



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

ESTIMACIÓN DE HIDROGRAMAS DE DESCARGA DE LAS PRESAS DEL
PONIENTE

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MARIO PONCE SORIA

TUTOR PRINCIPAL
DR. RAMÓN DOMINGUEZ MORA FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, SEPTIEMBRE 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Fuentes Mariles Oscar Arturo

Secretario: M.I. Franco Víctor

Vocal: Dr. Domínguez Mora Ramón

1 er. Suplente: Dr. Pozos Estrada Óscar

2 d o. Suplente: Dr. Arganis Juárez Maritza Liliana

Instituto de Ingeniería, UNAM. Ciudad de México.

TUTOR DE TESIS:

DR. RAMÓN DOMINGUEZ MORA

FIRMA

Dedicatoria

A mis padres, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, la motivación constante y su infinito amor.

Agradecimientos

A mis padres, por su infinito amor.

Al Dr. Ramón Domínguez Mora, por todas sus enseñanzas, paciencia, dedicación, tiempo, que hicieron posible esta tesis. Además, que con su apoyo y consejos he conseguido grandes metas.

Al M.I. Eliseo Carrizosa Elizondo, por su apoyo constante.

A la Dra. Maritza Lilitiana Arganis Juárez, al Dr. Óscar Pozos Estrada, al Dr. Oscar Fuentes Mariles y M.I Víctor Franco por su apoyo y revisión de esta tesis.

A todos mis amigos del Instituto de Ingeniería UNAM, que con su amistad hicieron de esta etapa muy especial.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por ser parte de mi formación profesional.

Al CONACYT, por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de maestría.

Resumen

Se ha observado que las condiciones en las que el Sistema de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México fue diseñado han cambiado, lo que ha provocado que la presencia de inundaciones en la zona en la época de lluvias sea muy frecuente.

El presente trabajo analiza la parte del poniente de dicho sistema, específicamente el sistema de presas interconectadas, con el objetivo determinar hidrogramas de descarga de cada una, en condiciones actuales, a partir de hidrogramas de ingreso, los cuales están asociados a tormentas estadísticas para diferentes periodos de retorno. Adicionalmente se conocerá el nivel de peligro al que está expuesta cada presa.

Además, se presenta una metodología para el cálculo de hidrogramas a partir de tormentas estadísticas asociadas a diferentes periodos de retorno, en conjunto con el programa Modelo para Pronóstico de Esguerrimiento (*MPE*) y el tránsito de avenidas de un sistema de presas interconectadas con el programa *VASOS*.

Abstrac

It has been observed that the conditions in which the Drainage System of the Metropolitana area of the Valley of Mexico was designed have changed, which causes flooding in the area in the rainy season to be very frequent.

This paper analyzes the western part of drainage system, specifically the interconnected dams system, with the objective of determining discharge hydrograms of each one, under current conditions, with hydrograms associates with statistical storms for different return periods, and we will know hazards of each dam.

In addition, it is shown a methodology for the calculation of hydrograms of statistical storms associated with different return periods, together with the program Runoff Model (*MPE*) and the channel routing of a dam system interconnected with the program *VASOS*.

Índice

	Página
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES.	4
1.1. Cuenca	4
1.1.1. Características fisiográficas.	4
1.2. Red de pluviógrafos de la Ciudad de México.	9
1.3. Estudio de regionalización de precipitaciones elaborado en el Instituto de Ingeniería, UNAM.	12
1.4. Factor de reducción por área (<i>FRA</i>).	14
1.5. Modelación lluvia-escorrimento.	15
1.5.1. Modelos de parámetros concentrados	15
1.5.2. Modelos de parámetros distribuidos.	16
1.5.2.1. Modelo para Pronóstico de Escorrimento (<i>MPE</i>)	16
1.6. Tránsito de avenidas: en un embalse y en un sistema de presas interconectadas.	18
1.6.1. Tránsito de avenidas de un embalse.	18
1.6.2. Tránsito de avenidas en un sistema de presas interconectadas.	19
CAPÍTULO 2. SISTEMA DE DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DEL VALLE DE MÉXICO. SISTEMA DE PRESAS DEL PONIENTE.	22
2.1. Sistema de Presas del Poniente.	27
CAPÍTULO 3. CASO DE APLICACIÓN.	45
3.1. Determinación de cuencas y características fisiográficas de cada presa.	45
3.2. Tormentas históricas.	50
3.2.1. Tormenta de 1988.	50
3.2.2. Tormenta de 2011.	51
3.2.3. Tormenta de 2017.	52
3.2.4. Análisis de tormentas	53
3.2.5. Determinación de hidrogramas de entrada a cada cuenca.	56
3.2.5.1. Calibración del Modelo para Pronóstico de Escorrimento (<i>MPE</i>)	57
3.2.5.2. Tránsito de avenidas	58
3.3. Estimación de tormentas estadísticas.	64
3.3.1. Precipitación media correspondiente a cada pluviógrafo.	64
3.3.2. Precipitación máxima anual diaria asociada a diferentes periodos de retorno.	66
3.3.3. Precipitación con duración de 1 hora.	68
3.3.4. Precipitación con duraciones menores de 1 hora.	69
3.3.5. Aplicación de factor de reducción por área (<i>FRA</i>)	75
3.3.6. Hietogramas de diseño	76
3.4. Determinación de hidrogramas de entrada por cuenca propia de cada presa con tormentas estadísticas.	78
3.5. Tránsito de avenidas de un sistema de presas interconectadas.	80

CAPÍTULO 4. RESULTADOS	83
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES	85
BIBLIOGRAFÍA	87

INTRODUCCIÓN

El Sistema de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México tiene como objetivo principal evitar que las inundaciones afecten las actividades humanas, es por ello que en el año de 1954 la entonces Dirección General de Obras Hidráulicas del Departamento del Distrito Federal, elaboró un plan general del mismo con esta intención.

Dicho sistema a lo largo del tiempo ha tenido diversas modificaciones, lo que lo ha hecho muy extenso y complejo; por lo que, para su estudio, se ha agrupado en las zonas poniente, sur, centro, oriente y sur-oriente. (Dominguez, 2008)

Este trabajo se enfoca en la zona del poniente, principalmente en el sistema de presas. En la zona poniente se localiza: el sistema de presas, Interceptor del Poniente, río Hondo, río de los Remedios, Vaso regulador “El Cristo”, Interceptor Centro-Poniente y Emisor del Poniente. El sistema de presas está integrado por 29 presas, de las cuales 21 se encuentran en la Ciudad de México y el resto en el Estado de México. Su construcción tuvo inicio en el año de 1901 con la presa Tarango y el resto entre los años de 1928 y 1959.

La característica principal de este sistema de presas, es su interconexión, la cual tiene como finalidad regular las grandes avenidas provenientes principalmente de los ríos del poniente. Los escurrimientos posteriormente son conducidos por el Interceptor Poniente.

El Interceptor del Poniente inicia a la altura del río Magdalena, su trayectoria es de sur a norte y descarga en el río Hondo, cuenta con la estructura de alivio el Interceptor Centro-Poniente del sistema de Drenaje Profundo. Después mediante el río Hondo y río de los Remedios, los escurrimientos llegan al Vaso regulador “El Cristo”, para que finalmente lleguen al Emisor del Poniente y luego se dirijan hacia el norte del Valle de México.

El incremento de la población y de la mancha urbana, la deforestación de las cuencas, la construcción de viviendas en las áreas que forman parte de los vasos de las presas, hacen que su capacidad disminuya y no trabajen en condiciones que se tenían cuando fueron diseñadas y varias de estas presas sean incapaces de hacer una correcta regulación. De igual manera, se observan deficiencias en las descargas controladas, ya que estas pueden afectar a la población aguas abajo.

Por otra parte, la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) en 2019 tiene más de 20 millones de habitantes, lo cual equivale al 17% de la población nacional, se tiene registro que el aumento de la población de la última década fue de 1.2%. En las zonas periféricas creció más rápido que en la parte central. A nivel mundial la ZMVM por el número de habitantes, ocupa el tercer lugar, como se muestra en la Figura 1.

Otra de las complicaciones del funcionamiento de las presas del Poniente, es el cambio de uso de suelo de sus cuencas, que ha provocado que los escurrimientos aumenten. La Figura 2 es la cuenca de la presa Tacubaya, donde en la actualidad el 67.50% de su área total corresponde a área urbana y el resto a forestal y no urbana. La mayoría de las cuencas de las presas están en una situación semejante.

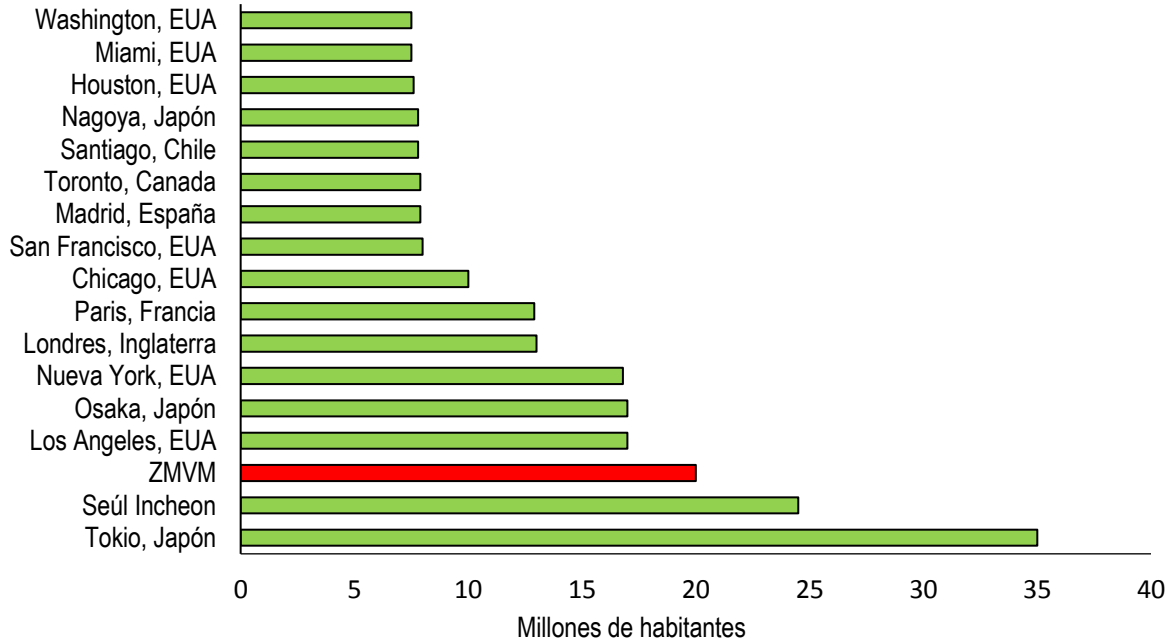


Figura 1. Zonas metropolitanas más grandes de la OCDE, 2012. Fuente: OECD (2015), “Metropolitan áreas”.

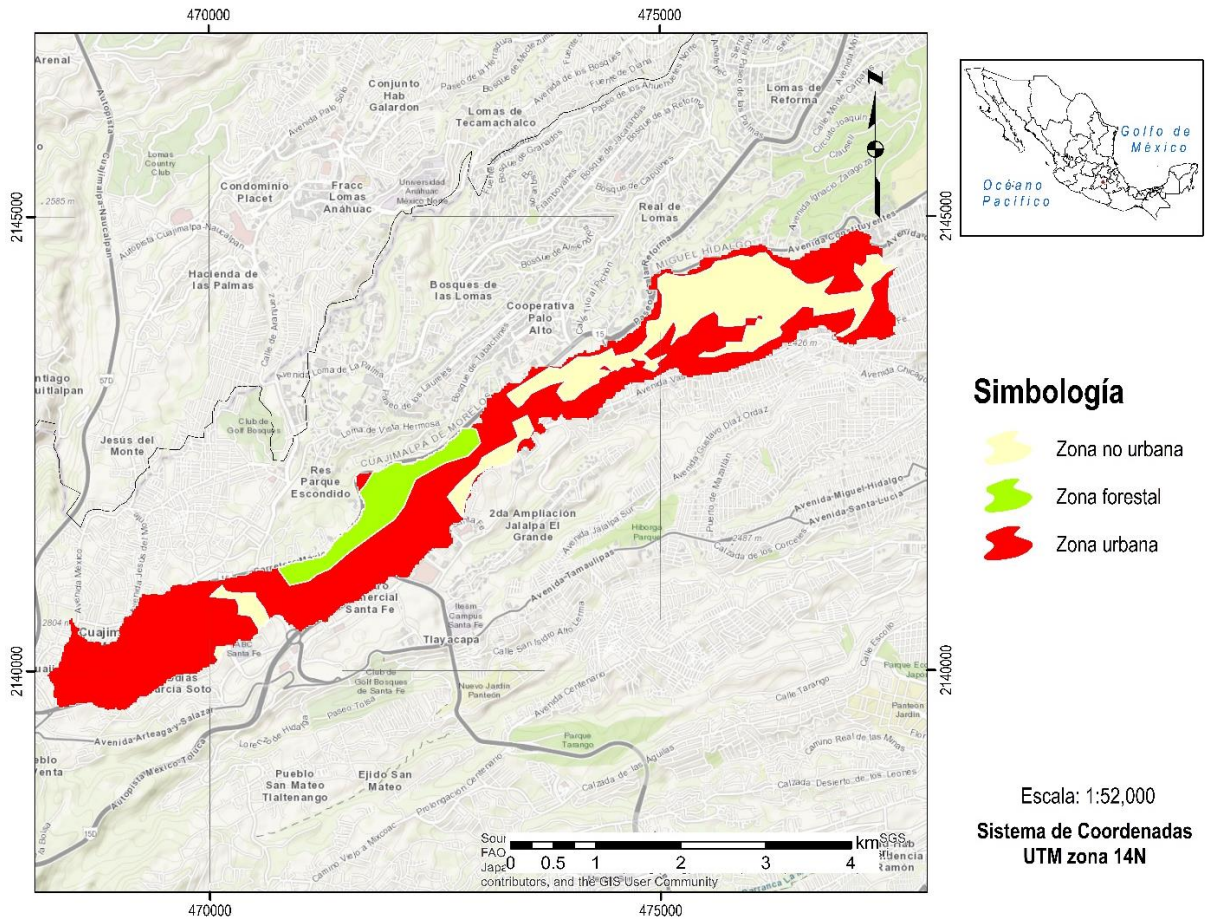


Figura 2. Cuenca de la presa Tacubaya.

De manera similar, se ha acumulado una gran cantidad de azolves, que ha originado una fuerte reducción en su capacidad de regulación. También se ha observado que, en ciertos casos ya existen daños en su infraestructura, como son las obstrucciones en la obra de toma y los túneles de interconexión. Además, se han deteriorado por falta de mantenimiento, por lo que la mayoría de dichas estructuras están cerradas.

Por todo lo mencionado, este trabajo tiene como objetivo conocer los peligros existentes de cada una de las Presas del Poniente, mediante los niveles alcanzados del embalse asociados con tormentas estadísticas de diferentes periodos de retorno, a partir de la estimación de hidrogramas de descarga de cada una de las presas al sistema principal de drenaje pluvial en condiciones actuales, con base en hidrogramas de ingreso, calculados con tormentas estadísticas y un tránsito de avenidas.

De igual manera, con este trabajo se pretende dar una metodología para el cálculo de hidrogramas con el programa *Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE)*, a partir de tormentas estadísticas asociadas a diferentes periodos de retorno, adicionalmente un tránsito de avenidas de un sistema de presas interconectadas con el programa VASOS.

El *Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE)*, fue desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, (IIUNAM) y tiene la finalidad de pronosticar escurrimientos de una cuenca empleado un modelo de parámetros distribuidos. El programa VASOS también fue hecho en el IIUNAM para simular el paso de una avenida por embalses de presas, en este caso para varios conjuntos de presas interconectadas ya sea en serie o en paralelo.

El trabajo se desarrolla en 5 capítulos, los cuales se mencionan a continuación.

En el primer capítulo se describen los conceptos básicos usados, como es la descripción de una cuenca hidrológica, y sus características fisiográficas, la red de pluviógrafos de la Ciudad de México, el estudio de Regionalización de Lluvias elaborado en el Instituto de Ingeniería para el Centro Nacional de Desastres (CENAPRED), el *Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE)* usado para calcular hidrogramas y el programa VASOS para el tránsito de avenidas.

En el segundo capítulo se describe el Sistema de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México, presentando algunos antecedentes hasta la actualidad, partiendo de lo general hasta llegar a la zona poniente. Se describe el área de estudio que es el sistema de presas, sus funciones y características.

En el tercer capítulo se desarrolla toda la metodología que se usó para cumplir los objetivos de este trabajo. En una primera parte se presenta el análisis de tormentas históricas y su calibración en *MPE* y en la segunda parte, se describe el uso de tormentas estadísticas para el cálculo de hidrogramas y posteriormente, obtener los hidrogramas de ingreso y descarga de cada presa con el programa VASOS.

En el cuarto capítulo se muestran los resultados de aplicación del programa VASOS. Donde se observan los niveles alcanzados durante la simulación de la tormenta estadística para diferentes periodos de retorno.

Las conclusiones de la tesis se presentan en el quinto capítulo, donde se mencionan las presas que presentan mayores peligros.

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES.

1.1. Cuenca

Una cuenca es una superficie terrestre, que es delimitada por un parteaguas, en la cual el agua precipitada se transporta hacia un punto de salida de la misma por medio de un sistema de corrientes. Existen dos tipos de cuencas: endorreicas (cerradas) y exorreicas (abiertas). En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca, que generalmente es un lago, en las otras, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar.

1.1.1. Características fisiográficas.

- 1) Parteaguas. Línea imaginaria formada por los puntos de mayor elevación topográfica que se define a partir de un punto de interés.
- 2) Área drenada (A). Es la superficie en proyección horizontal delimitada por el parteaguas.
- 3) Coeficiente de desarrollo de la línea del parteaguas (mp).

$$mp = 0.282 \frac{Lp}{\sqrt{A}} \quad (1)$$

Donde:

Lp , longitud del parteaguas (km).

A , área drenada de la cuenca (km^2).

- 4) Parámetro de forma (Pf).

$$Pf = \frac{Lp}{A} \quad (2)$$

Donde:

Lp , longitud del parteaguas (km).

A , área drenada de la cuenca (km^2).

