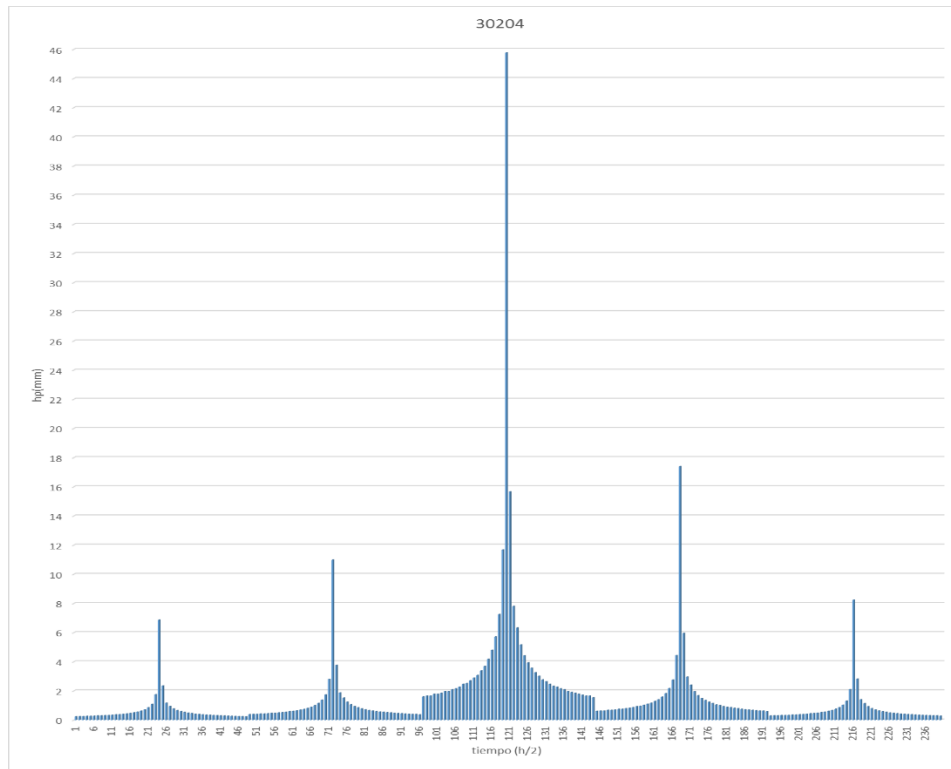


Figura 7.4 Hietograma de diseño para la estación 30033, $Tr=10,000$ años

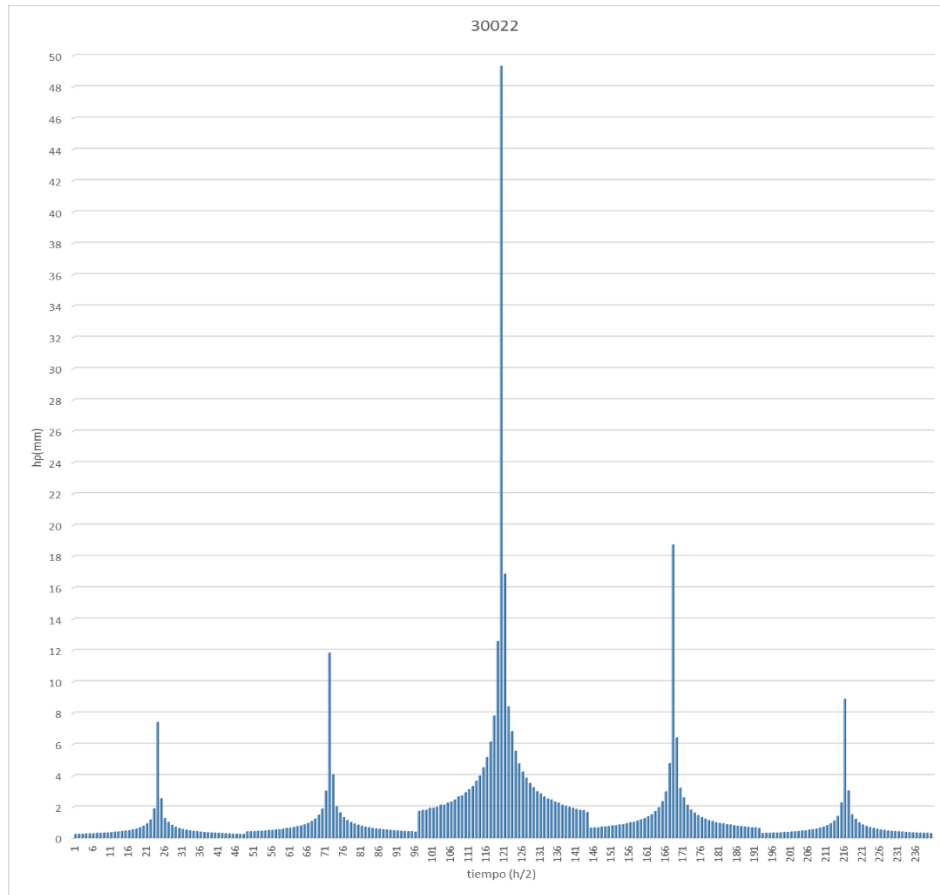


Figura 7.5 Hietograma de diseño para la estación 30022, $Tr=10,000$ años

El mismo procedimiento se aplica para los periodos de retorno faltantes.

8. Modelo para Pronóstico de Escurrimiento

El programa de *Modelo para pronóstico de escurrimiento* (MPE) se desarrolló con el objeto de pronosticar los escurrimientos de una cuenca mediante un *modelo de parámetros distribuidos*.

El programa funciona con la información de la red de estaciones pluviográficas instaladas en la cuenca y con el archivo que contiene los parámetros hidrológicos de la cuenca, en forma de malla. Con ello es capaz de obtener:

1. El área de la cuenca
2. La precipitación media de la cuenca
3. El hietograma de precipitación
4. Las pérdidas
5. La lluvia en exceso
6. El gasto total, directo, base y máximo
7. El hidrograma de escurrimiento de la cuenca.

8.1 Métodos empleados en el MPE

8.1.1 Modelo de precipitación. Método de Shepard

La precipitación distribuida en la cuenca se obtiene interpolando la lluvia registrada en la red de estaciones pluviográficas con el método de Shepard. Este método consiste en obtener una media pesada de los valores registrados en N sitios próximos al punto de interpolación, utilizando como peso el inverso de la distancia del punto por interpolar a los puntos dato que le rodean. El método de Shepard es parecido al del inverso de la distancia, pero introduce procedimientos de mínimos cuadrados.