- 5) Longitud de la cuenca (Lc)

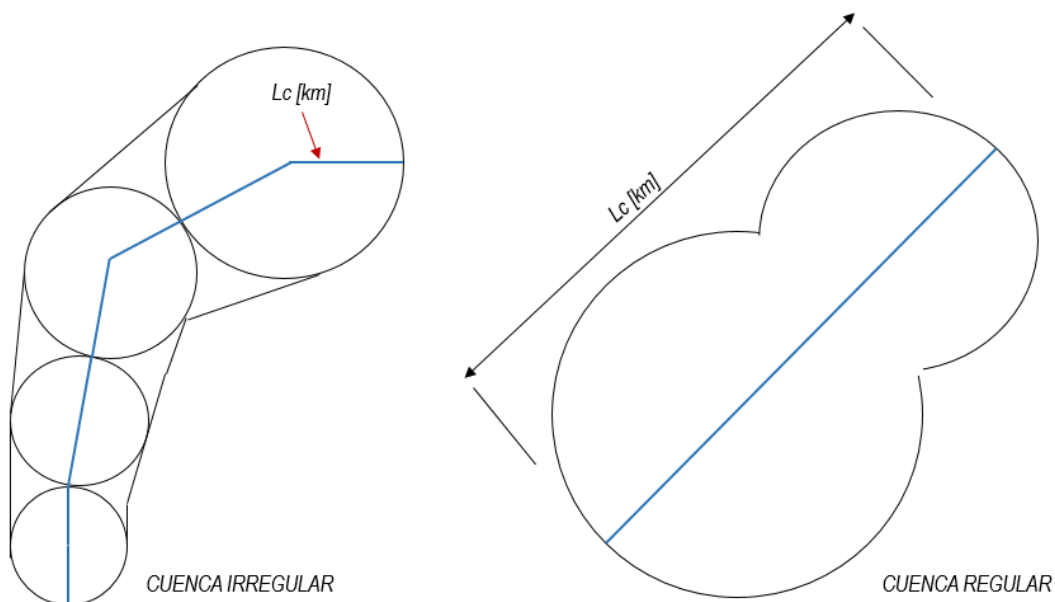


Figura 1.1. Longitud de la cuenca.

- 6) Ancho máximo de la cuenca (B_{max}). Es la longitud medida en km de la perpendicular más grande a la línea de la longitud (L_c).

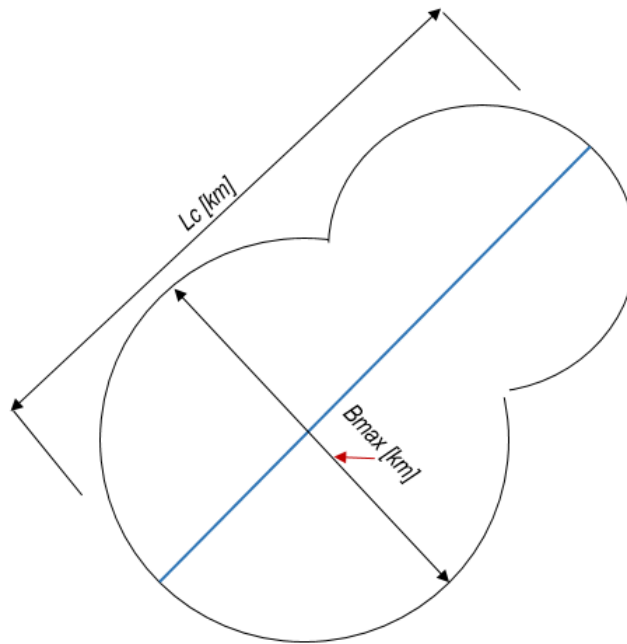


Figura 1.2. Ancho máximo de la cuenca.

- 7) Ancho medio de la cuenca (B_{med}).

$$B_{med} = \frac{A}{L_c} \quad (3)$$

Donde:

A , área drenada de la cuenca (km^2).

L_c , longitud del cauce (km).

- 8) Coeficiente de asimetría de la cuenca (C_{ac}).

$$C_{ac} = \frac{A_{izquierda} - A_{derecha}}{\frac{A_{izquierda} + A_{derecha}}{2}} \quad (4)$$

Donde:

$A_{izquierda}$, área izquierda de la cuenca (km^2).

$A_{derecha}$, área derecha de la cuenca (km^2).

- 9) Elevación media de la cuenca (E_m). Mide la variación en elevación de una cuenca. Con el método de las intersecciones se obtiene la elevación media con la siguiente expresión:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^N E_i}{n_t} \quad (5)$$

Donde:

E_i , es la elevación i asociada a la intersección i .

n_t , número de intersecciones de la malla y tangencias a la línea del parteaguas.

10) Pendiente media de la cuenca (S_c). Se define como la inclinación o declive promedio se su topografía.

Método de Alvord. En este caso se analiza la pendiente entre curvas de nivel.

$$S_c = \frac{dL}{A} \quad (6)$$

A , área de la cuenca (km^2).

d , desnivel constante entre las curvas de nivel (km).

L , longitud total de las curvas de nivel de la cuenca (km).

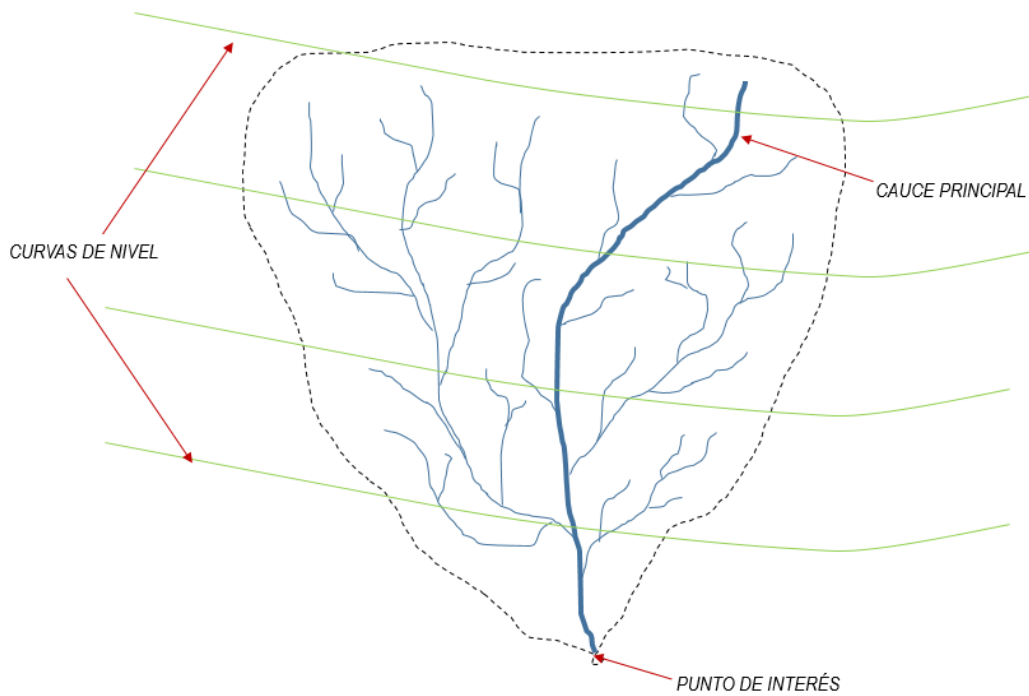


Figura 1.3. Pendiente media de la cuenca.

11) Orden de corrientes.

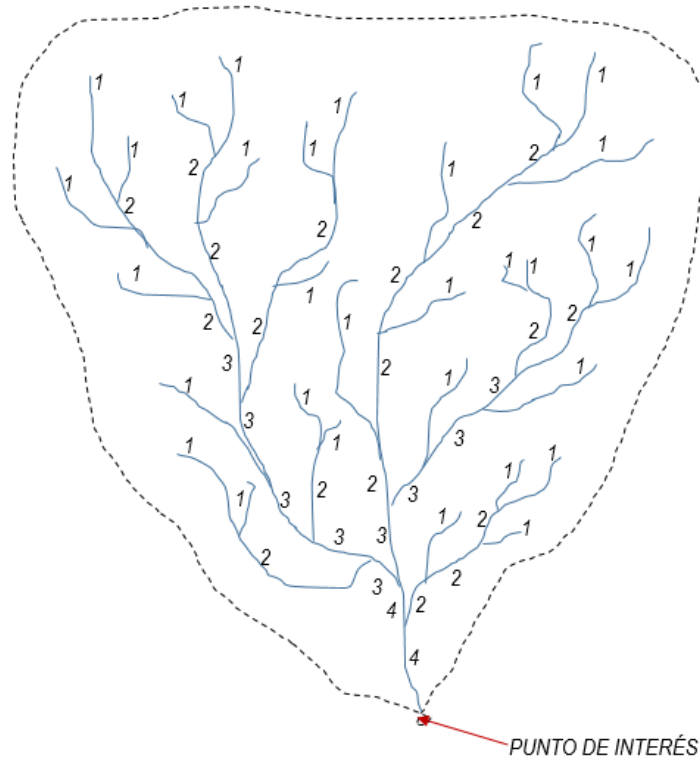


Figura 1.4. Orden de corrientes.

12) Coeficiente de sinuosidad (k_s). Este coeficiente mide el grado de curvatura de la corriente principal y se estima al dividir L_{cp} (km) entre la longitud de la línea recta L_s (km) que une el punto de inicio con la salida de la cuenca.

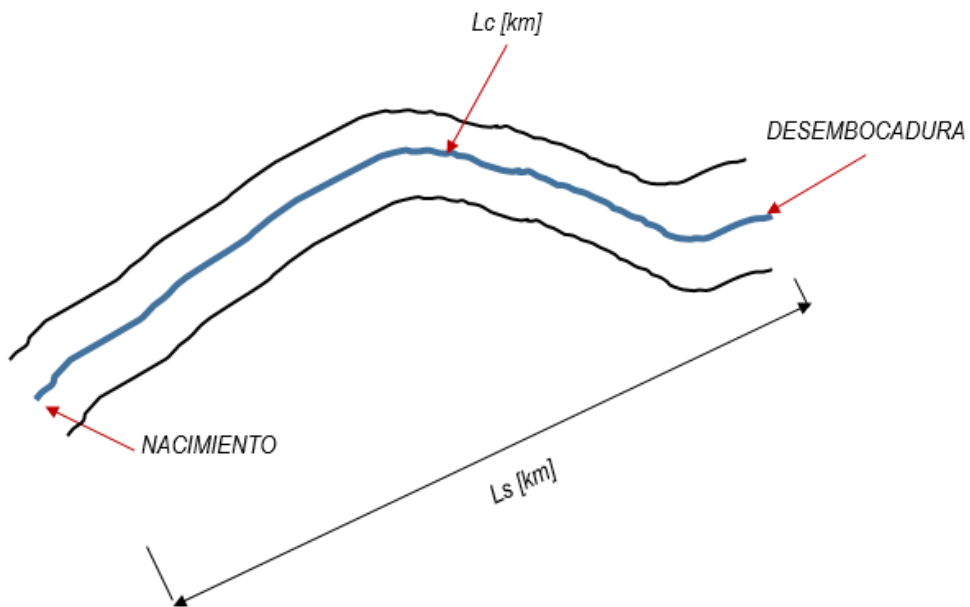


Figura 1.5. Coeficiente de sinuosidad.

$$k_s = \frac{L_{cp}}{L_s} \quad (7)$$

Donde:

L_{cp} , longitud del cauce principal (km).

L_s , longitud de la línea recta (km).

13) Densidad de drenaje (Dd). Esta característica proporciona una información más real que la siguiente.

$$Dd = \frac{L_{TC}}{A} \quad (8)$$

Donde:

L_{TC} , longitud total de las corrientes.

A , área de la cuenca (km²).

14) Densidad de corriente (Dc). Valores altos, mayores de 500 km/km², se pueden deber a la combinación de un régimen pluvial elevado con una litología fácilmente erosionable, valores menores a los 5 km/km² pueden ser indicativos de un régimen pluvial de poca cuantía, o que la resistencia del material litológico sea mayor, es decir no se producen erosiones relevantes y se define mediante la expresión siguiente:

$$Dc = \frac{N_{TC}}{A} \quad (9)$$

Donde:

N_{TC} , número total de corrientes donde sólo se consideran las perenes e intermitentes.

A , área de la cuenca (km²).

Se empieza con la corriente principal que es solo una, desde su nacimiento a su desembocadura y después se toman los tributarios de orden inferior.

15) Pendiente media del cauce principal (Scp):

Formula Taylor-Schwarz.

$$Scp = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_m}}} \right]^2 \quad (10)$$

m , número de segmentos de igual longitud.

S_i , pendiente de cada segmento i en el cual se divide el cauce.

Para el caso en que los tramos no son iguales se utiliza:

$$Scp = \left[\frac{L_{cp}}{\frac{l_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{s_m}}} \right]^2 \quad (11)$$

Donde:

L_{cp} , longitud del cauce principal (km).

l_i, S_i , longitud y pendiente de cada segmento i .

16) Tiempo de concentración de una cuenca (t_c). Se define como la diferencia temporal entre el inicio de la lluvia hasta el momento en que se establece el gasto de equilibrio (tiempo que tarda una onda que

avanza desde el punto más distante de la cuenca hasta su salida). Para su cálculo es muy común usar la ecuación propuesta por Kirpich.

$$tc = 0.000325 \frac{Lcp^{0.77}}{Scp^{0.385}} \quad (12)$$

Donde:

tc , tiempo de concentración (horas).

Lcp , longitud del cauce principal (km).

Scp , pendiente del cauce principal

1.2.Red de pluviógrafos de la Ciudad de México.

Los aparatos más usuales para medir la precipitación son los pluviómetros y los pluviógrafos. El pluviómetro tiene la característica de que el registro de precipitación es el acumulado durante 24 horas, se acostumbra tomar lecturas diariamente a las 8 de la mañana.

Los pluviógrafos a diferencia de los pluviómetros, es que estos cuentan con un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación. Está formado por un tambor que gira a velocidad constante sobre el que se coloca un papel graduado especialmente. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel. El recipiente normalmente tiene una capacidad de 10 mm de lluvia y, al alcanzarse esta capacidad, se vacía automáticamente mediante un sifón. El registro que se obtiene del pluviógrafo se llama pluviograma. (*Aparicio, 1989*).

En la Ciudad de México en el año 2007, por órdenes del Jefe de Gobierno fue creada la Unidad Tormenta que tienen como objetivo atender las emergencias en materia de inundaciones y la cual es coordinada por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (*SACMEX*).

Dentro de las acciones que el gobierno de la ciudad hace para la operación correcta del drenaje de la ciudad, tenemos:

1. Programa de mantenimiento a instalaciones, estructuras, plantas de bombeo, compuertas y cárcamos.
2. El desazolve de presas y lagunas.
3. El establecimiento del Protocolo de Operación Conjunta de la Infraestructura Hidráulica del Valle de México (CONAGUA-CAEM-SACMEX).
4. Programa de obras para prevenir inundaciones.
5. El programa anual de rehabilitación y mantenimiento al Drenaje Profundo en época de estiaje.

SACMEX es el encargado del mantenimiento y operación de los pluviógrafos. En la actualidad se cuenta con 78 pluviógrafos, distribuidos estratégicamente en el Valle de México. La Tabla 1.1 muestra sus coordenadas. En este trabajo se usaron los registros de precipitación de los pluviógrafos proporcionados por *SACMEX* de las tormentas históricas que tuvieron mayor impacto en la zona poniente de la Ciudad de México, más adelante se indica cuales fueron esas tormentas.

Tabla 1.1. Ubicación de pluviógrafos de la CDMX.

No. Estación	Coordenadas UTM		No. Estación	Coordenadas UTM	
	X [m]	Y [m]		X [m]	Y [m]
1	484737.7	2162356	40	489631.7	2136061.3
2	483695.1	2157820	41	490121.2	2128171.6
3	487313	2155050.8	42	496952.5	2129585.5
4	490544.8	2154462.3	43	497119.4	2121541.2
5	489598.7	2151596.9	44	480618.3	2165126.3
6	479969.8	2157270.5	45	477577.6	2157384
7	480806.5	2154713.5	46	495679.3	2166566
8	482630.5	2152764.1	47	488626.5	2157893.7
9	476034.8	2149186.5	48	473230.9	2148426.9
10	482081.5	2149478.3	49	464875.2	2143317.9
11	486069.7	2148578.5	50	485653.3	2152927.5
12	485930.8	2145469.2	51	491371.5	2149670.6
13	492735.2	2147423.8	52	489899.9	2146053
14	495014	2149757.8	53	497825.9	2139012.9
15	477079	2144803.3	54	468649.4	2145856
16	472138.1	2140937.3	55	469880.4	2141095.8
17	476797.6	2138219.8	56	467360.4	2135512.2
18	480968.7	2139321.5	57	471197.8	2137386.8
19	482381.6	2145029.7	58	500199.5	2140252
20	486589.2	2141297.1	59	503006.3	2124185.7
21	471520.5	2142221.9	60	472180.9	2134596.8
22	467343.4	2137758.5	61	490506.8	2121919.6
23	463217.4	2133583.7	62	487183	2164135.6
24	474871.4	2135345.4	63	503039.1	2116573
25	472199.2	2132804.2	64	512036.7	2154596.7
26	470549.6	2126289.4	65	471945.1	2158664.4
27	484811.4	2137669.1	66	473683.8	2170933.6
28	489520.1	2142789	67	513301.8	2132345.3
29	496093.7	2142841.7	68	508673.6	2164885.6
30	491880.7	2138140.4	69	513498.6	2122032.8
31	502615.4	2138382.2	70	515897.9	2143401.5
32	497226.5	2134221.7	71	494233.8	2171911
33	498644.6	2132130.2	72	480233.1	2186594.1
34	479491.4	2133204	73	478783.4	2147777.8
35	486698.3	2132555.5	74	482893.9	2142727.6
36	482125.3	2129937	75	484030.9	2134084.7
37	477853	2125095.1	76	492754.3	2142610.4
38	486281.7	2123338.6	77	477662	2140774.8
39	481954	2116028.4	78	479641.0	2126788

En la Figura 1.6 se observa la ubicación de los 78 pluviómetros dentro del Valle de México.

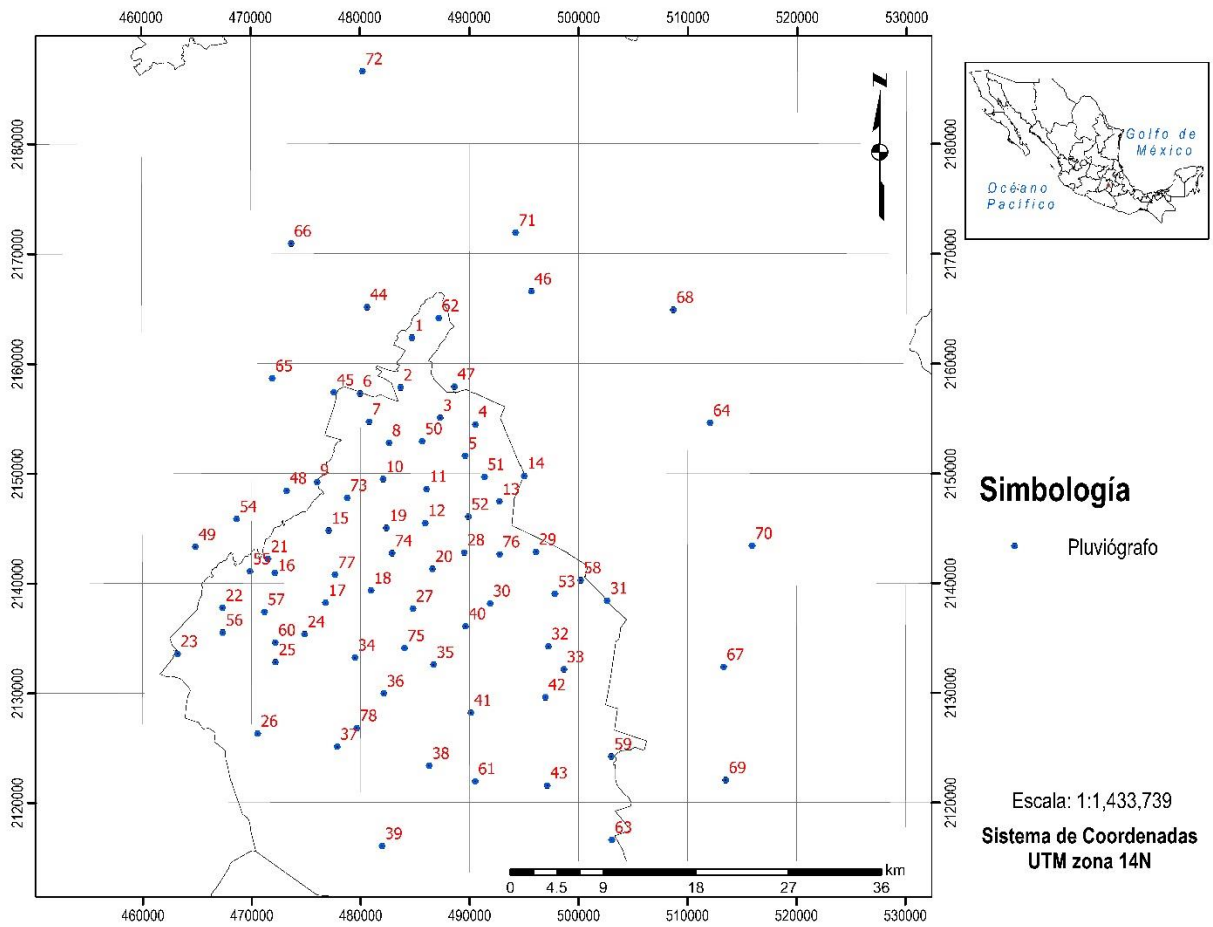


Figura 1.6. Red de pluviómetros de la Ciudad de México.

1.3. Estudio de regionalización de precipitaciones elaborado en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Una de las principales complicaciones que se presentan en los estudios hidrológicos es la escasa o nula información sobre lluvias y escurrimientos; por lo tanto, que los análisis estadísticos individuales son poco confiables.

En 2016, el Instituto de Ingeniería de la UNAM elaboró el informe titulado: *“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”*. En el cual en su tomo II hace referencia de un análisis regional de las precipitaciones diarias máximas anuales, donde se realizaron análisis regionales a partir de la información de 2381 pluviómetros para estimar precipitaciones de diseño asociadas a distintos periodos de retorno, para duraciones de un día y de varios días.

La regionalización tiene como objetivo lograr resultados espacialmente consistentes, lo cual no sucede con un análisis individual. El objetivo principal de este estudio es estimar hietogramas de diseño para distintos intervalos de tiempo y distintas duraciones totales de la tormenta, para cualquier cuenca de la República Mexicana.

Para duraciones menores que un día, se tomaron en cuenta los resultados de Baeza y Mendoza 2007, los cuales consideraron información recopilada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, datos consignados en boletines de la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos y la información disponible de EMAS. Toda esta información se consideró para los llamados factores de convectividad.

Como primera actividad del informe ya mencionado fue la depuración de datos de todas las estaciones y se escogieron aquellas que cumplieran estos requisitos:

- Años de registro por lo menos de 20 años.
- Información completa para los 20 años.

En el caso de las zonas centro y sur del país se incluyeron estaciones en la que los datos faltantes corresponden a la temporada de estiaje. En el noroeste, por la presencia de lluvias intensas en época invernal, sólo se incluyeron estaciones con registro completo.

De más de 5000 estaciones analizadas se encontró que solo 2381 estaciones cumplieron con los requisitos anteriores.

Luego se hizo la conformación de 66 regiones homogéneas de acuerdo con el relieve del terreno y la forma en que los fenómenos hidrometeorológicos extremos las afectan. También se consideraron los coeficientes de variación de los valores máximos anuales, buscando agrupar los de magnitud similar, dichas regiones se hicieron para cada estado de la República. La homogeneidad de cada región se comprobó con la prueba de Fisher y mediante la generación de registros sintéticos.

Una vez obtenida la región homogénea, se dividieron las precipitaciones diarias máximas anuales de cada estación entre su promedio y se agrupan por cada región homogénea. Las muestras de las regiones homogéneas obtenidas están conformadas por muchos más datos que los correspondientes a cada estación considerada individualmente, de manera que los resultados obtenidos al ajustarles una función de distribución de probabilidades serán más confiables y robustos.

Con el ajuste de una función de distribución se determinan factores regionales asociados a diferentes periodos de retorno. Para calcular la precipitación de diseño, se hace la multiplicación del factor regional

correspondiente (dependiendo del periodo de retorno y región) por la precipitación media de la estación deseada. En la Figura 1.7 se muestra el mapa de isoyetas de la media de las precipitaciones diarias máximas anuales.

El principal aporte de este estudio es que se puede determinar de manera sencilla valores confiables de la precipitación de diseño para cualquier cuenca en el país.

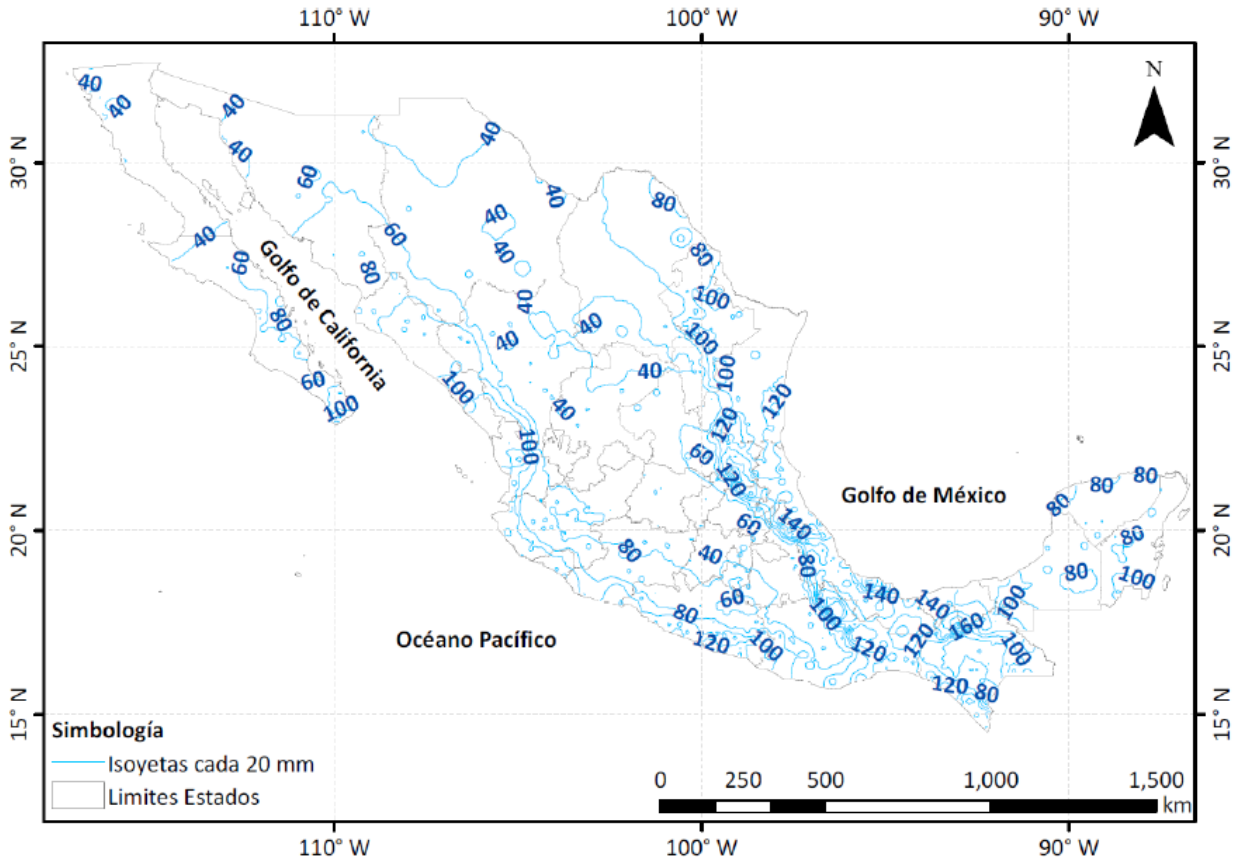


Figura 1.7. Isoyetas de la media de precipitaciones diarias máximas anuales.

1.4. Factor de reducción por área (FRA).

Debido a que en un área determinada las lluvias no se presentan en forma simultánea, el factor de reducción por área es un coeficiente que sirve para convertir precipitaciones puntuales con una duración y un periodo de retorno a precipitaciones areales de la misma duración y periodo de retorno de una región.

En el caso del Valle de México, (Franco, 1988) determinó los *FRA* medios para la cuenca del Valle de México, la Tabla 1.2 son dichos factores.

Tabla 1.2. *FRA* medios de la cuenca del Valle de México (Franco, 1988).

Área [km ²]	<i>FRA</i>
135	0.86
143	0.84
323	0.74
676	0.64
1352	0.58
2400	0.49
4800	0.45
9600	0.41

Sánchez (2017), obtuvo una ecuación que correlaciona el área y el *FRA* medios de la cuenca del Valle de México, como se observa en la Figura 1.8. Cabe mencionar que para áreas menores de 0.6 km² el *FRA* vale 1.

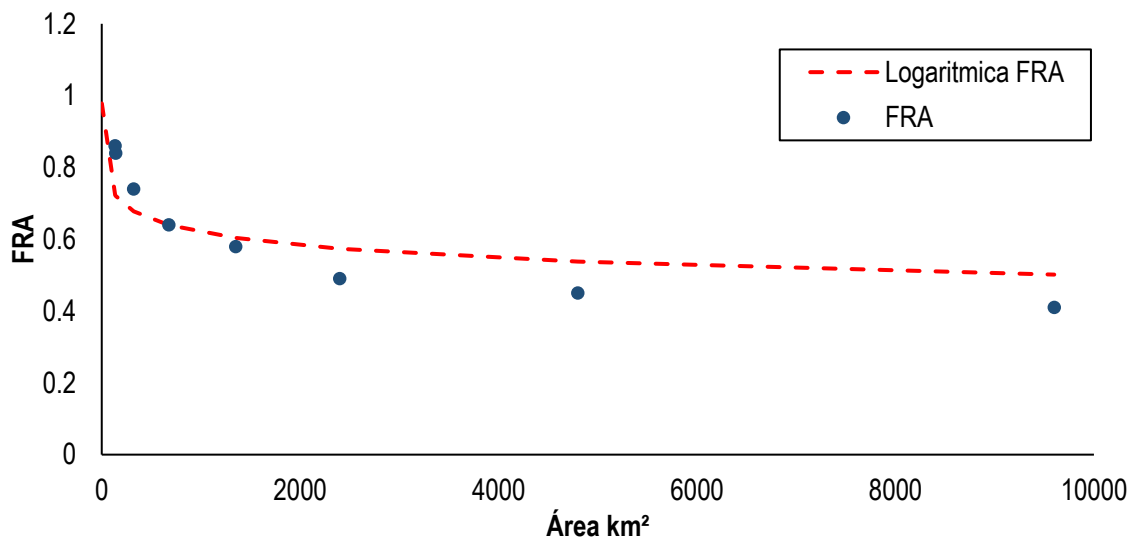


Figura 1.8. Factores de reducción por área del Valle de México (Sánchez, 2017).

La siguiente ecuación de ajuste correlaciona los *FRA* medios con el área:

$$FRA = -0.052 \ln(A) + 0.9782 \quad (13)$$

Donde:

FRA , factor de reducción por área.

A , área del sitio de estudio en km^2 .

El FRA 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). La precipitación areal se obtiene de la siguiente manera:

$$P_a = (FRA)P_p \quad (14)$$

Donde:

P_a , precipitación areal en mm en la zona para la duración y el periodo de retorno en estudio.

FRA , factor de reducción por área en función de la duración de la lluvia, que depende del área de estudio y periodo de retorno.

P_p , precipitación media en mm de los valores puntuales para el área de estudio, periodo de retorno y duración.

1.5. Modelación lluvia-escorrentamiento.

La estimación de escurrimientos es importante para el diseño y operación de obras hidráulicas, sin embargo, los registros de escurrimientos no son suficientes ni de calidad para dicha estimación.

Para resolver el problema que origina lo anterior, se trabaja con los registros de precipitación que son más abundantes y resultan ser más confiables ya que no son afectados por cambios en la cuenca, principalmente por construcción de obras de almacenamiento y urbanización. Los modelos lluvia escurrimiento se pueden dividir en: Modelos de parámetros concentrados y Modelos de parámetros distribuidos.

1.5.1. Modelos de parámetros concentrados.

Estos modelos se basan en la hipótesis de sistema lineal, haciendo estimaciones de funciones que permiten la transformación de una serie temporal de entrada, en una serie de salida. Tomando en cuenta la relación que existe entre dos series de tiempo, al utilizar los valores pasados y presentes de éstas series, es posible determinar una predicción.

La característica principal de estos modelos es que consideran una distribución espacial uniforme de lluvia en la cuenca, utilizando como variable la precipitación media, y supone que los parámetros de los diferentes submodelos, que simulan los diferentes procesos hidrológicos, son globales para toda la cuenca y permanecen a lo largo de un episodio.

Los más comunes de este tipo de modelos son:

1. Métodos de envolventes
2. Fórmula racional
3. Hidrograma unitario
 - 3.1. Hidrograma unitario tradicional
 - 3.2. Curva S
4. Métodos matriciales. Hidrograma unitario instantáneo.
5. Hidrograma unitario sintéticos.
 - 5.1. Método de Chow
 - 5.2. Hidrograma unitario triangular.

5.3. Hidrogramas unitarios adimensionales.

1.5.2. Modelos de parámetros distribuidos.

En la actualidad este tipo de modelos ya han sido probados y aceptados. Con el uso de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) se divide al sistema en celdas de área constante y forma regular, a las cuales se les asigna parámetros y factores uniformes, como son el uso de suelo, tipo de suelo, pendiente. Se basan en los principios físicos de conservación de la materia, manteniendo el balance de agua entre la lluvia, escurrimientos, evaporación e infiltración.

En general, para realizar la simulación del proceso hidrológico en una cuenca, la mayoría de los modelos hidrológicos distribuidos se componen de dos submodelos conceptuales, el de producción de escurrimiento que se encarga de representar la producción de las distintas componentes del escurrimiento y el de traslación que se refiere al viaje del escurrimiento y la acumulación de éste hacia aguas abajo en la red de drenaje hasta la salida de la cuenca (Méndez, 2005). A continuación, se mencionan algunos modelos computacionales que han sido desarrollados.

El *Modelo MIKE SHE* usa una discretización de la cuenca en celdas. Hace uso de dos módulos, el primero unidimensional que representa las columnas de flujo vertical no saturado de profundidad variable y otro bidimensional que representa la escurrimiento saturada.

El *Modelo Sacramento Soil Moisture Accounting (SAC-SMA)*, el cual el suelo lo divide en dos capas, en una superior e inferior, estas capas interactúan para generar estados de humedad del suelo y cinco formas de generación del escurrimiento.

El *Modelo Distributed Basin Simulator (DBSIM)* realiza una parametrización de los procesos de generación de escurrimientos de una forma más física que en el caso de los modelos conceptuales (Garrote y Bras, 1995).

El *Modelo MIKE 11* es un modelo hidrológico en dos dimensiones que simulan los procesos de generación de escurrimiento, transporte de sedimento y calidad de las aguas. Uno de los módulos que incluye es el hidrológico de lluvia-escurrimiento. El comportamiento hidrológico de la cuenca se simula de modo semi-distribuido mediante la división de la cuenca en subcuencas unidas a la red de drenaje. El modelo permite simular el proceso lluvia-escurrimiento mediante un modelo que utiliza en zonas rurales, teniendo en cuenta el contenido de humedad en cuatro almacenamientos interconectados, o mediante un modelo de hidrograma unitario que utiliza el método del SCS. (DHI,2003)

El Instituto de Ingeniería de la UNAM en el año 2008 desarrolla el programa *Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE)*, ya que se vieron a la necesidad de introducir las pérdidas por evapotranspiración que se presentan durante el intervalo de tiempo de una tormenta a otra. Este concepto se introduce en el parámetro de *factor de olvido*.

1.5.2.1 Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE).

El *Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE)* (Domínguez et al., 2008) tiene la finalidad de pronosticar escurrimientos de una cuenca empleando un modelo de parámetros distribuidos. Para determinar la precipitación distribuida en la cuenca en estudio, se usa el Método de Shepard, este método es muy parecido al inverso de la distancia, solo que hace uso de mínimos cuadrados. La precipitación distribuida se obtiene

con la asignación de un factor de peso a todas las estaciones pluviográficas cercanas al punto de interés. La producción del escurrimiento se determina con el método de número de curva del Soil Conservation Service.

Finalmente, para la transferencia de escurrimiento se usa el método de Clark modificado, que traslada el escurrimiento producido en cada celda hasta la salida de la cuenca después de haber transcurrido un tiempo, el cual es el tiempo de viaje.

Para cada cuenca en particular es necesario calibrar los parámetros de pérdidas: *factor de escala de pérdida inicial* (λ), *factor de escala de retención potencial* (S) y *factor de olvido* (fx), y los parámetros de forma: *tiempo de concentración* (Tc) y *coeficiente de almacenamiento* (k), esto se hace con la finalidad de comparar los resultados de la simulación con observados.