La función $hp: z = hp(x, y)$ para $(x, y) \in B$, donde B es una región arbitraria del plano x, y , se interpola para los puntos (x_j, y_j) dados por la función:

$$\Phi(x, y) = \sum_{j=0}^N w_j(x, y) hp_j \quad (8.1)$$

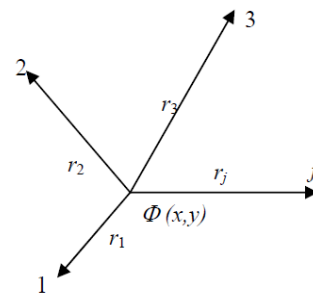
donde el factor de peso de cada estación se determina como:

$$w_j(x, y) = \frac{\frac{1}{r_j^\mu}}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{r_i^\mu}}, 0 < \mu < \infty \quad (8.2)$$

$$r_j(x, y) = \sqrt{(x - x_j)^2 + (y - y_j)^2}, j = 0, \dots, n \quad (8.3)$$

donde

- $\Phi(x, y)$ punto por interpolar
- N número de estaciones de lluvia
- w_j factor de peso en la estación j
- hp_j lluvia en la estación j
- $r_j(x, y)$ distancia desde el punto (x, y) a la estación j
- μ coeficiente de calibración.



Se recomienda que: $2 \leq \mu \leq 6$

8.1.2 Pérdidas por evapotranspiración. Factor de olvido

Para considerar el secado del suelo después de una lluvia, se agregó en el cálculo de la precipitación un parámetro que se denominó *factor de olvido*, el cual hace que las aportaciones de las lluvias antecedentes vayan disminuyendo conforme pasa el tiempo. Con este parámetro se consideran las pérdidas por evapotranspiración que se presentan durante el intervalo de tiempo de una tormenta a otra. De lo contrario, al presentarse un segundo evento de lluvia, el suelo se encontraría saturado y escurriría todo lo que llueve, lo cual no es real.

Al usar el factor de olvido, se calcula una precipitación acumulada neta o efectiva:

$$Pa_n = P_1 f x^{n-1} + P_2 f x^{n-2} + \dots + f n^{n-n} \quad (8.4)$$

donde

Pa_n precipitación acumulada neta en el intervalo de tiempo n (cm)

P_n precipitación neta en el intervalo de tiempo n (cm)

$f x$ factor de olvido, menor de uno.

La precipitación acumulada neta sustituye a la acumulada total P en la ecuación 8.4, para estimar la precipitación efectiva.

8.1.3 Modelo de transferencia de escurrimiento. Método de Clark modificado.

La transferencia del escurrimiento desde cualquier punto de la cuenca hasta su salida se puede modelar por medio de una agregación simple, usando un hidrograma unitario distribuido. El método más popular es el hidrograma unitario distribuido de Clark modificado, que consiste en trasladar el escurrimiento producido en cada celda hasta la salida de la cuenca después de transcurrido un intervalo de tiempo igual al tiempo de viaje desde la celda hasta la salida, combinando un mapa de isócronas (curvas de igual tiempo de viaje) con la regulación en un embalse lineal.

Este método requiere la estimación de tres parámetros para determinar el hidrograma de la cuenca; el histograma tiempo-área, el tiempo de concentración T_c y el coeficiente de atenuación por almacenamiento k .

8.2 Calibración

Los modelos hidrológicos deben ser calibrados y verificados antes de utilizarse en análisis y diseños de ingeniería.

Para cada cuenca en particular será necesario calibrar los parámetros Ia , S y fx (llamados parámetros de pérdidas) y los parámetros Tc , k (llamados parámetros de forma), y comparar los resultados obtenidos de la simulación con datos observados.

8.3 Archivos de entrada

Incluyen los archivos que contienen los parámetros hidrológicos de la cuenca en forma de malla y los datos de lluvia.

8.3.1 Archivo de celdas (ModClarckCN.txt)

Se refiere al archivo que contiene la siguiente información de las celdas que componen la cuenca:

- ✓ Coordenadas SHG (Standard Hydrologic Grid) X, Y, del centro de la celda
- ✓ Longitud de viaje
- ✓ Área
- ✓ Número de curva

Este archivo se obtiene en ArcView con la ayuda de la extensión Hec-GeoHMS.

8.3.2 Archivo con lluvias (.txt)

Se refiere al archivo de texto que contiene el registro de las estaciones pluviográficas. La tabla debe contener la información que se muestra en la figura 8.1, en el mismo orden; las coordenadas en UTM (X, Y) y los valores de lluvia de cada estación en cada uno de los intervalos (ΔT) para el periodo de la tormenta.

	A	B	C	D	E	F	G
1	X	Y	01/01/2010 00:00	01/01/2010 00:30	01/01/2010 01:00	01/01/2010 01:30	01/01/2010 02:00
2	276143.624	2037253.730	0.49	0.51	0.51	0.54	0.54
3	285090.424	2047181.717	0.69	0.72	0.72	0.77	0.77
4	276143.624	2037253.730	0.50	0.52	0.52	0.56	0.56
5	286063.798	2039786.329	0.81	0.84	0.84	0.90	0.90
6	276742.869	2037888.891	0.54	0.56	0.56	0.60	0.60

Figura 8.1 Ejemplo del archivo de lluvias

8.3.3 Archivo de gastos observados

Para poder hacer la calibración del modelo se tienen que comprar los resultados obtenidos con gastos observados por una estación hidrométrica. La tabla debe contener la información que se muestra en la figura 8.2, en el mismo orden, la hora

en cada uno de los intervalos (ΔT) y el escurrimiento medido *total*, *directo* y *base* correspondientes al ΔT .

	A	B	C	D
1	Hora	Qttotal	Qdirecto	Qbase
2	10/08/2010 00:00	9.11892361	9.11892361	0
3	10/08/2010 01:00	9.11892361	9.11892361	0
4	10/08/2010 02:00	9.11892361	9.11892361	0
5	10/08/2010 03:00	9.11892361	9.11892361	0
6	10/08/2010 04:00	9.11892361	9.11892361	0
7	10/08/2010 05:00	9.11892361	9.11892361	0
8	10/08/2010 06:00	9.11892361	9.11892361	0
9	10/08/2010 07:00	9.11892361	9.11892361	0
10	10/08/2010 08:00	9.11892361	9.11892361	0
11	10/08/2010 09:00	9.11892361	9.11892361	0
12	10/08/2010 10:00	9.11892361	9.11892361	0
13	10/08/2010 11:00	9.11892361	9.11892361	0
14	10/08/2010 12:00	9.11892361	9.11892361	0
15	10/08/2010 13:00	9.11892361	9.11892361	0
16	10/08/2010 14:00	9.11892361	9.11892361	0
17	10/08/2010 15:00	9.11892361	9.11892361	0
18	10/08/2010 16:00	9.11892361	9.11892361	0
19	10/08/2010 17:00	9.11892361	9.11892361	0
20	10/08/2010 18:00	9.11892361	9.11892361	0
21	10/08/2010 19:00	9.11892361	9.11892361	0
22	10/08/2010 20:00	9.11892361	9.11892361	0

Figura 8.2 Ejemplo del archivo de gastos observados

8.4 Aplicación del modelo al presente estudio

El archivo ModClarckCN se obtuvo con ayuda del programa ArcView 3.2, aplicando el procedimiento descrito en el “Manual del Modelo para pronóstico de escurrimiento” (Domínguez, Esquivel et al. 2008), capítulo 2 “Obtención de los parámetros hidrológicos con SIG”.

Para la calibración del modelo se recurrió a los gastos observados del 10/08/2010 a las 0:00 al 31/10/2010 a las 23:00 (Figura 8.3), estos se midieron con intervalos de tiempo de una hora. Se obtuvieron las lluvias del 1/08/2010 a las 0:00 al 31/10/2010 a las 23:00 para las 4 estaciones climatológicas y 3 automáticas (Figura 8.4). Como las estaciones climatológicas median datos cada 24 horas y se necesitaban datos cada hora se recurrió a las estaciones automáticas para ver cómo se comportaba la lluvia a lo largo del día, posteriormente se distribuyó la lluvia de 24 horas conforme se mostraba en el registro de las estaciones automáticas.

Una vez obtenido los archivos de entrada (archivo de celdas, de lluvias y de gastos) se calibraron los parámetros de pérdida y de forma tomando en cuenta que se quería

calibrar el volumen y no el gasto pico. Los parámetros resultantes se muestran en la Figura 8.5.

La tabla resumen y el hidrograma calibrado se muestran en la tabla 8.6 y la figura 8.7.



Figura 8.3 Gastos observados en la presa de la Laguna de Catemaco

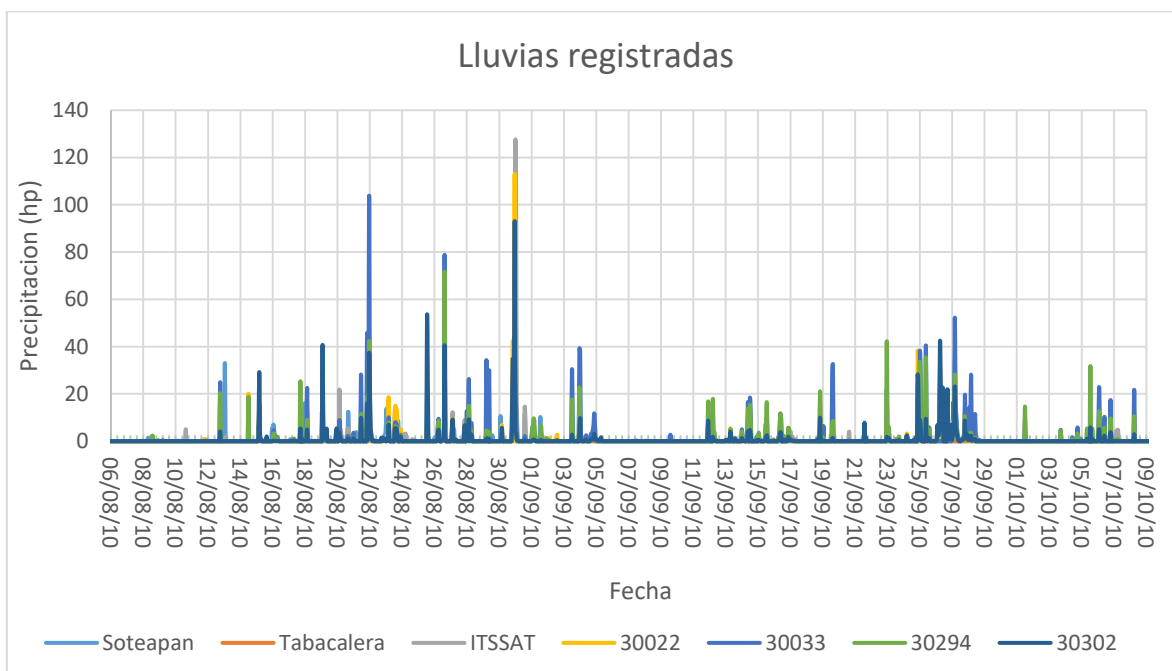


Figura 8.4 Lluvias registradas en 3 estaciones automáticas y 4 climatológicas

PARAMETROS DE CALIBRACIÓN

PARAMETROS DE PERDIDAS

Factor de Escala de Pérdida Inicial (λ)

Factor de Escala de Retención Potencial

Factor de olvido

PARAMETROS DE FORMA

Tiempo de concentración (hr):
 $T_c > \Delta t$

Coefficiente de Almacenamiento (hr):
 $C_a > \Delta t/2$

Figura 8.5 Parámetros de calibración con el programa MPE.

Tabla 8.6 Tabla resumen

TABLA RESUMEN

Observaciones:
(sin comas)

Lluvia

Area de cuenca km²

Lluvia media mm

Pérdidas mm

Lluvia en Exceso mm

Volumen Escurrido

	Observado	Calculado	
Total	<input type="text" value="286283.422"/>	<input type="text" value="247145.017"/>	Mm3
Directo	<input type="text" value="286283.422"/>	<input type="text" value="247145.017"/>	Mm3
Base	<input type="text" value="0.000"/>	<input type="text" value="0.000"/>	Mm3

	Observado	Calculado	
Qmáximo	<input type="text" value="435.410"/>	<input type="text" value="1005.525"/>	m3/s