El **factor de escala de pérdida inicial** (λ), relaciona la infiltración inicial con la infiltración máxima. El **factor de escala de retención potencial** (S), modifica la retención potencial del suelo y, por lo tanto, el valor del número de curva. A diferencia de otros modelos, *MPE* toma en cuenta la evapotranspiración que hay de un evento de lluvia a otro, para ello se introduce el **factor de olvido** que disminuye el peso de las lluvias previas al instante en que se realiza el cálculo.

El valor de factor de olvido está entre 0 a 1. Si se requiere menor evapotranspiración y mayor escurrimiento se aumenta el factor, de otra manera para mayor evapotranspiración y menor escurrimiento se disminuye el valor del factor de olvido.

En cuanto a los parámetros de forma tenemos el **tiempo de concentración** (tc), el cual se refiere al tiempo que tarda la precipitación excedente en transitar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de salida, la ecuación usada fue la de Kirpich:

$$tc = 0.000325 \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right) \quad (15)$$

Donde:

tc , tiempo de concentración (h).

L , longitud del cauce principal (m).

S , pendiente del cauce principal (m).

El otro parámetro de forma es el **coeficiente de almacenamiento** (k), este es una medida de retraso provocado por el efecto del almacenamiento natural, de manera práctica se determina como:

$$k = 0.6 tc \quad (16)$$

Donde:

tc , tiempo de concentración (h).

k , coeficiente de almacenamiento (h).

La Figura 1.9 es la interfaz del programa, del lado izquierdo tenemos los valores ingresados para los parámetros de pérdidas y los de forma. En el lado derecho superior se observa el hietograma ingresado, y en la parte inferior se tiene la calibración del modelo, de color azul tenemos el hidrograma observado y de color verde el calculado.

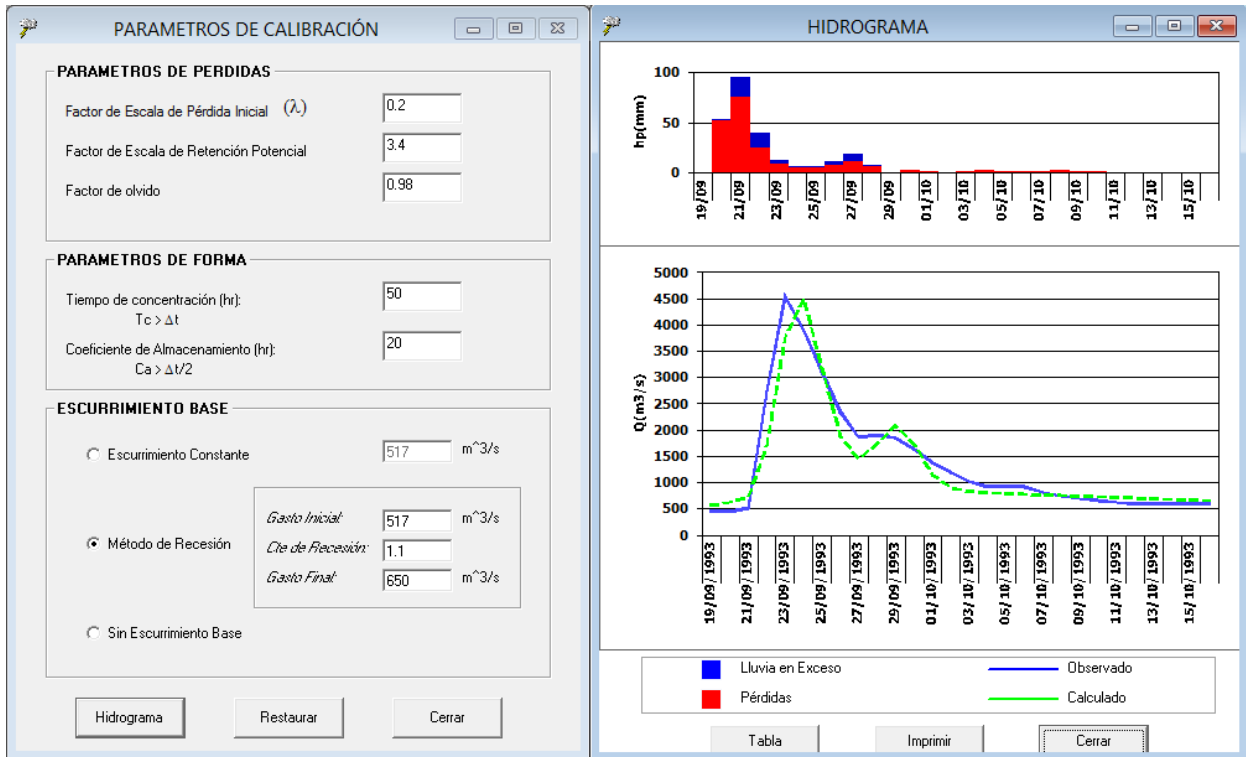


Figura 1.9. Interfaz del software *Modelo para Pronóstico de Ecurrimientos (MPE)*.

1.6. Tránsito de avenidas: en un embalse y en un sistema de presas interconectadas.

El tránsito de avenidas permite determinar la forma de un hidrograma de salida del vaso de una presa a partir de uno de entrada, en otras palabras, calcula el efecto del almacenamiento del vaso debido a una avenida.

1.6.1 Tránsito de avenidas de un embalse.

En el caso del tránsito de avenidas en un embalse es útil para determinar el NAME, dimensionar obras de excedencias o de desvío, obtener la altura de ataguías, conocer la variación de los niveles dentro del vaso y los gastos de salida por la obra de excedencias o de toma, revisar de las políticas de operación de las compuertas de la obra de excedencias de la presa.

El tránsito de avenidas en embalses se realiza utilizando la ecuación de continuidad, ecuación 17. Se considera que la superficie libre del agua en el depósito es prácticamente horizontal y que el gasto de salida es dependiente de la elevación de dicha superficie

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (17)$$

Donde:

I , gasto de entrada al vaso de almacenamiento m^3/s .

O , gasto de salida del almacenamiento m^3/s .

$\frac{dV}{dt}$, variación del volumen almacenado en el tiempo.

En las presas sin control, el gasto máximo del hidrograma de salida resulta ser menor que el de entrada, logrando con ello regular la avenida de entrada.

En la Figura 1.10 se observa el comportamiento del vaso de un tiempo t_0 a t_1 . En el tiempo t_0 las condiciones son uniformes y el gasto de entrada es igual al de salida, después de la llegada de la onda de flujo el gasto de entrada es mayor que el de salida. Entonces el nivel del embalse se eleva y el máximo almacenamiento se alcanza en t_1 . El volumen almacenado es el área entre los dos hidrogramas, entre el tiempo es t_0 y t_1 .

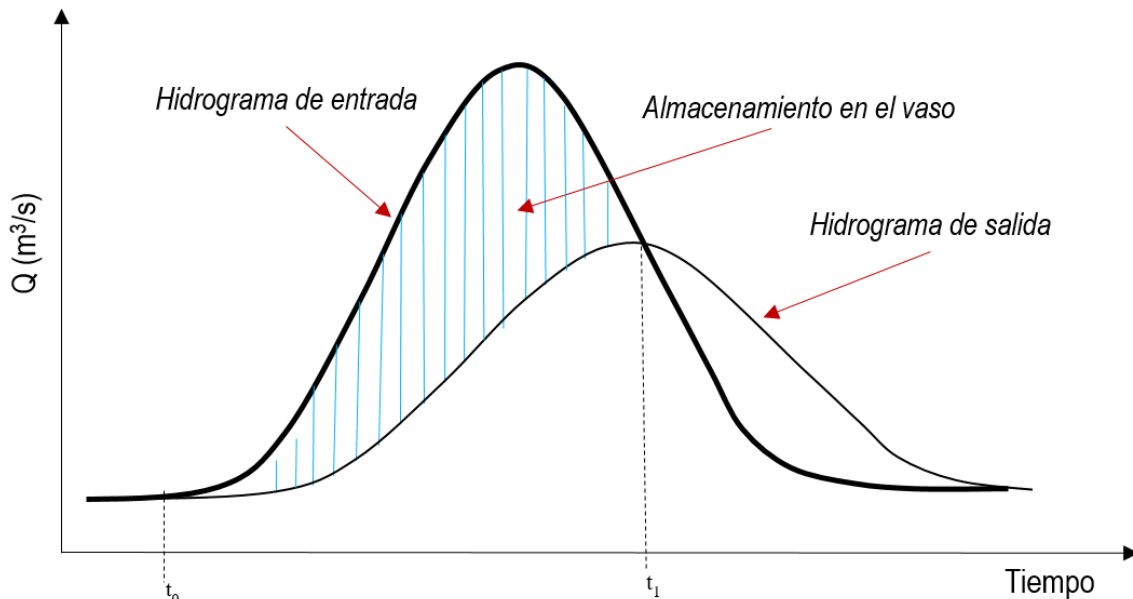


Figura 1.10. Hidrogramas de entrada y salida en un tránsito de avenidas.

1.6.2. Tránsito de avenidas en un sistema de presas interconectadas.

El programa VASOS realiza el tránsito de avenidas en un sistema de presas interconectadas, no importando si están en serie o en paralelo, dicho programa fue elaborado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Franco, 1992).

En el tránsito de avenidas de presas interconectadas el modelo de simulación también se basa en la ecuación de continuidad, donde se establece que los volúmenes de entrada por cuenca propia y por interconexión son iguales a un volumen de salida por obra de toma, vertedor y túnel de interconexión más un cambio que sufre el vaso en su volumen de almacenamiento.

Cabe mencionar que los volúmenes de evaporación y de infiltración en el intervalo de tiempo de cálculo (Δt) son insignificantes en comparación con los volúmenes de la avenida de entrada; por lo tanto, no se consideran. Una versión de la ecuación de continuidad en diferencias finitas es la siguiente:

$$\left(\frac{I_i + I_f}{2}\right) \Delta t = \left(\frac{Q_i + Q_f}{2}\right) \Delta t + V_f - V_i \quad (18)$$

Donde:

I_i , gasto de entrada al vaso (por cuenca propia, por descarga de una presa aguas arriba y/o por túnel de interconexión) al inicio del Δt , en m^3/s .

I_f , gasto de entrada al vaso (por cuenca propia, por descarga de una presa aguas arriba y/o por túnel de interconexión) al final del Δt , en m^3/s .

Q_i , gasto de salida del vaso (por obra de toma, vertedor y túnel de interconexión) al inicio de Δt , en m^3/s .

Q_f , gasto de salida del vaso (por obra de toma, vertedor y túnel de interconexión) al final del Δt , en m^3/s .

V_f, V_i , volumen de almacenamiento final e inicial, respectivamente, en m^3 .

Δt , intervalo de tiempo en la simulación en s.

El comportamiento de los hidrogramas de entrada y salida en el tránsito de presas interconectadas es similar al de un solo embalse, que es la Figura 1.10.

Los gastos de descarga por el vertedor se calculan con la siguiente expresión, que corresponde a vertedores con descarga libre:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (19)$$

Q , gasto de descarga, en m^3/s .

C , coeficiente de descarga, en $m^{1/2}/s$.

L , longitud de la cresta vertedora.

H , carga sobre la cresta, en m.

Los gastos por obra de toma dependen si está parcialmente lleno y cuando trabaja totalmente sumergido. Cuando la primera condición se cumple, el orificio tiene un comportamiento de vertedor de descarga libre y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (20)$$

Donde:

Q , gasto de descarga por obra de toma, en m^3/s .

C_d , coeficiente empírico que depende del tipo de orificio adimensional.

A , área hidrualica del orificio, en m^2 .

g , aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

H , diferencia entre el nivel del agua y la elevación del centroide del orificio, en m.

Además, los gastos de obra de toma dependen del grado de apertura de las compuertas (75%, 50%, 25% u otro).

Los gastos de transferencia por los túneles de interconexión se calculan mediante:

$$Q_T = C_T \sqrt{H} \quad (21)$$

Q_T , gasto de descarga por el túnel, en m^3/s .

C_T , coeficiente de túnel, en $m^{5/2}/s$.

H , desnivel del agua entre las presas comunicadas, en m.

Los coeficientes de túnel C_T , se calculan tomando en cuenta la geometría y el material del revestimiento del túnel:

$$C_T = \sqrt{\frac{2g D A^2}{f l}} \quad (22)$$

Donde:

C_T , coeficiente de túnel, adimensional.

g , aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

D , diámetro del túnel, en m.

A , área de la sección transversal del túnel, en m^2 .

f , factor de fricción de la ecuación de Darcy-Weisbach, que depende del número de Reynolds, el diámetro y el material del revestimiento del túnel, adimensional.

l , longitud del túnel, en m.

El programa VASOS usa 4 archivos de entrada; a continuación, se describe lo que contiene cada uno.

1. Matrices: Este archivo contiene 6 matrices:

- Matriz de conexiones: Indica la conexión existente entre las presas, existen tres valores: 0, 1 y 2.
Valor: 0. No hay conexión.
Valor: 1. La conexión es mediante un túnel (paralelo).
Valor: 2. La descarga del vertedor de la presa aguas arriba llega al vaso de otra presa (serie).
- Matriz de coeficientes de descarga mediante la conexión de túnel, adimensional.
- Matriz del nivel de la plantilla del túnel en su extremo más alto (msnm).
- Matriz del factor de fricción de la ecuación de Darcy-Weisbach, adimensional.
- Matriz del diámetro del túnel de conexión (m).
- Matriz de la distancia entre presas conectadas en serie (km).

2. Características de las presas:

- Altura de corona (msnm).
- Altura inicial del embalse (msnm).
- Volumen inicial (m^3).
- Derrame inicial (m^3).
- Volumen mínimo que se puede presentar (m^3).
- Longitud de cresta del vertedor (m).
- Elevación de cresta del vertedor (msnm).
- Coeficiente de descarga del vertedor en $m^{1/2}/s$.
- Elevación permitida en la presa (msnm).
- Número de obras de toma.
- Elevación del umbral de las obras de toma (msnm).
- Tipo de obra de toma (1 o 2).
Valor: 1. Obra de toma circular
Valor: 2. Obra de toma rectangular.
- Grado de apertura inicial de la obra de toma (%).
- Ancho de la obra (m) o diámetro (m) de la obra de toma, según sea el tipo de la obra.
- Altura de la obra de toma (m), en el caso que sea rectangular.

3. Hidrograma de entrada: Hidrograma de entrada por cuenca propia (m^3/s).

4. Elevación-volumen: Se refiere a la curva elevación-volumen. (msnm, m^3).

CAPÍTULO 2. SISTEMA DE DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DEL VALLE DE MÉXICO. SISTEMA DE PRESAS DEL PONIENTE.

En 1325 Tenochtitlan es fundada en la parte más baja del Valle de México, la cual estaba asentada sobre lagos que en épocas de lluvias crecían y se desbordaban sobre la ciudad, desde ese entonces comenzó la lucha de los habitantes del Valle contra las inundaciones. En 1450 para evitar las primeras inundaciones fue construido un enorme dique de piedra desde Atzacualco hasta Iztapalapa, mejor conocido como el albarradón de Netzahualcóyotl. En el año de 1555 se presentó una gran inundación donde dicho dique fue rebasado, después de este acontecimiento, se tuvo la primera idea de desaguar completamente el Valle. En 1579 debido a otra gran inundación, el arquitecto Claudio de Arciniega propuso abrir el desagüe general por el pueblo de Hühüetoca, por Nochistongo hasta el río Tula.

Desde ese entonces se sabe que el Valle de México ha sufrido distintas inundaciones, que han hecho que se presenten diversas propuestas del drenaje, sin embargo, por diversas razones nunca se han completado.

Hasta el año de 1900 la antigua Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas dio por terminadas las obras que no habían concluido anteriormente. Después en 1959 con la entonces Dirección General de Obras Hidráulicas ya se tuvieron ideas más claras de plantear un sistema de drenaje profundo. Sin embargo, los hundimientos de la Ciudad de México aumentaron con el paso del tiempo, debido a la sobreextracción de agua del acuífero, teniendo cifras en la parte oriente de 20 cm a 40 cm por año. Dichos hundimientos afectaron el drenaje proyectado a trabajar por gravedad, es por ello que se requirió bombeo para elevar las aguas al nivel del Gran Canal.

En 1960 se construyeron el Interceptor y el Emisor del Poniente, con el objetivo de recibir y desalojar las aguas del oeste de la cuenca. Sin embargo, el crecimiento de la ciudad provocó insuficientes las capacidades del Gran Canal y del Emisor del Poniente. Con esto dio principio a pensar en un sistema de drenaje que no fuera afectado por los asentamientos del suelo, no requiriera de bombeo y que las aguas fueran expulsadas por la cuarta salida artificial, lo cual es el sistema de Drenaje Profundo.

En 1975 se concluyó la primera etapa del Drenaje Profundo, el cual consta de varios interceptores que fluyen hacia un mismo conducto para desalojar las aguas.

El Sistema de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México está integrado por tres tipos de estructuras hidráulicas: red primaria, red secundaria y salidas artificiales.

Salidas artificiales.

Se tienen cuatro salidas artificiales, las cuales se enumeran a continuación:

1. Tajo de Nochistongo. Se construyó sobre el Río Cuautitlán y opera desde el año de 1789.
2. Gran Canal del Desagüe (Túneles de Tequixquiac). Tiene dos túneles para desalojar los escurrimientos, es un canal trapecial que va de San Lázaro a la población de Tequixquiac en el Estado de México.
3. Sistema de Drenaje Profundo. Integrado por un Emisor Central y trece Interceptores.