Aceptar Guardar tabla... Cerrar

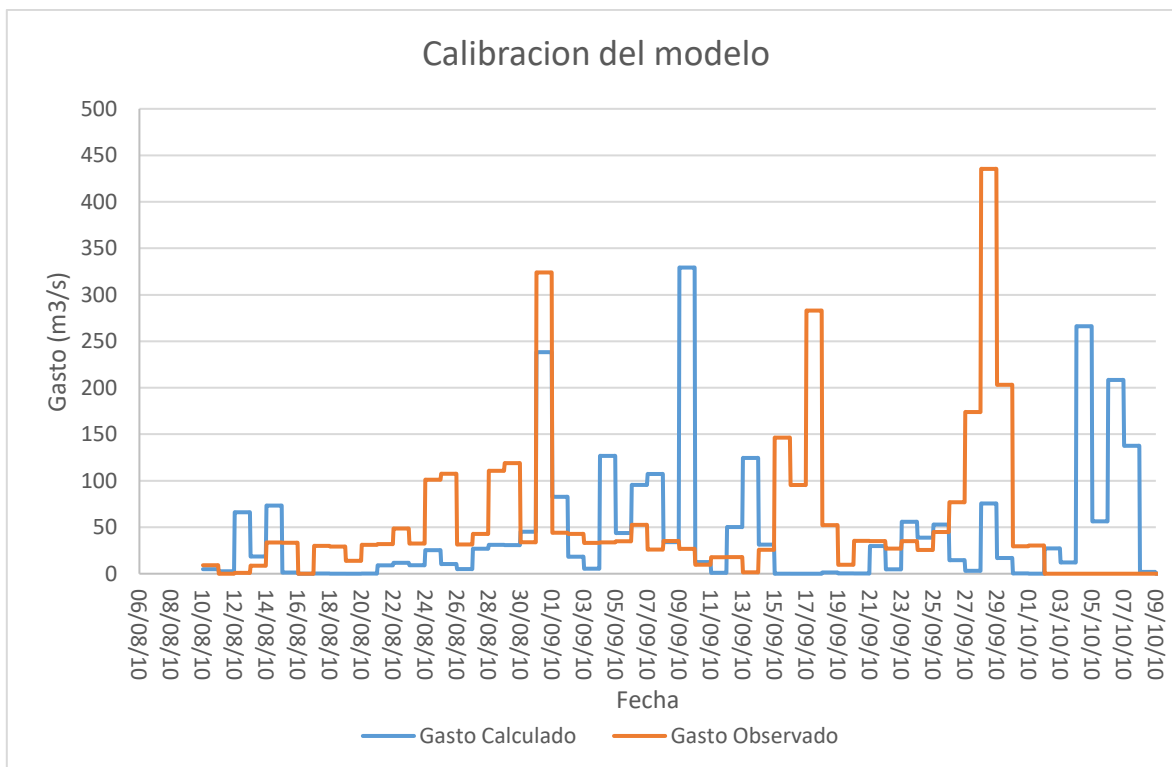


Figura 8.7 Tabla resumen

Se observa un retraso entre los 2 gastos, esto se debe a que el observado se hizo a partir de un filtrado de datos y su posterior adecuación al intervalo de una hora, por lo que su adecuación en el tiempo puede estar errónea, lo importante para el presente estudio es que los volúmenes sean parecidos.

8.5 Hidrogramas de diseño

Una vez calibrado el modelo, se procede a obtener los hidrogramas de diseño para cada periodo de retorno. Para esto se tienen que ingresar al programa los hietogramas obtenidos al final del capítulo 7 junto con los parámetros ya calibrados para cada periodo de retorno, mostrados en la tabla 8.7. Es importante decir que el coeficiente de escurrimiento no debe de exceder el valor de 0.6, por lo que se revisará en cada corrida.

Los hidrogramas de diseño para una lluvia de 5 días se muestran en la Figura 8.9.

Tabla 8.7 Parámetros calibrados para cada periodo de retorno

Parámetros de Calibración	Calibración Iluvias 2010	Tr=10	Tr=50	Tr=100	Tr=500	Tr=1000	Tr=5000	Tr=10000
ΔT (min)	60	30	30	30	30	30	30	30
λ	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Fs	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Fo	0.995	0.995	0.995	0.995	0.995	0.995	0.995	0.995
Tc (hrs)	6	6	6	6	6	6	6	6
K(hrs)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
Área (km ²)	252.394	252.394	252.394	252.394	252.394	252.394	252.394	252.394
Lluvia(mm)	1500.637	537.61	693.44	754.90	890.20	946.23	1,072.64	1,125.97
Lluvia en exceso (mm)	979.205	271.54	371.20	411.15	500.01	537.09	621.26	656.91
VII(Miles m ³)	378,751.77	135,690.04	175,020.10	190,532.23	224,680.13	238,823.53	270,728.66	284,188.32
Vexceso(Miles m ³)	247,145.47	68,534.56	93,689.66	103,770.78	126,198.51	135,559.05	156,801.54	165,801.15
Ce	0.65	0.51	0.54	0.54	0.56	0.57	0.58	0.58
Qmáx (m ³ /s)	1005.525	1,234.35	1,686.32	1,865.72	2,261.89	2,426.29	2,797.32	2,953.64