Tabla 2.1. Drenaje Profundo

No.	Conducto	Longitud [km]	Diámetro [m]	Capacidad [m ³ /s]
1	Emisor Central	50.0	6.50	220
2	Interceptor Central	16.10	5.00	90
3	Interceptor Centro-Centro	3.70	5.00	90
4	Interceptor Oriente	22.20	5.00	85
5	Interceptor Centro-Oriente	16.00	4.00	40
6	Interceptor Poniente	16.50	4.00	25
7	Interceptor Iztapalapa	5.50	3.10	20
8	Interceptor Obrero Mundial	0.80	3.20	20
9	Interceptor Oriente-Sur	13.80	5.00	85
10	Interceptor Canal Nacional-Canal Chalco	8.70	3.10	20
11	Interceptor Centro-Poniente			
12	Interceptor Oriente-Oriente	7.2	1.3-5	
13	Interceptor Ermita	6		
14	Interceptor Gran Canal	1.01	3.10	

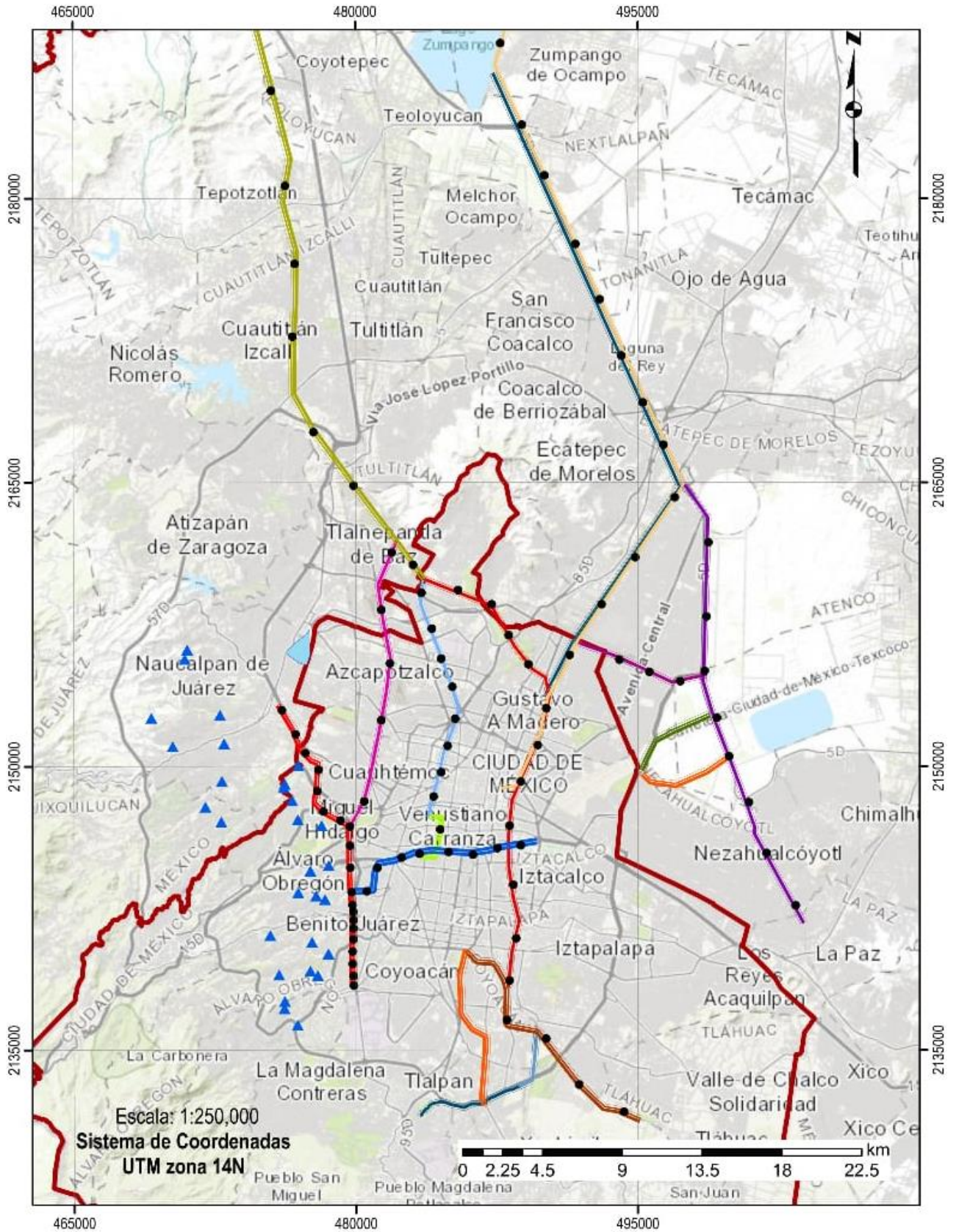


Figura 2.1. Sistema de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México.

Simbología

	Brazo derecho
	Brazo izquierdo
	Canal de Miramontes
	Canal Nacional
	Dren General del Valle
	Emisor Central
	Gran Canal
	Interceptor Central
	Río San Buenaventura
	Río de la Piedad
	Interceptor Semiprofundo Obrero Mundial
	Interceptor Poniente
	Interceptor Oriente
	Interceptor Centro-Poniente
	Túnel Emisor Poniente
	TIRR
	Vaso regulador "El Cristo"
	Sistema de presas del Poniente

Red secundaria.

Es un conjunto de sistemas de atarjeas que recolectan las aguas residuales y pluviales provenientes de las descargas domiciliarias. Está integrada por conductos de diámetro de 45 cm.

Red primaria.

Está integrada por diversas estructuras hidráulicas con funciones muy específicas. Es de tipo combinado, conduce agua residual y pluvial, está conformado por 128 sistemas de colectores, de los cuales 108 están ubicados en la Ciudad de México y el resto en el Estado de México. Además, se tienen 303 plantas de bombeo, 12 tanques de tormenta, 22 sifones, 13 lagunas de regulación y un sistema de 29 presas.

Como ya se había mencionado, el Sistema de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México, se puede dividir en cinco grandes zonas:

1. Zona poniente, limitada por el Interceptor y el Emisor del Poniente.
2. Zona oriente, asociada al Gran canal del Desagüe.
3. Zona sur, asociada al río Churubusco.
4. Zona sur-oriente, que se drena mediante al río de la Compañía.
5. Zona centro, asociada al Sistema de Drenaje Profundo.

En este trabajo se enfoca más en la parte del poniente, ya que en dicha zona se encuentran el sistema de presas del Poniente. La zona poniente está conformada por:

- Los ríos del Poniente; río Coyotes, Magdalena, Becerra, Tacubaya, Tecamachalco, por solo mencionar algunos.
- Sistema de presas del Poniente, ubicadas en la Ciudad de México y Estado de México.
- Interceptor del Poniente.
- El Vaso regulador “El Cristo”.
- Emisor del Poniente.

En esta zona los escurrimientos provienen de los ríos del poniente, los cuales llegan al sistema de presas, y una vez que estas los regulan llegan al Interceptor del poniente, donde son conducidos de sur a norte hasta el río Hondo. Los escurrimientos regulados de las presas que se encuentran en la parte norte llegan al río de los Remedios. Con los ríos Hondo y Remedios el caudal llega al Vaso regulador “El Cristo” y finalmente para llegar al norte del Valle, son conducidos por el Emisor del Poniente.

El **interceptor del poniente** recibe las descargas de las presas y de las cuencas que se encuentran entre las presas y este mismo, inicia prácticamente en el río Magdalena y termina en el río Hondo. Recibe las descargas de 16 colectores, de los cuales 3 se encuentran en el Estado de México. Además, es conectado al sistema del Drenaje Profundo con el Interceptor Centro-Poniente.

El **Vaso regulador “El Cristo”** tiene un área de aproximadamente de 1.1 km² y originalmente tenía una capacidad de 3.8 millones de m³ pero en la actualidad solo de 2 millones de m³. Recibe las descargas de los ríos Hondo y Chico de los Remedios. Los gastos regulados por el Vaso se descargan por medio de dos estructuras de control: la toma baja, hacia el río de Los Remedios y la toma alta, hacia el Emisor del Poniente. La obra de excedencias descarga hacia el río de Los Remedios.

El **Emisor del Poniente** en sus primeros 12.4 km la conducción se realiza mediante un túnel y después por medio de un canal a cielo abierto. Este Emisor también recibe las descargas de las cuencas de los ríos Tlalnepantla y San Javier. En la parte de cielo abierto recibe aportaciones del río Cuautitlán.

2.1. Sistema de Presas del Poniente.

El **Sistema de Presas del Poniente** está conformado por 29 presas, como se muestra en la Tabla 2.2, las primeras 21 se localizan en el Ciudad de México y el resto en el Estado de México. Cabe mencionar que las presas Madín, La Concepción y Guadalupe no son tomadas en cuenta en este grupo ya que su función principal es el aprovechamiento del agua.

Tabla 2.2. Sistema de presas del Poniente.

No.	ID	Nombre oficial
1	926	Presa Anzaldo
2		Presa Coyotes
3	948	Presa Texcalatlaco
4	935	Presa Las Flores
5	947	Presa Tequilasco
6	938	Presa La Mina
7	941	Presa Pilares
8	946	Presa Tarango
9	939	Presa Mixcoac
10	929	Presa Becerra C
11	932	Presa Becerra B
12	931	Presa Becerra A
13	945	Presa Tacubaya
14	943	Presa Ruiz Cortines
15	934	Presa Dolores
16	928	Presa Barrilaco
17	2107	Presa Tecamachalco
18		Presa El Capulín
19	4890	Presa San Joaquín
20		Presa El Tornillo
21		Presa El Periodista
22		Presa Hondo
23		Presa El Sordo
24		Presa Los Cuartos
25		Presa Totolica
26		Presa Las Julianas
27		Presa Los Arcos
28		Presa El Colorado
29		Presa La Colorada

A continuación, se hace una descripción breve de cada presa.

Presa Anzaldo

Localizada en la cuenca de los ríos Magdalena y Eslava, en la colonia Jardines de Pedregal, en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de mampostería, con talud vertical revestido aguas arriba y talud 0.6:1 aguas abajo, sin revestimiento. Cuenta con obra de toma y vertedor. Además, recibe aportaciones del túnel de interconexión de la presa Coyotes.

Presa Coyotes

Localizada en la cuenca del río Coyotes, en la colonia San Jerónimo Lídice, en la alcaldía Magdalena Contreras, Ciudad de México. La cortina es de mampostería del tipo vertedor, el cual corresponde al cuerpo de la cortina. Sin embargo, tanto la obra de toma como el vertedor han dejado de funcionar, es decir que desvía la mayoría de sus escurrimientos a la presa Anzaldo y/o Texcalatlaco.

Presa Texcalatlaco

Localizada en la cuenca del río Texcalatlaco en la colonia Olivar de los Padres, está justo en la división de las alcaldías Álvaro Obregón y Magdalena Contreras, Ciudad de México. La cortina es de enrocamiento, con pantalla de concreto en el paramento de aguas arriba, un talud de 1.2:1 aguas arriba y 1.4:1 aguas abajo. Tiene vertedor y obra de toma. El vertedor es recto con descarga libre, sin cimacio y canal de acceso sobre la margen izquierda. Hay un túnel de interconexión con la presa Coyotes.

Presa Las Flores

Localizada en la cuenca del río de las Flores en la colonia La Herradura, en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de materiales graduados con chapa de enrocamiento y taludes de 2:1 en ambos paramentos. Tiene obra de toma y el vertedor es de tipo embudo con descarga libre, sobre la misma torre circular.

Presa Tequilasco

Localizada en la cuenca del río Tequilasco en la colonia La Peñita, en el pueblo de Tetelpan, alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de materiales graduados, con chapa de enrocamiento y taludes de 2:1 en ambos paramentos. Tienen obra de toma y el vertedor es de canal lateral con descarga libre, localizado sobre la margen izquierda; el cual descarga a una rápida y al final tiene una estructura de dentellones.

Presa La Mina

Localizada en la subcuenca del río Tequilasco en la colonia Lomas de los Ángeles de Tetelpan, en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. Es propiamente una derivadora de mampostería de sección vertedora, con talud vertical aguas arriba perfil Creager aguas abajo y una compuerta rectangular en la sección máxima de la cortina vertedora. La única obra de excedencias es la misma cortina vertedora de la derivadora, dentro del vaso no existe vertedor alguno.

Presa Pilares

Localizada en la cuenca del río Pilares en la colonia Pilares Águilas, en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de materiales graduados con taludes 2:1 tanto aguas arriba como aguas abajo. La obra de toma se localiza en una torre circular sobre la margen derecha. El vertedor es de tipo embudo con descarga libre, sobre la misma torre.

Presa Tarango

Localizada en la cuenca de los ríos Puerta Grande y Puente Colorado, en la colonia las Águilas en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de mampostería con taludes prácticamente verticales tanto aguas arriba como aguas abajo. Cuenta con obra de toma y su vertedor se localiza en el cuerpo de la cortina en el extremo de la margen derecha, y descarga a una canal en rápida.

Presa Mixcoac

Localizada en la cuenca del río Mixcoac en la colonia Ampliación Tepeaca en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de enrocamiento, con pantalla de concreto en el talud de 1:1 aguas arriba; el talud aguas abajo es de 1.2:1. Tiene obra de toma y el vertedor es un pequeño túnel de sección rectangular

con canal de llamada, ubicado en la ladera de la margen derecha. Esta presa está interconectada con la presa Becerra C mediante un túnel.

Presa Becerra C

Localizada en la cuenca del río Becerra en la colonia La Cañada de la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de enrocamiento con pantalla de concreto en el paramento de aguas arriba. Tienen taludes 1:1 aguas arriba y 1.2:1 aguas abajo. Tiene obra de toma y el vertedor es recto con descarga libre sobre la margen izquierda con canal de descarga en rápida y un tanque dissipador. Sobre la margen izquierda está el túnel de interconexión con la presa Tacubaya, en la otra margen se encuentra el túnel de interconexión con la presa Tacubaya.

Presa Becerra B

Localizada en la subcuenca del río Becerra, en la colonia Lomas de Becerra Granada en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de materiales graduados con recubrimiento de mampostería y taludes 2.5:1 aguas arriba y abajo. Cuenta con obra de toma y su vertedor se encuentra sobre la margen izquierda, es de tipo canal lateral con descarga libre.

Presa Becerra A

Localizada en la subcuenca del río Becerra en la colonia La Presa, en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de materiales graduados con recubrimiento de mampostería y taludes 3:1 tanto aguas arriba como aguas abajo. La obra de toma es un conducto circular controlado por una compuerta deslizante, el vertedor se encuentra sobre la margen izquierda.

Presa Tacubaya

Localizada en la cuenca del río Tacubaya, en la colonia Liberales de 1857 en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de enrocamiento con pantalla de concreto en el paramento aguas arriba, con taludes de 1:1 aguas arriba y 1.2:1 aguas abajo. Cuenta con obra de toma y su vertedor es de cresta libre, el cual descarga a un túnel de sección circular sobre la margen derecha. Hay un túnel de interconexión con la presa Becerra C y otro con la presa Tecamachalco.

Presa Ruiz Cortines

Localizada en la subcuenca del río Tacubaya en la colonia Acueducto, en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. La cortina es de tierra y mampostería con taludes variables. Tiene obra de toma y su vertedor es de tipo embudo con cimacio de descarga libre.

Presa Dolores

Localizada en la cuenca del río Dolores, en la colonia Lomas de Virreyes dentro de la 3ª. Sección del Bosque de Chapultepec. La cortina es de con talud aguas debajo de 2:1 y 3:1 aguas arriba. Tiene obra de toma y su vertedor consiste en un par de rejillas construidas en el talud de la cortina aguas arriba.

Presa Barrilaco

Localizada en la cuenca del río Barrilaco en la colonia Lomas de Chapultepec, alcaldía Miguel Hidalgo, Ciudad de México. La cortina es de mampostería con talud vertical aguas arriba. Cuenta con obra de toma y su vertedor es un orificio semicircular con descarga libre.

Presa Tecamachalco

Localizada en la cuenca del río Tecamachalco, en la colonia Reforma Social de la alcaldía Miguel Hidalgo, en los límites de la Ciudad de México y el Estado de México. La cortina es de tipo gravedad, de concreto con

taludes casi verticales, en ella no existe obra de toma ni vertedor, solo es un paso hacia la presa San Joaquín. También hay un túnel de interconexión con la presa Tacubaya.

Presa El Capulín

Localizada en la cuenca del río San Joaquín, en la colonia La Herradura, municipio de Huixquilucan, Estado de México. La cortina es de concreto con un tramo vertedor, alojado al centro de la misma con talud vertical aguas arriba y 0.8:1 aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor es recto con descarga libre, con cimacio tipo Creager alojado en el centro de la cortina, y un tanque amortiguador al pie del cimacio.

Presa San Joaquín

Localizada en la subcuenca del río San Joaquín, en la colonia Gral. Manuel Ávila Camacho, municipio de Naucalpan, Estado de México. La cortina es de tierra con corazón de concreto y chapa de enrocamiento, con talud de 3:1 aguas arriba y 2:1 aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor es recto con cresta libre, sin cimacio. Existen dos túneles de interconexión, el primero proviene de la presa Tecamachalco y el segundo de la presa El Tornillo.

Presa El Tornillo

Localizada dentro del campo militar no.1 en la alcaldía Miguel Hidalgo, en la Ciudad de México. La cortina es de tipo enrocamiento con talud vertical aguas arriba y 1.2:1 aguas abajo. Tiene obra de toma, la cual se encuentra en la parte izquierda de la cortina. No existe vertedor. Existe una interconexión proveniente de la presa san Joaquín.

Presa El Periodista

Localizada en los límites de la Ciudad de México y el Estado de México, en la colonia el Periodista de la alcaldía miguel Hidalgo, dentro del campo militar No.1. La cortina es de materiales graduados, con un talud 2:1 aguas arriba y vertical aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor es de pozo (embudo) con cresta libre alojado en una torre de sección circular.

Presa Hondo

Localizada en la cuenca del río hondo, en la colonia Bosques de la Herradura, municipio de Huixquilucan, Estado de México. La cortina es de concreto armado, del tipo vertedora con talud 3:1 aguas arriba y 4:1 aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor está alojado dentro del cuerpo de la cortina, es de tipo cimacio de cresta con descarga libre. Existe un túnel de interconexión sobre la margen izquierda de la cortina que va hacia la presa El Sordo.

Presa El Sordo

Localizada en la cuenca del río El Sordo, en la colonia Buenavista, municipio de Naucalpan, Estado de México. La cortina es de materiales graduados, con un talud de 3:1 aguas arriba y 2:1 aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor es de canal lateral con descarga libre alojado sobre la margen izquierda. Existe un túnel de interconexión con la presa Hondo.

Presa Los Cuartos

Localizada en la cuenca del río Los Cuartos, en la colonia Nueva San Rafael, municipio de Naucalpan, Estado de México. La cortina es de materiales graduados, con taludes 2:1 tanto aguas arriba como aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor es de canal lateral con descarga libre, alojado sobre la margen derecha.

Presa Totolica

Localizada en la cuenca del río Totolica, en la colonia Emiliano Zapata, municipio de Naucalpan, Estado de México. La cortina es de materiales graduados y enrocamiento, con taludes 2:1 tanto aguas arriba como

aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor se encuentra alojado en la margen derecha y está constituido por un canal de acceso; es del tipo de descarga libre con cresta de perfil Creager.

Presa Las Julianas

Localizada en la cuenca del río Chico de los Remedios, en la colonia Vista del Valle, en Naucalpan, Estado de México. La cortina es de mampostería, con paramento vertical aguas arriba y un talud de 0.12:1 aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor se encuentra en la margen izquierda y consiste en un pequeño canal de llamada y una cresta recta con descarga libre.

Presa Los Arcos

Localizada en la cuenca del río Chico de los Remedios, en la colonia los Arcos en el municipio de Naucalpan, Estado de México. La cortina es de mampostería, con paramentos vertical aguas arriba un talud de 0.15:1 aguas abajo con contrafuertes. Tiene obra de toma y el vertedor se encuentra ubicado en la margen izquierda y consiste en una cresta recta con descarga libre y un canal de llamada.

Presa El Colorado

Localizada en la cuenca del río El Colorado, también llamado río Chiquito, afluente del río San Mateo, es una zona ejidal, regularmente poblada por la colonia Colinas de San Mateo, municipio de Naucalpan, Estado de México. La cortina es de mampostería con paramento vertical aguas arriba y un talud de 0.5:1 y contrafuertes aguas abajo. Tiene obra de toma y su vertedor es de cresta recta con descarga libre, alojado en el cuerpo de la cortina.

Presa La Colorada

Localizada en la cuenca del río San Mateo, afluente del río Chico de los Remedios, en la zona ejidal de San Mateo Nopala, municipio de Naucalpan, Estado de México. La cortina tiene taludes y su corona sirva de paso para el tráfico de vehículos y peatones. Tiene obra de toma y su vertedor es un cimacio con cresta recta.

El esquema de la Figura 2.2 representa mejor la ubicación de dichas presas. Además, en las Tablas 2.3 y 2.4 se muestran elevaciones como: NAMO, NAME, corona y características del vertedor y de la obra de toma, respectivamente, de cada presa.

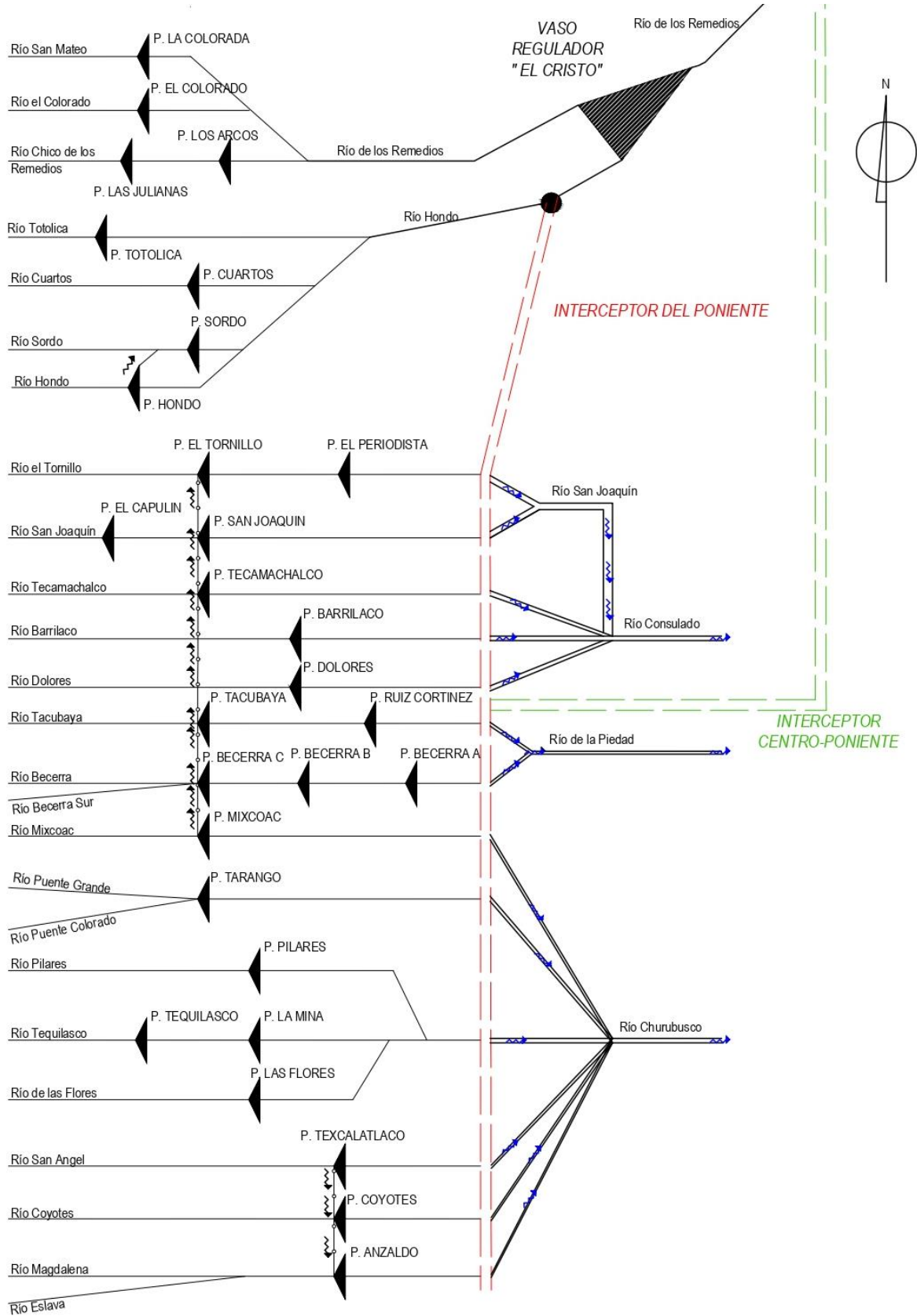


Figura 2.2. Esquema del Sistema de Presas del Poniente.

Tabla 2.3. Niveles y características de vertedor de cada presa.

PRESA	NAMO [msnm]	NAME [msnm]	Corona [msnm]	VERTEDOR		
				Longitud de la cresta [m]	Elevación de cresta [msnm]	Coefficiente de descarga
Anzaldo	2384.1	2384.62	2385.17	58.53	2384.1	2
Coyotes	2402.34		2402.34	16.8	2402.34	2
Texcalatlaco	2397.71	2397.71	2401.51	13.5	2397.71	1.85
Las Flores	2323.92	2324.04	2325.82	16.02	2323.92	1.85
Tequilasco	2408.75	2408.86	2410.42	9.63	2408.75	2
La Mina	2335.15	2335.15	2337	2.1	2337	2
Pilares	2304.59	2307	2307.27	15.07	2304.59	1.85
Tarango	2332.51	2332.77	2333.25	5	2332.51	1.85
Mixcoac	2425.72	2425.72	2427.95	2.83	2425.72	2
Becerra C	2326.14	2326.84	2328.57	25	2326.14	1.85
Becerra B	2301.8	2301.91	2303.77	11	2301.8	2.2
Becerra A	2292.11	2292.63	2294.13	11.4	2292.11	2
Tacubaya	2324.04	2324.04	2328.38	19	2324.04	2.1
Ruiz Cortines	2295.22	2295.22	2298.02	13.19	2295.22	1.85
Dolores	2286.01	2286.2	2289.23	10	2286.01	2
Barrilaco	2317	2317.57	2322	2.5	2317	2
Tecamachalco	2302.75	2304	2310	10	2310	2
El Capulín	2377.61	2377.94	2379.31	50	2377.61	2
San Joaquín	2304.98	2304.98	2304.74	22	2304.98	1.8
El Tornillo	2295.65		2295.65	---	---	---
El Periodista	2280.37	2281	2282.87	12.56	2280.37	1.85
Hondo	2333.26	2334	2333.26	38.8	2333.26	2
El Sordo	2325.06	2327.15	2327.45	5.1	2325.06	2.13
Los Cuartos	2309.36	2309.69	2312.38	32.1	2309.36	2.13
Totolica	2383.09	2383.09	2385.64	31.3	2383.09	2
Las Julianas	2444.92	2444.92	2447.15	10.15	2444.92	2
Los Arcos	2308.71	2308.71	2309.81	5.73	2308.71	2
El Colorado	2317.27	2317.59	2319.5	6.6	2317.27	2
La Colorada	2307.72	2307.95	2310.13	11.7	2307.72	2

Tabla 2.4. Características de la obra de toma de cada presa.

PRESA	OBRA DE TOMA					
	No. de obras de toma	Tipo	Elevación umbral [msnm]	Grado de apertura [%]	Ancho [m] o Diámetro [m]	Altura [m]
<i>Anzaldo</i>	3	Rectangular	2374.95	70	1.22	1.22
		Rectangular	2374.95	70	1.22	1.22
		Rectangular	2374.95	70	1.22	1.22
<i>Coyotes</i>	0	---	---	---	---	---
<i>Texcalatlaco</i>	2	Rectangular	2386.6	10	1.2	1.25
		Rectangular	2387.14	10	1.2	1.25
<i>Las Flores</i>	2	Circular	2316.02	60	0.8	
		Circular	2317.52	60	0.9	
<i>Tequilasco</i>	6	Circular	2403.03	0	0.3	
		Circular	2403.06	0	0.3	
		Circular	2403.06	0	0.3	
		Circular	2403.77	0	0.3	
		Circular	2404.21	0	1.7	
		Circular	2404.21	0	1.7	
<i>La Mina</i>	1	Circular	2325.03	10	1	
<i>Pilares</i>	2	Circular	2299.9	80	0.61	
		Circular	2300.51	80	0.61	
<i>Tarango</i>	3	Circular	2319.28	100	1	
		Circular	2330.69	100	1	
		Circular	2330.69	100	0.6	
<i>Mixcoac</i>	6	Rectangular	2412.65	70	0.9	0.9
		Rectangular	2415.25	70	0.9	0.9
		Rectangular	2418.32	70	0.9	0.9
		Rectangular	2420.75	70	0.9	0.9
		Rectangular	2423.84	70	0.9	0.9
		Rectangular	2423.84	70	0.9	0.9
<i>Becerra C</i>	2	Rectangular	2318.14	0	0.7	1
		Rectangular	2321.32	0	0.7	1
<i>Becerra B</i>	1	Circular	2297.15	90	0.6	
<i>Becerra A</i>	6	Rectangular	2287.01	100	0.6	
		Rectangular	2287.01	100	0.6	
		Rectangular	2287.21	100	0.36	
		Rectangular	2288.79	100	0.36	

		Rectangular	2288.79	100	0.36	
		Rectangular	2288.79	100	0.36	
<i>Tacubaya</i>	4	Rectangular	2311.82	60	1.2	0.9
		Rectangular	2314.82	60	1.2	0.9
		Rectangular	2317.9	60	1.2	0.9
		Rectangular	2320.81	60	1.2	0.9
<i>Ruiz Cortines</i>	2	Circular	2290.72	100	0.61	
		Circular	2291.33	100	0.61	
<i>Dolores</i>	1	Rectangular	2274.94	0	0.8	1.2
<i>Barrilaco</i>	2	Circular	2303	100	0.38	
		Circular	2305	100	0.38	
<i>Tecamachalco</i>	0	---	---	---	---	---
<i>El Capulín</i>	2	Circular	2372.69	90	1	
		Circular	2372.69	90	1	
<i>San Joaquín</i>	2	Rectangular	2290.95	80	0.9	2.1
		Rectangular	2290.95	80	0.9	2.1
<i>El Tornillo</i>	2	Rectangular	2290.6	0	3.6	3.3
		Rectangular	2290.6	0	3.6	3.3
<i>El Periodista</i>	1	Circular	2275.22	0	1.3	
<i>Hondo</i>	0	---	---	---	---	---
<i>El Sordo</i>	1	Rectangular	2305.12	100	1	1.4
<i>Los Cuartos</i>	4	Rectangular	2302.33	20	1	2
		Rectangular	2302.33	20	1	2
		Rectangular	2302.33	20	1	2
		Rectangular	2302.33	20	1	2
<i>Totolica</i>	4	Rectangular	2367.47	0	1	2
		Rectangular	2367.47	0	1	2
		Rectangular	2367.47	0	1	2
		Rectangular	2367.47	0	1	2
<i>Las Julianas</i>	1	Rectangular	2428	0	1.2	1.7
<i>Los Arcos</i>	2	Rectangular	2297.44	30	1.3	1.5
		Rectangular	2301.35	30	1.3	1.5
<i>El Colorado</i>	2	Rectangular	2307.07	20	0.5	0.6
		Rectangular	2307.07	20	0.5	0.6
<i>La Colorada</i>	2	Circular	2300.32	60	0.6	
		Circular	2300.32	60	0.6	

La característica principal de este sistema es su interconexión, en el cual el funcionamiento de una presa depende directamente de otra, siempre y cuando haya una conexión. Existen dos tipos de conexión: en paralelo y en serie:

- Conexión en paralelo. En este tipo de conexión, la presa además de recibir una avenida por cuenca propia recibe una avenida diferente mediante una interconexión, la cual es un túnel que hace que el vaso reciba una transferencia de otra presa, es decir se hace un funcionamiento de “vasos comunicantes”.
- Conexión en serie. En este tipo de conexión las presas reciben una avenida por cuenca propia, y otra avenida proveniente de la obra de excedencias de una presa situada aguas arriba. La presa aguas arriba regula la avenida y pasa al siguiente vaso, donde finalmente también hay regulación.

En las Figuras 2.3 y 2.4 se representan presas en paralelo y en serie del sistema, respectivamente.

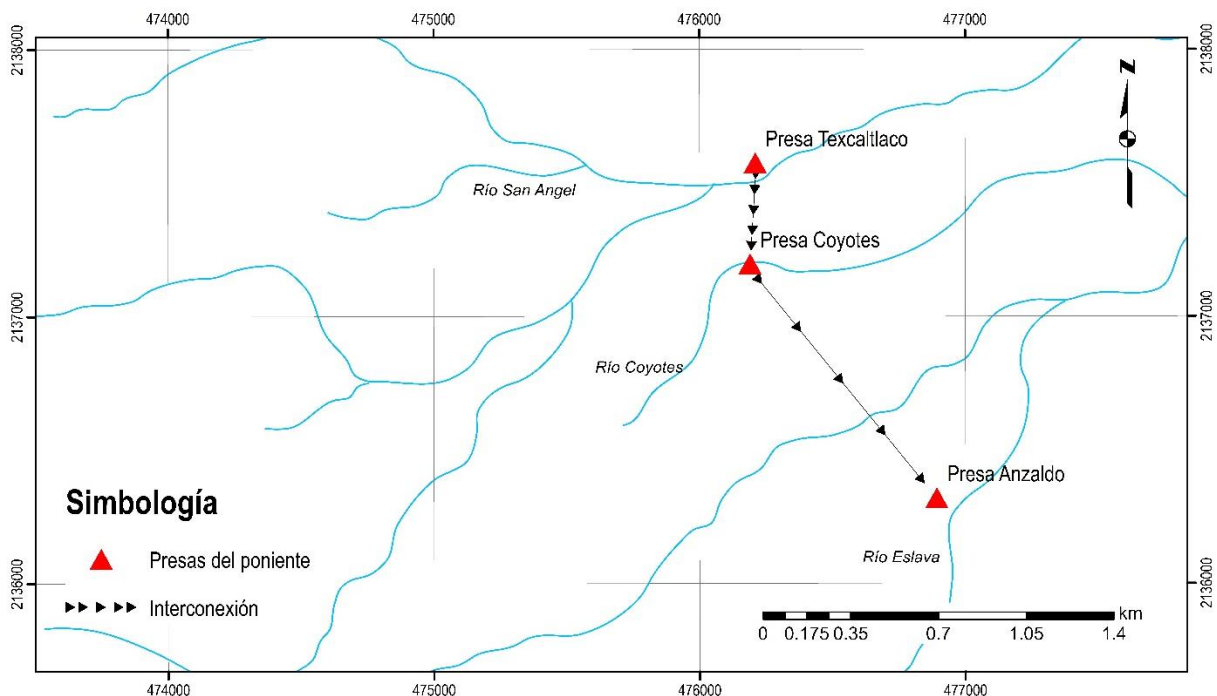


Figura 2.3 Presas interconectadas en paralelo.

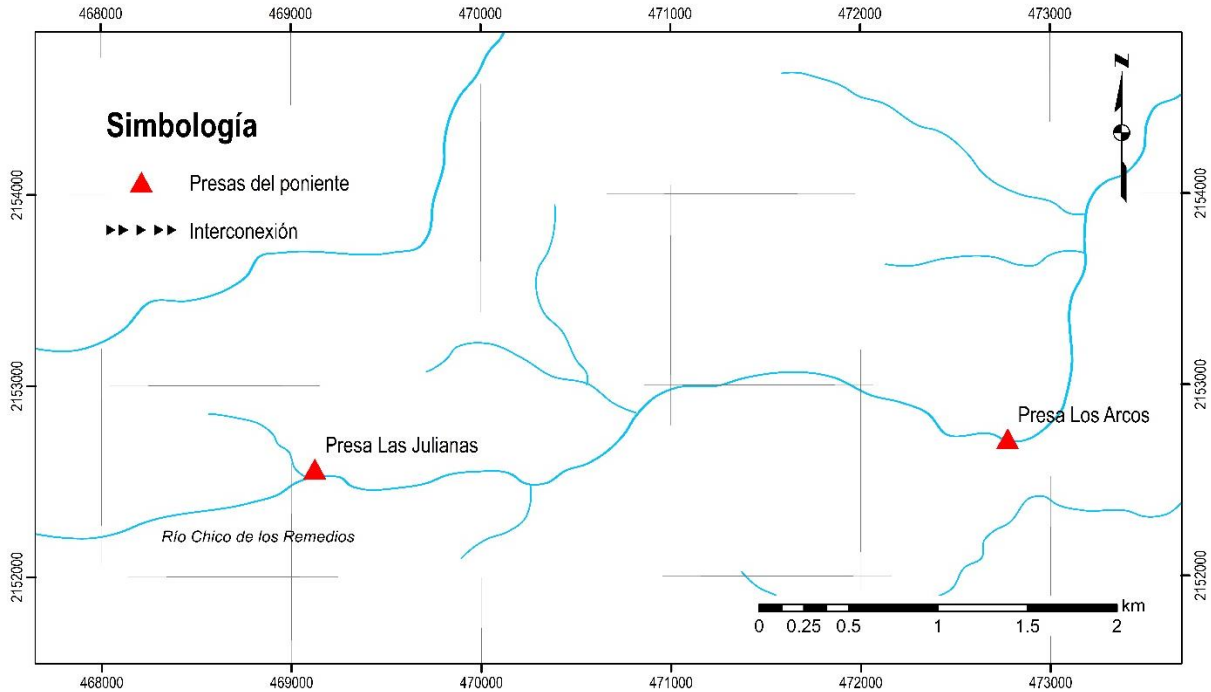


Figura 2.4 Presas interconectadas en serie.

Para un análisis más detallado, las presas se clasificaron en distintos grupos. Estos grupos fueron formados de sur a norte y dependiendo de su interconexión.