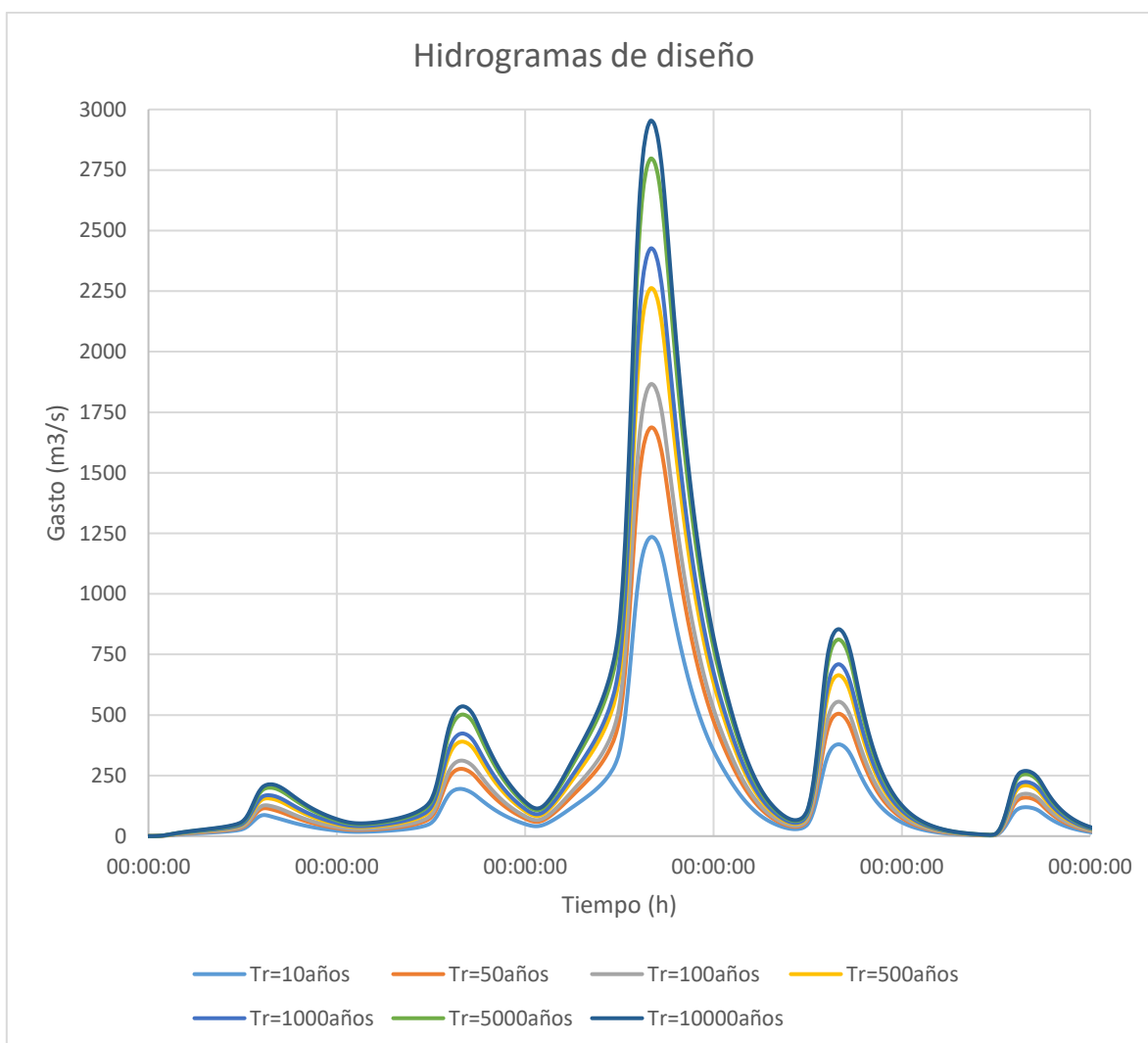


Figura 8.9 Hidrogramas de diseño para una lluvia de 5 días

9. Tránsito de avenidas

Para el tránsito de avenidas por el embalse de la presa analizada se utilizó el programa de tránsito `trate2.bas` del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad y que fue codificado en el Instituto de Ingeniería en lenguaje QBasic (Berezowsky y Fuentes, 1981), se le hizo una adecuación al código para que el programa considere una curva de descarga en la rama del ascenso y otra curva de descargas en la rama del descenso. El programa se ejecutó en el programa QB64bits.

Como datos de entrada se le introdujo al programa la curva elevaciones-capacidades (Tabla 9.1), el hidrograma de diseño con un periodo de retorno de 10,000 años (Figura 9.1) y la política de operación de las compuertas (Tabla 9.2). Como restricciones para el programa se introdujo una restricción de tipo 1, lo que significa que el gasto de salida será el mismo que el de entrada hasta que el gasto de entrada supere los $533.88\text{m}^3/\text{s}$ (Es el gasto correspondiente a la elevación del NAMO en la curva de operación), posteriormente se interpola conforme a la curva de la política de operación de las compuertas.

El programa también necesita el número de puntos del hidrograma de entrada, el número de puntos de la curva elevaciones - capacidades, el Δt del hidrograma de entrada y la elevación inicial del embalse. Estos datos se muestran en la tabla 9.4.

Tabla 9.1 Curva elevaciones-capacidades de la presa

Elevacion (msnm)	Capacidad (millones de m^3)
327.30	0.00
327.50	0.00
327.51	0.00
328.00	0.00
328.01	0.00
328.50	0.00
328.51	0.00
329.00	0.00
329.01	0.00
329.50	0.00
329.51	0.00
330.00	0.00
330.01	0.00
330.50	0.00
330.51	0.00
331.00	0.00
331.01	0.00
331.50	0.00
331.99	32.83
332.00	33.50
332.50	67.00
332.51	67.67
332.60	73.70
332.90	93.80
333.00	100.50
333.01	101.16
333.49	133.32
333.50	133.99
337.00	368.47

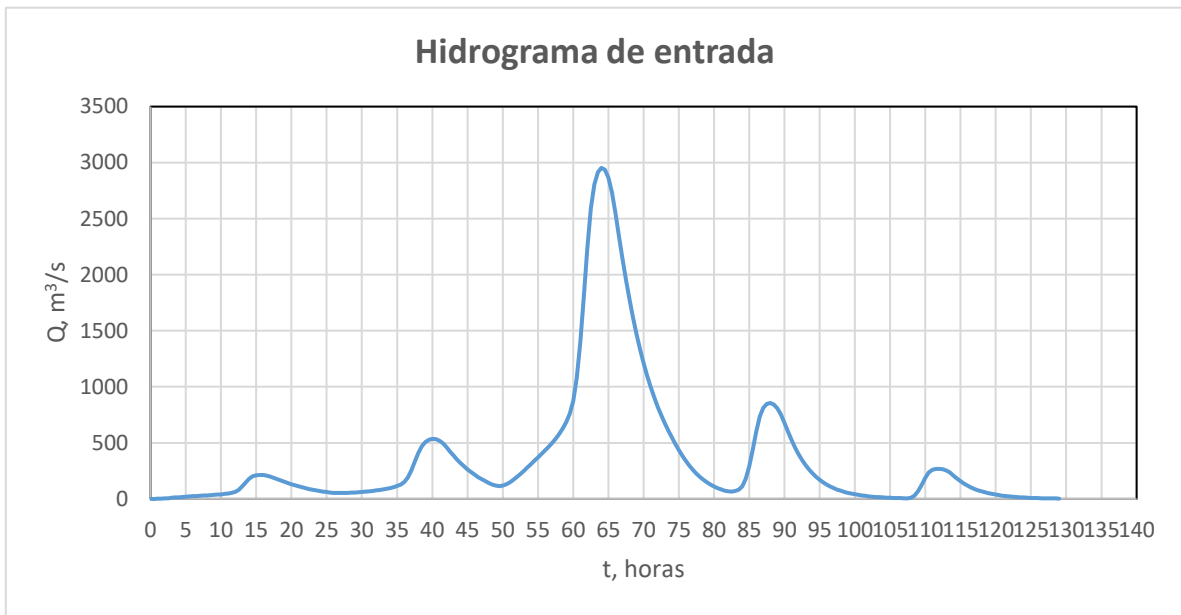


Figura 9.1 Hidrograma de entrada para un $Tr=10,000$ años

Elevacion (msnm)	Descarga (m^3/s)
327.30	0.00
327.50	3.64
327.51	3.91
328.00	23.81
328.01	24.32
328.50	53.45
328.51	54.12
329.00	90.12
329.01	90.98
329.50	156.22
329.51	157.13
330.00	203.93
330.01	204.93
330.50	256.29
330.51	257.38
331.00	312.92
331.01	314.09
331.50	373.51
331.99	436.51
332.00	437.83
332.50	505.67
332.51	507.06
332.60	519.64
332.90	562.36
333.00	576.85
333.01	578.31
333.49	649.71
333.50	650.00
337.00	650.00