El *primer grupo* está formado por las presas Anzaldo, Coyotes y Texcalatlaco. Texcalatlaco inicialmente regula las avenidas provenientes de su cuenca y cuando la elevación del agua alcanza la cota 2,394.21 msnm que es el umbral de entrada del túnel de interconexión, se deriva hacia Coyotes. Coyotes por ser derivadora, envía los excedentes hacia Anzaldo. En Anzaldo se regulan las avenidas por cuenca propia y los excedentes de Coyotes. La conexión de este grupo es en paralelo, es decir por túneles, y sus características se describen a continuación.

Túnel de presa Texcalatlaco a presa Coyotes

Descripción:

- La entrada en Texcalatlaco, es una estructura que carece de mecanismos de operación y se localiza aproximadamente a 50 m agua arriba de la cortina sobre la margen derecha en el lecho del río.
- La descarga se localiza al pie de la cortina de la presa Coyotes, sobre la margen izquierda.

Tabla 2.5 Características geométricas e hidráulicas de túnel Texcalatlaco-Coyotes.

Característica	Dato
Longitud del túnel (m):	303
Pendiente:	0.003
Sección:	Herradura
Diámetro (m):	3
Fecha de construcción:	1933-1934
Gasto máximo (m ³ /s)	29
Elevación del umbral de entrada (msnm):	2, 394.21
Elevación del umbral de salida (msnm):	2, 393.30

Túnel de presa Coyotes a presa Anzaldo

Descripción:

- Se inicia en la presa Coyotes.
- Descarga libremente al vaso de Anzaldo por la margen izquierda, a 100 m aguas arriba de la cortina de la presa.

Tabla 2.6. Características geométricas e hidráulicas de túnel Coyotes-Anzaldo.

Característica	Dato
Longitud del túnel (m):	1, 210
Pendiente:	0.01256
Sección:	Circular
Diámetro (m):	3
Fecha de construcción:	1940
Gasto máximo (m ³ /s)	40
Elevación del umbral de entrada (msnm):	2, 393.30
Elevación del umbral de salida (msnm):	2, 378.10

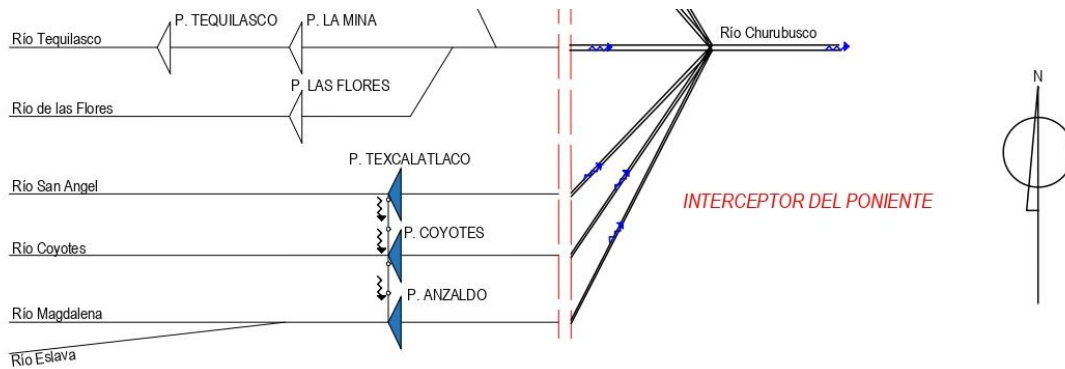


Figura 2.5. Presas del grupo 1.

El segundo grupo está formado por las presas Tequilasco, La Mina, Pilares y Tarango. En este grupo Tequilasco y La Mina están en serie sobre el río Tequilasco. En el caso de La Mina, Pilares y Tarango no están interconectadas.

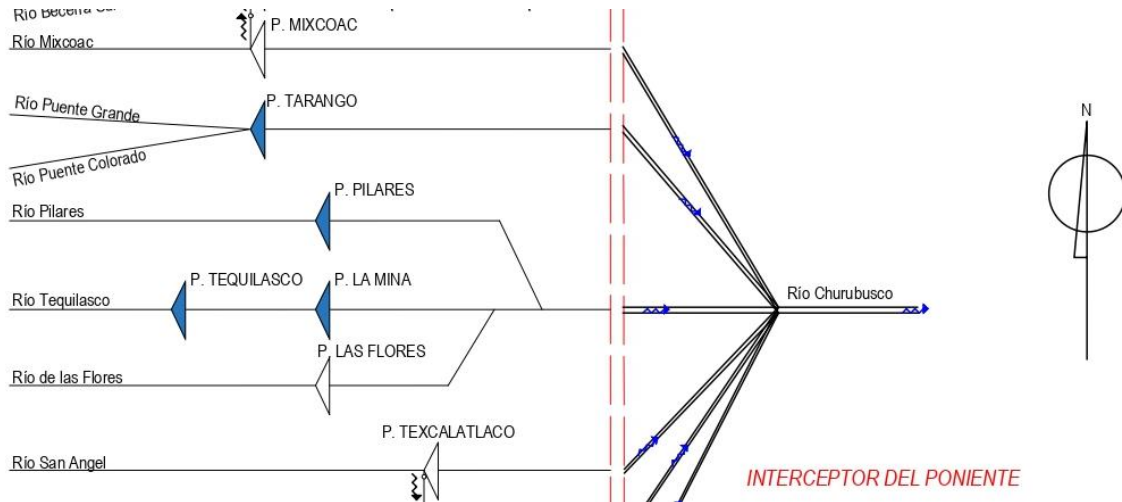


Figura 2.6. Presas del grupo 2.

El tercer grupo es el más importante, está formado por las presas Mixcoac, Becerra C, Tacubaya, Tecamachalco, El Capulín, San Joaquín y El Tornillo. En este grupo todas las presas están interconectadas, el sentido del flujo es de sur a norte hasta llegar a la presa El Tornillo. Esta última puede enviar excedentes al río Hondo. Cada túnel de interconexión se describe a continuación.

Túnel de presa Mixcoac a presa Becerra C

Descripción:

- La entrada de localiza en la margen izquierda del río Mixcoac, y su función original, era conducir los gastos excedentes de las avenidas máximas hacia la presa Becerra “C”.
- La descarga se efectúa hacia la barranca de Jalalpa, aproximadamente a 3,000 m agua arriba de la presa Becerra “C”.

Tabla. 2.7. Características geométricas e hidráulicas de túnel Mixcoac-Becerra C

Característica	Dato
Longitud del túnel (m):	305.50
Pendiente:	0.03604
Sección:	Circular
Diámetro (m):	4
Fecha de construcción:	1939-1940
Gasto máximo (m³/s)	32
Elevación del umbral de entrada (msnm):	2, 423.16
Elevación del umbral de salida (msnm):	2, 412.15

Túnel de presa Tacubaya a presa Tecamachalco

Descripción:

- Se inicia en la margen izquierda del vaso y está constituido por una caseta en la ladera de la barranca, que originalmente tenía 4 orificios rectangulares de 1.20 x 0.90 m controlados con compuertas. Estos orificios descargaban a un conducto de 2.60 m en forma de Herradura.

- Actualmente el cauce se desvía en su totalidad por una ataguía, que conduce el río al túnel; el cual ha pasado en los últimos años; de 2.60 m a 2.10 m en su sección herradura.
- La descarga en el vaso de Tecamachalco cae por la ladera de la barranca, hasta llegar al cauce del río.

Tabla 2.8. Características geométricas e hidráulicas de túnel Tacubaya-Tecamachalco.

Característica	Dato
Longitud del túnel (m):	3, 945.16
Pendiente:	0.00122
Sección:	Herradura
Diámetro (m):	2.10
Fecha de construcción:	1937-1938
Gasto máximo (m ³ /s)	10
Elevación del umbral de entrada (msnm):	2, 309.86
Elevación del umbral de salida (msnm):	2, 305.03

Túnel de presa Tecamachalco a presa San Joaquín

Descripción:

- La entrada al túnel se hace a través de una barranca en la margen izquierda, a unos 400m aproximadamente de la cortina.
- El portal de salida en el vaso de la presa San Joaquín se localiza a 350 m aguas arriba de la cortina sobre la margen derecha del río.

Tabla 2.9. Características geométricas e hidráulicas de túnel Tecamachalco-San Joaquín.

Característica	Dato
Longitud del túnel (m):	133.38
Pendiente:	0.00028
Sección:	Circular
Diámetro (m):	3
Fecha de construcción:	1929-1930
Gasto máximo (m ³ /s)	10
Elevación del umbral de entrada (msnm):	2, 297.38
Elevación del umbral de salida (msnm):	2, 297.34

Túnel de presa San Joaquín a presa el Tornillo

Descripción:

- El portal de entrada del túnel se localiza aproximadamente 170 m aguas arriba de la cortina de la presa San Joaquín, sobre la margen izquierda del vaso. La estructura se compone de dos compuertas rectangulares de 1.0 x 1.50 m que descargan a un conducto de sección circular.
- La salida del túnel se localiza a 350 m aguas arriba de la cortina de la presa El Tornillo, sobre ola margen de la barranca, del mismo nombre.

Tabla 2.10. Características geométricas e hidráulicas de túnel San Joaquín-Tornillo.

Característica	Dato
Longitud del túnel (m):	850
Pendiente:	0.00130
Sección:	Circular
Diámetro (m):	3.50
Fecha de construcción:	1936-1938
Gasto máximo (m ³ /s)	22
Elevación del umbral de entrada (msnm):	2, 294.29
Elevación del umbral de salida (msnm):	2, 293.19

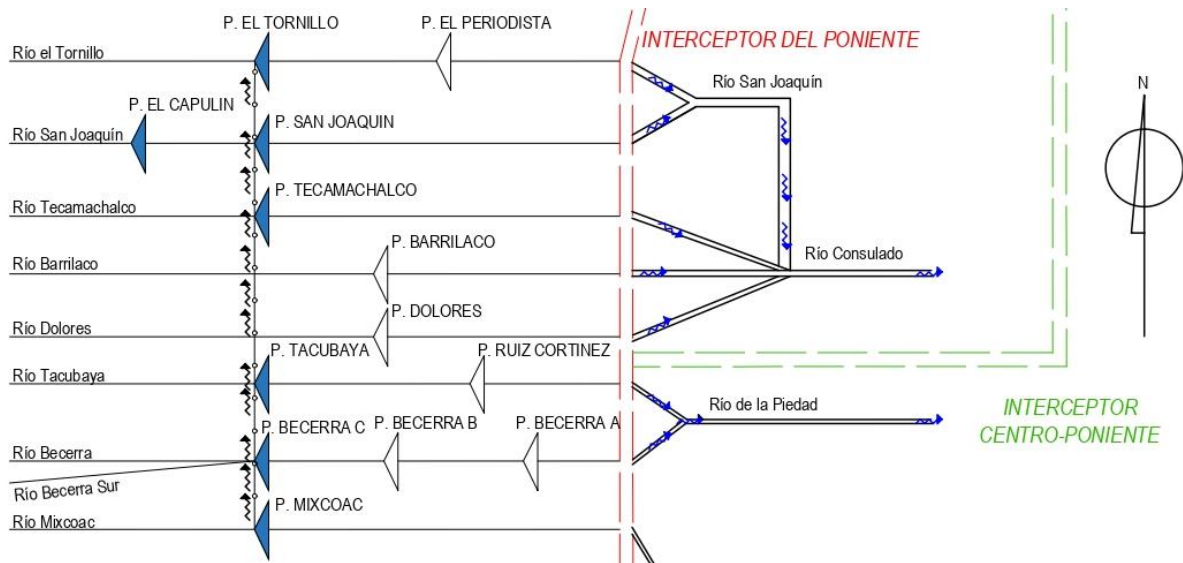


Figura 2.7. Presas del grupo 3.

En el cuarto grupo encontramos a la presa Las Flores, Becerra B, Becerra A, Ruiz Cortines, Dolores, Barrilaco y El Periodista. La presa Las Flores, Barrilaco y Dolores no tienen interconexión. En el caso de las presas Becerra B, Becerra A, Ruiz Cortines y El Periodista tiene una conexión en serie con presas que pertenecen al tercer grupo, que es el más importante de este sistema.

La característica principal de este grupo es que, a pesar de existir una conexión con el tercer grupo, estas no representan tanta importancia como las del tercero, ya que la mayoría de las grandes avenidas son reguladas por el tercer grupo.

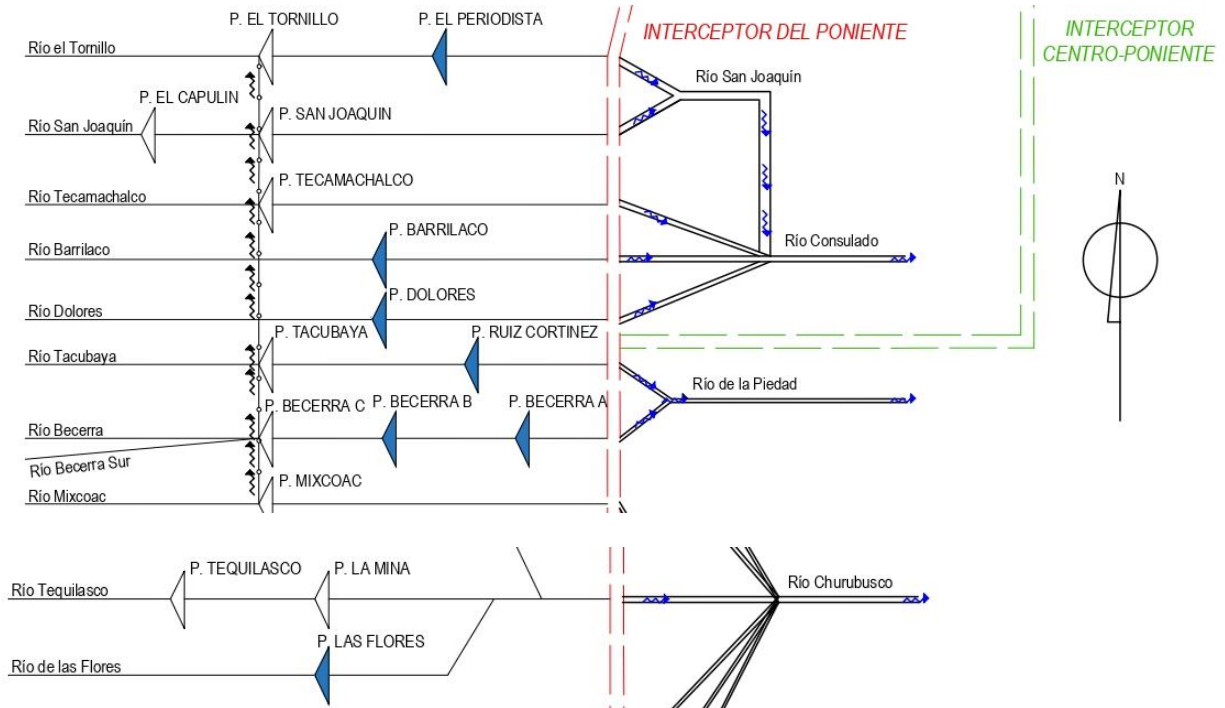


Figura 2.8. Presas del grupo 4.

El quinto grupo está formado por las presas Hondo, El Sordo, Los Cuartos y Totolica. La cuenca de la presa Hondo es la más importante del sistema, sin embargo, la presa Hondo solo es de derivación por lo que prácticamente todo es enviado a El Sordo. El resto de presas no están interconectadas. El túnel de interconexión se describe a continuación.

Túnel de presa Hondo a Sordo

Descripción:

- La estructura de entrada se localiza a 20 m aguas arriba de la cortina, sobre la margen izquierda, y consta de 2 compuertas radiales de 3.50 m x 2.20 m con un radio de giro de 2.30 m, para derivar el cauce a un tanque, de ahí a un pequeño canal y luego a un conducto de sección circular.
- La salida se encuentra a 1,500 m aguas arriba de la cortina, en la margen derecha del río el sordo.

Tabla 2.11. Características geométricas e hidráulicas de túnel Hondo-Sordo.

Característica	Dato
Longitud del túnel (m):	498.82
Pendiente:	0.00696
Sección:	Circular
Diámetro (m):	3
Fecha de construcción:	1959-1960
Gasto máximo (m ³ /s)	18
Elevación del umbral de entrada (msnm):	2, 331.84
Elevación del umbral de salida (msnm):	2, 328.37

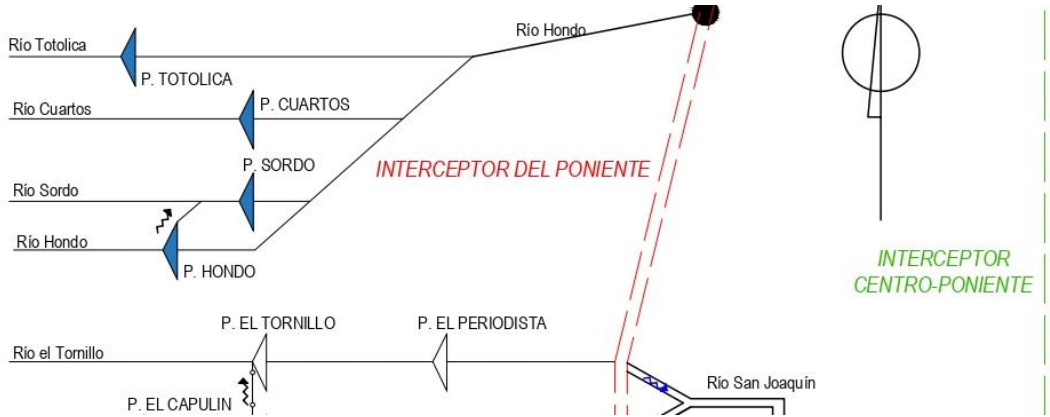


Figura 2.9. Presas del grupo 5.

El último grupo son las presas Las Julianas, Los Arcos, El Colorado y La Colorada. Las presas Las Julianas y Los Arcos están en serie que en conjunto con las otras del grupo los escurrimientos llegan al río de los Remedios para que lleguen al Vaso regulador "El Cristo".