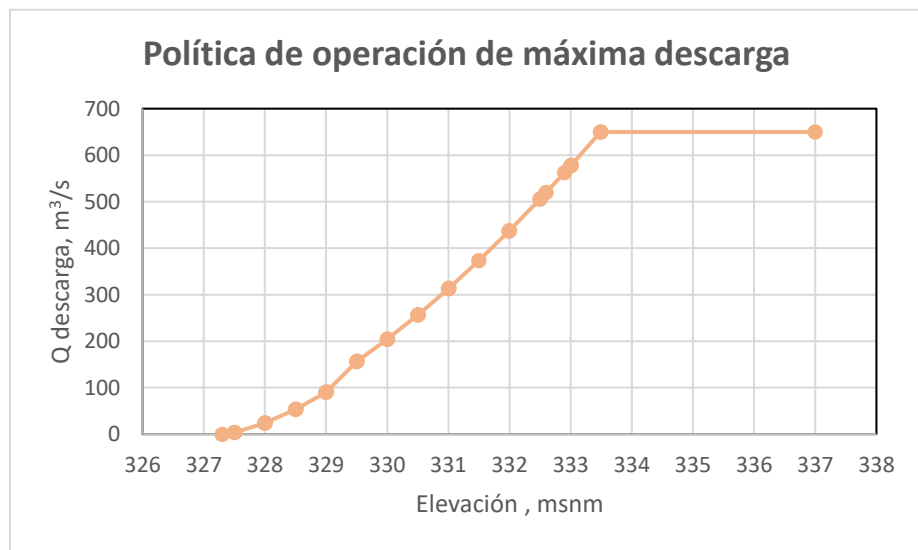


Figura 9.2 Política de operación de la presa con máxima descarga

Tabla 9.2 Datos de entrada para el programa tratae2.bas

Datos de entrada	Valor
No. de puntos del hidrograma de entrada	259
No. de puntos de la curva elevaciones-capacidades	29
Δt del hidrograma de entrada	0.5
Descarga por la obra de toma	0
Elevación inicial	332.7
Descarga inicial por el vertedor	0

9.1 Tránsito de avenida en el vaso

El programa tratae2.bas, como se había mencionado, está basado en el manual de obras civiles realizado por la CFE en conjunto con el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Este programa se utiliza para obtener el hidrograma de salida de una presa mediante el tránsito, a través de su vaso de almacenamiento, de un hidrograma de entrada conocido.

El programa se basa en la ecuación de continuidad para cierto volumen (Ec. 9.1)

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (9.1)$$

donde:

I gasto de entrada al vaso

O gasto de salida del vaso

$\frac{dV}{dt}$ variación del almacenamiento V en el tiempo t

Para resolver la Ec. 9.1 se usa la ecuación 9.2 de diferencias finitas.

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (9.2)$$

donde:

Δt intervalo de tiempo para efectuar los cálculos de tránsito

i, i+1 subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo Δt , respectivamente.

A diferencia del funcionamiento de un vaso, en el tránsito de una avenida no se considera variables como la evapotranspiración y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas o salidas por escurrimiento; esto puede apreciarse comprando el intervalo de tiempo que se emplea en el tránsito de avenidas (horas) con el que se usa el funcionamiento de un vaso (un mes) (CFE, 1980).

Respecto al Δt , para no afectar la precisión de los cálculos conviene utilizar un intervalo pequeño (se sugiere $\Delta t \leq 0.1t_p$, donde t_p es el tiempo de pico del hidrograma de entrada).

El método utilizado por el programa para el tránsito de avenidas es el numérico, el cual resuelve la Ec. 9.2 utilizando un procedimiento de aproximación siguiendo la metodología descrita a continuación:

- I. Se conocen $V_i, I_i, I_{i+1}, O_{ei}, h_i, O_t$ y se toma $O_{i+1} = O_{ei} + O_t$ y $k = 0$. Para $i=1$ son los datos iniciales.
- II. Se calcula V_{i+1} de la Ec. 9.2.
- III. Con V_{i+1} se obtiene de la curva elevaciones-capacidades la elevación h_{i+1} .
- IV. Con h_{i+1} , utilizando la curva de la política de operación de las compuertas, se obtiene O_{ei+1} ; se calcula $O_{i+1} = O_{ei+1} + O_t$.
- V. Se hace $k = k + 1$ y si k es menor que 3 se regresa al paso II, de otro modo, se continúa con el paso VI.
- VI. El valor de O_{i+1} corresponde al gasto de salida del intervalo de tiempo en cuestión.
- VII. Se toma $i = i + 1$ y se regresa al paso I tantas veces como se requiera para definir el hidrograma de salida.

9.2 Resultados

La primera corrida del programa se hizo utilizando los datos mencionados al inicio del capítulo (en particular, con la elevación inicial igual a 332.7), el resultado se muestra a continuación:

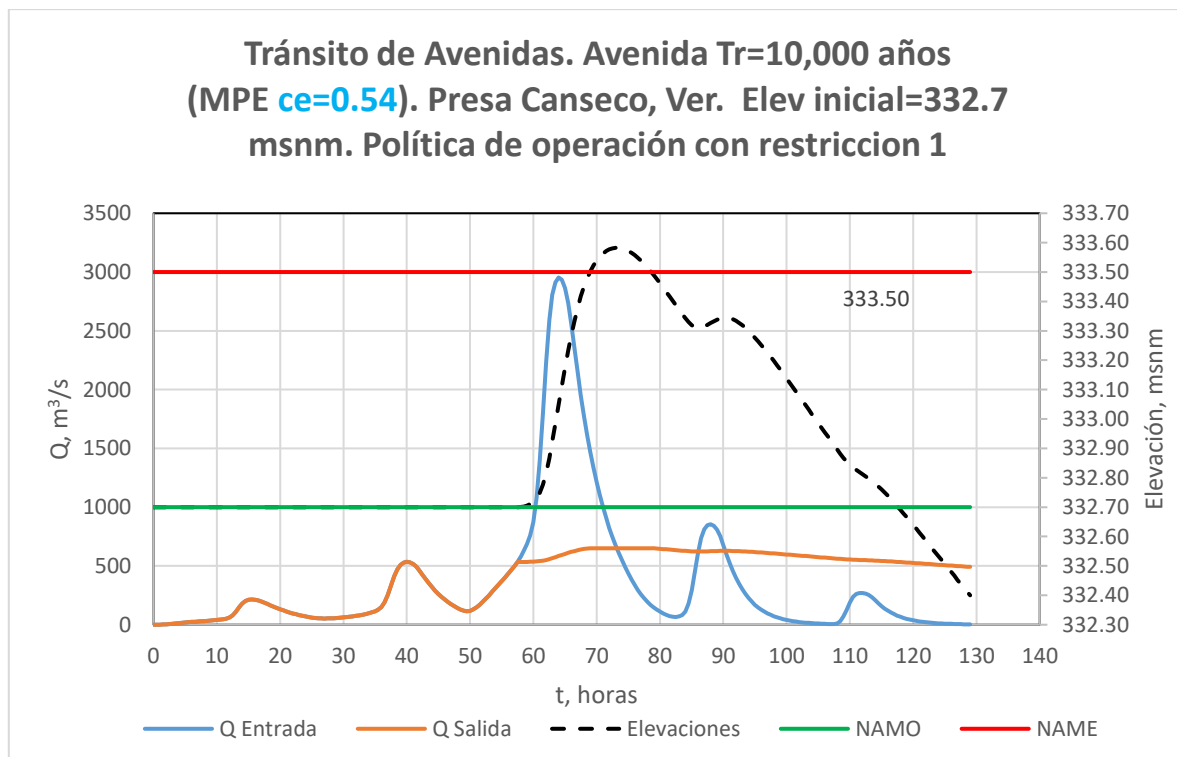


Figura 9.3 Transito de avenidas para un Tr=10,000 años y restricci3n 1. Corrida I

Como se puede observar las elevaciones del embalse sobrepasan el NAME, por lo que se sugiri3 vaciar la presa 10 horas antes para que el nivel inicial fuera de 332.6msnm. Utilizando el anterior argumento se corri3 de nuevo el programa trate2.bas obteniendo los resultados mostrados en la figura 9.4 y la tabla 9.3.

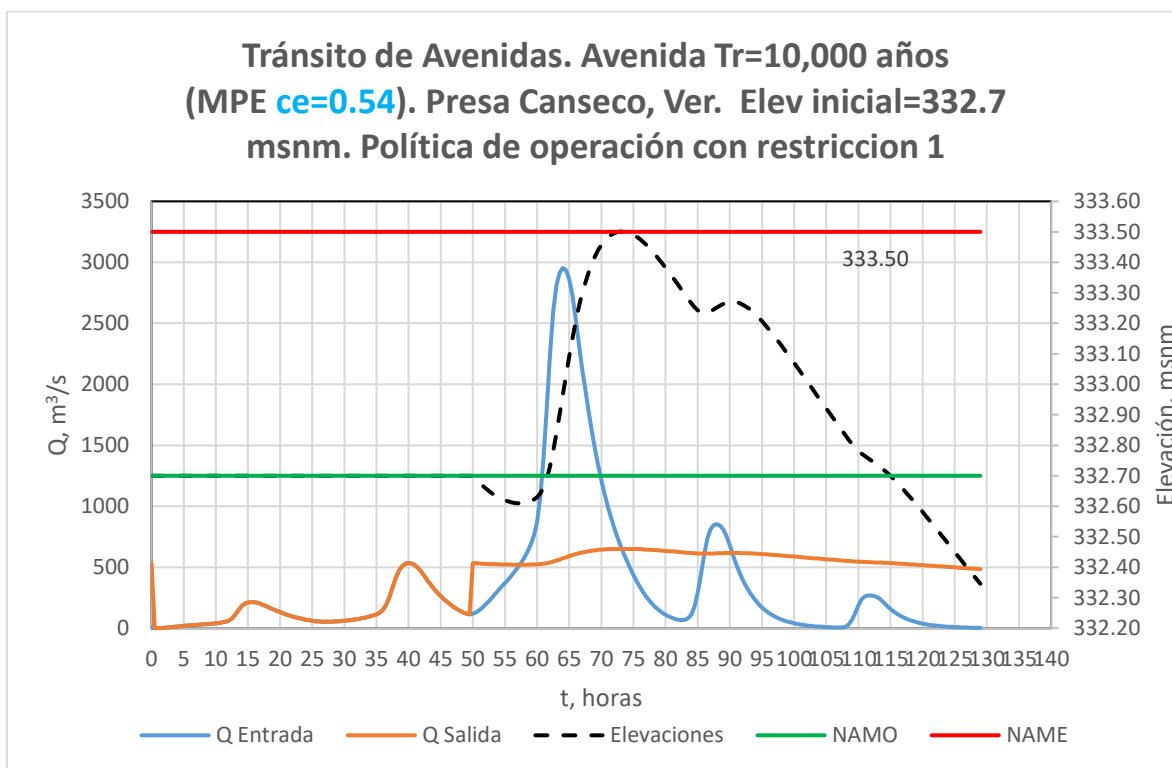


Figura 9.4 Transito de avenidas para un Tr=10,000 a3os y restricci3n 1. Corrida II

Al vaciar la presa 10 horas antes y conseguir un nivel de 332.6msnm en el vaso, no se rebasa el NAME (Tabla 9.3).

Tabla 9.3 Datos de la corrida II con pre vaciado

Qm3x entrada	Qm3x salida	Elev m3x	Vol m3x	NAME
m ³ /s	m ³ /s	msnm	hm ³	msnm
2953.64	650	333.50	134.0429	333.5

Los resultados obtenidos muestran que si bien hay que atender las necesidades de los pescadores al establecer la elevaci3n del NAMO en 332.7msnm, es muy peligroso si no se tiene un adecuado sistema de alerta por tormenta, ya que si no se vaci3 la presa con anticipaci3n se puede sobrepasar el NAME.

Se recomienda establecer el NAMO a una elevaci3n de 332.6msnm, lo que permitiría un buen manejo de una avenida con un periodo de retorno de 10,000 a3os y con duraci3n de 5 días.

Conclusiones

El diseño u operación de cualquier obra civil hidráulica necesita un estudio hidrológico que requiere de un manejo adecuado de los datos de las estaciones climatológicas y e hidrométricas.

En la recopilación de datos de las estaciones en México, se tiene incertidumbre ya que los datos se capturaban con un personal que en muchos casos no tienen capacitación, por lo que los errores eran frecuentes. Por ello, se requiere revisar con detalle los datos, si se tiene un valor alto se analizan las estaciones vecinas, los años anteriores y posteriores, y con un criterio con experiencia se evalúa el dejar el valor o quitarlo.

Con en estudio hidrológico se pretende minimizar la incertidumbre en la determinación de las tormentas de diseño, ya que hay que resaltar que se trata de un estudio probabilístico y no determinístico, por lo que los métodos utilizados son para minimizar la probabilidad de falla.

Se determinó que las tormentas de diseño actualizadas para la presa fueran de 5 días en lugar de 1 día al observar el comportamiento de la lluvia extraordinaria en el año 2010. Debido a que interesaba revisar el volumen máximo que entra en el embalse, dejando en segundo plano al gasto máximo instantáneo que entraría en un determinado momento.

Para la obtención de los hidrogramas de diseño se utilizó el Modelo Lluvia Escurrimiento desarrollado por el Instituto de Ingeniería, UNAM el cual se calibra a partir de un hietograma observado, hidrogramas medidos y un archivo de celdas. El modelo calcula el escurrimiento a partir de la lluvia efectiva, calculada con los números de curva, los cuales se especifican de forma distribuida a lo largo de la cuenca. Para el archivo de celdas se optó por utilizar la cuenca entera y no por subcuencas ya que arrojaba resultados parecidos con los reportados por Esquivel (2016) al realizarlos por subcuencas.

Finalmente, al transitar el hidrograma por el vaso de la cuenca para una lluvia con periodo de retorno de 10,000 años, se observó con los datos arrojados por el programa trate2.bas, que el nivel del embalse superaba el NAME si se tenía un NAMO de 332.7 msnm, por lo que se recomendó el vaciado de la presa 10 horas antes de que la avenida llegara para evitar dañar la estructura al sobrepasar el NAME.

Referencias

- Allasia, D., Avruch, G.J., (2000), "*Regionalización de caudales en la región del Alto Uruguay Río Grande do Sul - Brasil*". Universidad Nacional del Nordeste. Comunicaciones Científicas y Tecnológicas.
- Azevedo, M.F., Demetrius, D.D., Reis, C., (2008), "*Stream, Flows Regionalization in watersheds on the right margin of river Araguaia and left margin of the river Tocantins*". XXXVII Congreso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Brazil.
- Baeza, R. C. (2007), "*Estimación Regional de Factores de Conectividad para el Cálculo de las Relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia*". Tesis Maestría. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. UNAM, México.
- Bell, F. C. (1969), "*Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships*". (P. o. Engineers, Ed.) Journal of the Hydraulics Division, 95 (HY1), 311-327.
- Blade, C.E. (2005), "*Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones*". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Bolaños, C.J. (2013), "*Operación óptima de vertedores. Aplicación a la presa Pujal-Coy*". Tesis de Maestría, UNAM.
- Byzedi, M., Saghafian, B., Mohammadi, K. and Siosemarde, M. (2014), "*Regional analysis of streamflow drought: a case study in southwestern Iran*". Environ Earth Sci 71:2955-2972. DOI 10.1007/s 12665-013-2674-7.
- Campos-Aranda, D. F. (2008), "*Ajuste Regional de la Distribución gve en 34 Estaciones Pluviométricas de la Zona Huasteca de San Luis potosí, México*". Agrociencia, 42, 57-70.
- Campos-Aranda, D. F. (2014), "*Análisis Regional de Frecuencia de Crecientes en la Región Hidrológica no. 10 (Sinaloa), México. 1: Índices de Estacionalidad y Regiones de Influencia*". Agrociencia, 48(2), México.
- CFE (1980), "*Manual de Diseño de Obras Civiles*". Hidrotécnica-Hidrología, A.1.8, Tránsito de avenidas en vasos, México.

- Chen, C. L. (1983), "*Rainfall Intensity-Duration-Frequency Formulas*". (ASCE, Ed.). Journal of Hydraulic Engineering, 109 (12), 1603-1621.
- Domínguez, M.R., Arganis, J.M., Carrizosa, E.E., Esquivel, G.G., Berezowsky, V.M., Jiménez, C.A., Herrera, A.J., Ramírez, G.J., Sotomayor, S.E., (2016), "*Estudio hidrológico y determinación de la política de operación de la laguna de Catemaco, Ver. De la C. H. Chilapan*", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Domínguez, M.R., Arganis, J.M., Carrizosa, E.E., Hincapié, L.C., Fuentes, M.G., Osnaya, R.J., (2017), "*Estudio para regionalizar los gastos generados por avenidas máximas, como base para la elaboración de mapas de peligro por inundaciones fluviales en todas las cuencas de la república mexicana*", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Domínguez, M.R., Carrizosa, E.E., Esquivel, G.G., Mendoza, R.A. (2007), "*Modelo de pronóstico de escurrimiento para las cuencas de México*", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Escalante Sandoval, Carlos A.; Domínguez Esquivel, José Y. (2001), "*Análisis regionales de precipitación con base en una distribución bivariada ajustada por máxima entropía*". Ingeniería Hidráulica en México, JUL-SEP; XVI (3) Página(s): 91-102.
- Escalante-Sandoval Carlos Agustín y Amores-Rovelo Leonardo (2014), "*Influencia de la delimitación de regiones homogéneas en la estimación de lluvias máximas diarias*". Memorias del XIII Congreso Nacional de Hidráulica Puerto Vallarta, Jalisco, México, 1-6 pp.
- Félix, A.R. (2016), "*Influencia de las zonas de inundación en el tránsito de avenidas en cauces*". Tesis de Maestría, UNAM.
- Gómez, A.E. (2014), "*Nuevos modelos para el cálculo de los escurrimientos en la república mexicana*". Tesis de Licenciatura, UNAM.
- González, V. F. (1969), "*Operación Óptima de Compuertas*". Secretaría de Recursos Hidráulicos: Instituto de Ingeniería. Serie Azul 222.
- Guichard, D., Domínguez, R. (1998), "*Regionalización de lluvias en la cuenca del alto río Grijalva*". Quehacer Científico en Chiapas, Vol. 1, No. 2.
- Huerta, L.S. (2015), "*Políticas de operación a largo plazo de un sistema de presas de propósito múltiple*". Tesis de Doctorado, UNAM.

- Isik, S. and Singh, V., (2008), "*Hydrologic regionalization of watersheds in Turkey*". Journal of Hydrologic Engineering.13:824-834.
- Labrada, M.P. (2016), "*Modelos lluvia-escurrimiento de parámetros distribuidos para la cuenca Chicoasén*". Tesis de Licenciatura, UNAM.
- Martínez, A.I. (2009), "*Políticas de operación óptimas para un sistema de presas. Aplicación de algoritmos genéticos*". Tesis de Maestría, UNAM.
- Perez Rojas A. (1984), "*Investigaciones geológicas preliminares en el Lago de Catemaco Veracruz, México*", Tesis de Licenciatura, UNAM, México.
- R. Berndtsson, J. Niemczynowicz (1998), "*Spatial and temporal scales in rainfall analysis – Some aspects and future perspectives*". J. Hydrol., 100, pp. 293-313.
- SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes). (1990), "*ISOYETAS de Intensidad-Duración-Frecuencia*". República Mexicana. Subsecretaría de Infraestructura. México, D. F. 495 p.
- Vargas, G.C.E. (2016), "*Modelación y calibración del proceso lluvia y escurrimiento en una cuenca urbana, para la generación de mapas de peligro por inundación*". Tesis de Maestría, UNAM.