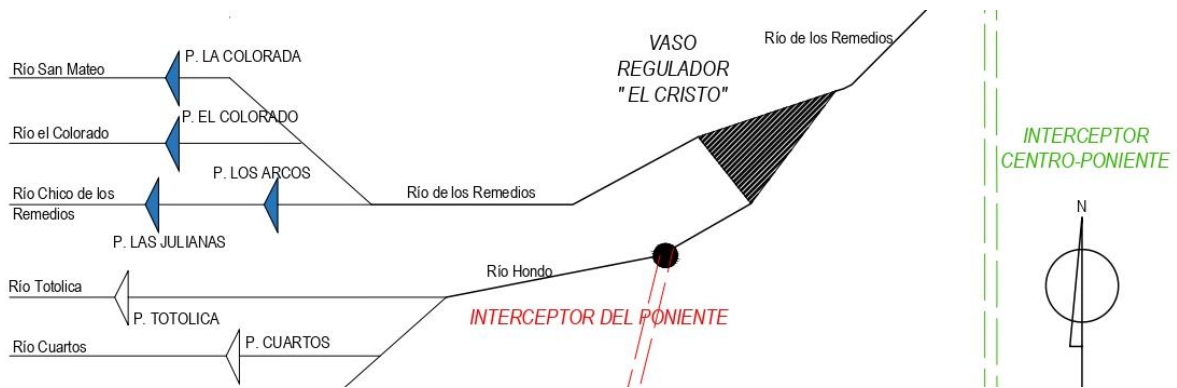


Figura 2.10. Presas del grupo 6

Las Tablas de 2.12 a 2.15 son la matriz de interconexiones entre las presas, agrupadas en: zona norte, centro y sur.

Tabla 2.12. Matriz de conexión, zona norte.

Presas	Las Julianas	Los Arcos	El Sordo	Hondo
Las Julianas	-----	Serie		
Los Arcos	Serie	-----		
El Sordo			-----	Paralelo
Hondo			Paralelo	-----

Tabla 2.13. Matriz de conexión, zona centro.

Presas	Mixcoac	Becerra C	Becerra B	Becerra A	Tacubaya	Ruiz Cortines	Tecamachalco
Mixcoac	-----	Paralelo					
Becerra C	Paralelo	-----	Serie		Paralelo		
Becerra B		Serie	-----	Serie			
Becerra A			Serie	-----			

<i>Tacubaya</i>		Paralelo			-----	Serie	Paralelo
<i>Ruiz Cortines</i>					Serie	-----	
<i>Tecamachalco</i>					Paralelo		-----

Tabla 2.14. Continuación tabla 2.13.

Presa	<i>Tecamachalco</i>	<i>San Joaquín</i>	<i>El Capulín</i>	<i>El Tornillo</i>	<i>El Periodista</i>
<i>Tecamachalco</i>	-----	Paralelo			
<i>San Joaquín</i>	Paralelo	----	Serie		
<i>El Capulín</i>		Serie	-----		
<i>El Tornillo</i>				-----	Serie
<i>El Periodista</i>				Serie	----

Tabla 2.15. Matriz de conexión, zona sur.

Presa	<i>Tequilasco</i>	<i>La Mina</i>	<i>Texcalatlaco</i>	<i>Coyotes</i>	<i>Anzaldo</i>
<i>Tequilasco</i>	----	Serie			
<i>La Mina</i>	Serie	----			
<i>Texcalatlaco</i>			-----	Paralelo	
<i>Coyotes</i>			Paralelo	-----	Paralelo
<i>Anzaldo</i>				Paralelo	-----

CAPÍTULO 3. CASO DE APLICACIÓN.

En este capítulo se presenta de manera detallada la metodología que se usó, para cumplir los objetivos de este trabajo. Primero se hizo el análisis de tormentas históricas, las cuales se usaron para determinar hidrogramas de entrada para cada presa con el programa de cómputo *MPE*, después se calcularon tormentas estadísticas para diferentes periodos de retorno y finalmente se realizó un tránsito de avenidas tomando en cuenta la interconexión de los vasos.

3.1. Determinación de cuencas y características fisiográficas de cada presa.

La ubicación exacta de cada presa se determinó, revisando material bibliográfico y se corroboró dicha ubicación en Google Earth®. La Figura 3.1 es un esquema que se encuentra en un informe elaborado por el Instituto de Ingeniería en 1992 para la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal.

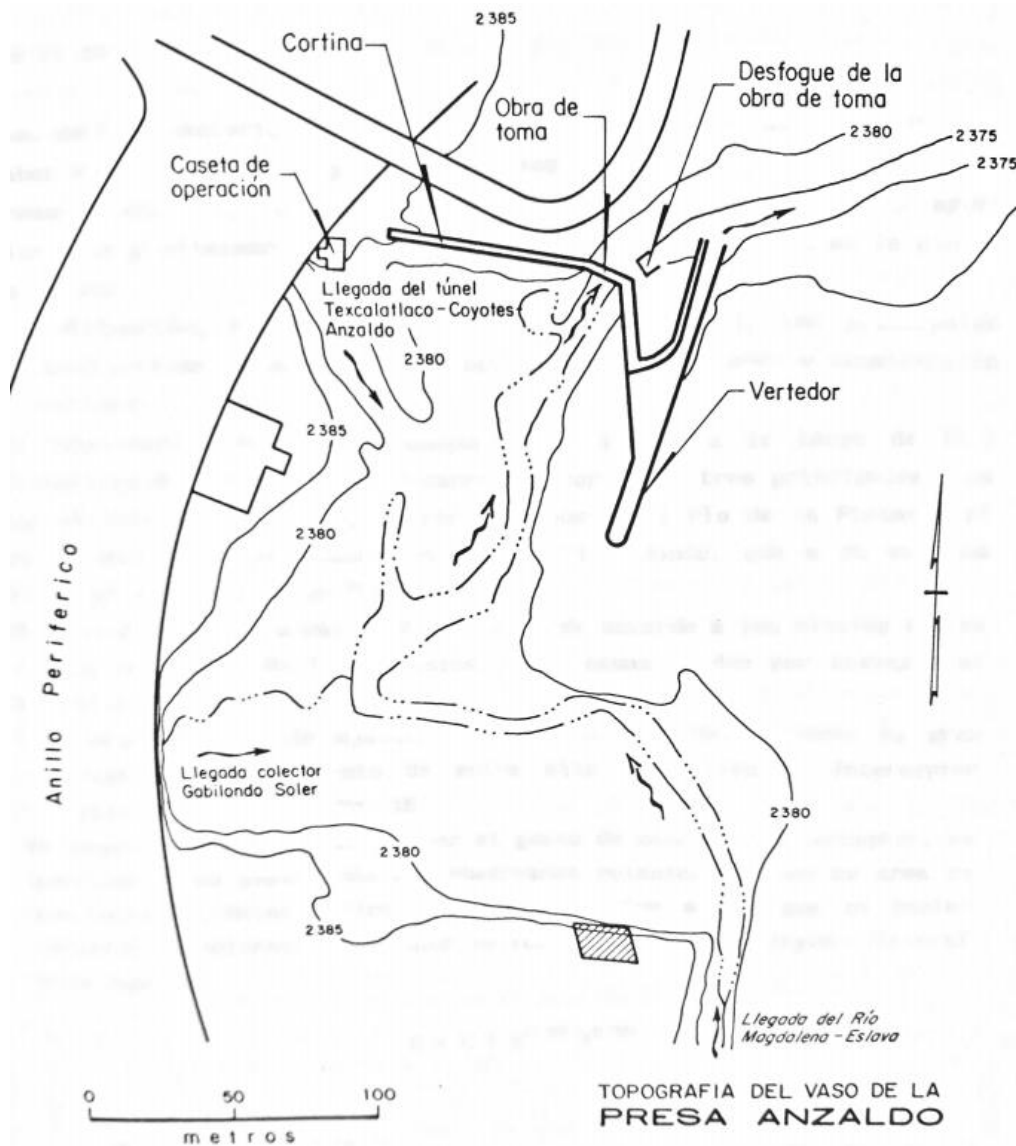


Figura 3.1. Esquema de la ubicación de presa Anzaldo (Franco, 1992).



Figura 3.2. Presa Anzaldo en Google Earth.

Con la ubicación de cada presa, se hizo el trazado de su correspondiente cuenca, como se muestra en la Figura 3.3 con ayuda del software ArcView®, el cual es un Sistema de Información Geográfica. Para conocer los hidrogramas de ingreso a cada una de las presas, es necesario conocer algunas características fisiográficas, como son: área (A), pendiente del cauce principal (Scp) y tiempo de concentración (tc).

El área de aportación, longitud y pendiente del cauce principal de cada presa, que igual se calcularon con el programa de cómputo ArcView®. Para el tiempo de concentración, se usó la fórmula de Kirpich:

$$tc = 0.000325 \frac{Lcp^{0.77}}{Scp^{0.385}} \quad (23)$$

Donde:

tc , tiempo de concentración (horas).

Lcp , longitud del cauce principal (km).

Scp , pendiente del cauce principal

La Tabla 3.1 son las características fisiográficas que se determinaron de cada presa.

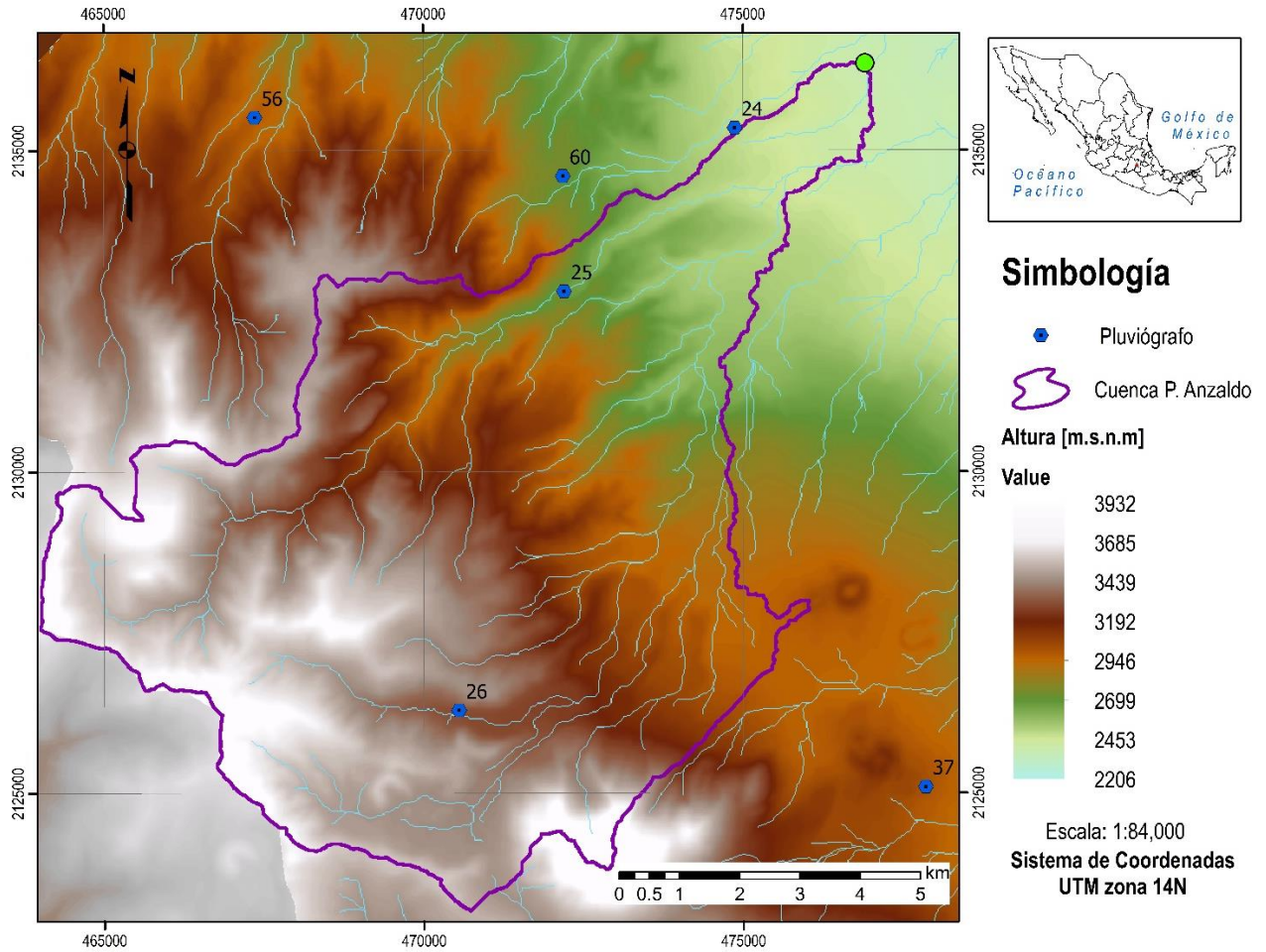


Figura 3.3. Cuenca de la presa Anzaldo.

Tabla 3.1. Áreas y características fisiográficas de cada cuenca.

Presa	Área total [km ²]	Tipo de área	Área [km ²]	Área [km ²]		Porcentaje de área [%]		Característica fisiográfica		
				No urbana	Urbana	Urbana	No urbana	Lcp [m]	Scp [1]	tc [hr]
El Periodista	0.59	Urbana	0.59	0.00	0.59	100.00	0.00	1591.08	0.04	0.34
El Tornillo	0.20	Urbana	0.20	0.00	0.20	100.00	0.00	886.25	0.06	0.18
La Colorada	8.01	Pastizal	6.12	7.87	0.14	1.77	98.23	6905.80	0.05	0.94
		Bosque	1.74							
		Agrícola	0.004							
		Urbana	0.14							
El Colorado	5.77	Pastizal	2.96	5.72	0.05	0.86	99.14	7528.21	0.05	0.97
		Bosque	2.75							
		Agrícola	0.02							

		Urbana	0.05							
Los Arcos	6.42	Bosque	3.41	4.38	2.04	31.81	68.19	5670.46	0.03	0.93
		Pastizal	0.97							
		Urbana	2.04							
Las Julianas	1.85	Bosque	0.79	1.85	0.00	0.00	100.00	4016.85	0.07	0.54
		Pastizal	1.06							
Totolica	14.47	Bosque	6.63	13.99	0.48	3.34	96.66	12766.46	0.09	1.21
		Agrícola	4.89							
		Pastizal	2.47							
		Urbana	0.48							
Los Cuartos	21.79	Bosque	5.76	16.64	5.15	23.63	76.37	17383.37	0.06	1.77
		Agrícola	7.27							
		Pastizal	3.61							
		Urbana	5.15							
El Sordo	24.15	Bosque	8.62	21.84	2.31	9.58	90.42	19590.21	0.05	2.08
		Agrícola	6.28							
		Pastizal	6.93							
		Urbana	2.31							
Hondo	112.68	Bosque	40.33	104.48	8.21	7.28	92.72	26412.26	0.05	2.64
		Agrícola	50.99							
		Pastizal	4.33							
		Urbana	8.21							
		Bosque	8.69							
		No urbano	0.14							
Capulín	10.65	Urbana	10.10	0.56	10.10	94.77	5.23	9673.57	0.04	1.32
		No urbano	0.56							
San Joaquín	10.48	Forestal	0.10	0.10	10.38	99.06	0.94	9644.83	0.03	1.47
		Urbana	10.38							
Tecamachalco	11.40	rbana	10.32	1.08	10.32	90.50	9.50	11562.47	0.03	1.62
		Forestal	0.27							
		No urbano	0.82							
Barrilaco	1.19	Zona urbana	1.19	0.00	1.19	100.00	0.00	1996.94	0.06	0.34
Ruiz Cortinez	1.13	Zona urbana	1.13	0.00	1.13	99.96	0.04	1823.68	0.06	0.32
		No urbano	0.00							
Dolores	4.11	Forestal	0.05	2.43	1.68	40.84	59.16	4977.80	0.04	0.81

		Urbana	1.68							
		No urbano	2.39							
<i>Tacubaya</i>	8.51	Zona urbana	5.75	2.77	5.75	67.50	32.50	12934.50	0.04	1.66
		Forestal	0.69							
		No urbano	2.08							
<i>Becerra C</i>	7.54	Zona urbana	5.49	2.04	5.49	72.88	27.12	12507.44	0.04	1.59
		Bosque	0.00							
		Agrícola	0.02							
		No urbano	2.03							
<i>Becerra B</i>	2.98	Urbana	2.98	0.00	2.98	100.00	0.00	6017.16	0.04	0.92
<i>Becerra A</i>	1.61	Urbana	1.61	0.00	1.61	100.00	0.00	3638.14	0.05	0.57
<i>Mixcoac</i>	33.01	Urbana	3.35	29.67	3.35	10.14	89.86	19703.05	0.06	2.01
		Bosque	20.14							
		Pastizal	0.56							
		Agrícola	7.07							
		Forestal	0.00							
		No urbano	1.89							
<i>Tarango</i>	5.00	Urbana	2.60	2.40	2.60	51.98	48.02	5447.71	0.05	0.81
		Agrícola	0.26							
		Forestal	0.12							
		Bosque	0.04							
		No urbano	1.98							
<i>Pilares</i>	0.69	Urbana	0.69	0.00	0.69	100.00	0.00	1626.65	0.07	0.26
<i>La Mina</i>	1.33	Urbana	1.33	0.00	1.33	100.00	0.00	2546.52	0.07	0.39
<i>Tequilasco</i>	13.57	Bosque	5.64	9.37	4.20	30.95	69.05	12653.36	0.09	1.18
		Forestal	0.26							
		Urbana	4.20							
		Agrícola	2.27							
		No urbano	1.20							
<i>Las Flores</i>	1.48	Urbana	1.48	0.00	1.48	100.00	0.00	3693.22	0.06	0.55
<i>Texcalatlaco</i>	6.24	Bosque	0.00	1.91	4.33	69.45	30.55	7063.62	0.05	0.93
		Forestal	0.58							

		Agrícola	0.00							
		Urbana	4.33							
		No urbano	1.32							
Coyotes	2.13	Urbana	2.09	0.04	2.09	97.99	2.01	4921.46	0.06	0.66
		No urbano	0.04							
Anzaldo	82.20	Bosque	52.05	74.63	7.58	9.22	90.78	23302.79	0.06	2.23
		Agrícola	6.70							
		Pastizal	7.90							
		Bosque	7.98							
		Urbana	7.58							

3.2. Tormentas históricas.

Como ya se había mencionado, el *Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE)* hace la transformación de lluvia a escurrimiento, por lo tanto, se analizaron eventos anteriores y se identificaron varias tormentas que afectaron de manera importante al Valle de México, principalmente en la zona del poniente. La Tabla 3.2 son las tormentas encontradas.

Tabla 3.2. Tormentas históricas.

Año	Día de inicio	Día de término
1988	03 de septiembre	04 de septiembre
2011	29 de junio	02 de julio
2017	27 de agosto	02 de septiembre

De cada tormenta se recabó información de los 78 pluviógrafos disponibles y se realizó la depuración de los mismos, para solo tomar en cuenta información correcta, ya que se observaba que en ciertas estaciones los datos no eran coherentes con estaciones vecinas.

3.2.1. Tormenta de 1988

Esta tormenta fue provocada por el huracán llamado Debby en las costas del Golfo de México que inició como una onda tropical en la costa noroeste de África el 15 de agosto de 1988, que se fue moviendo hacia el oeste cruzando el océano Atlántico convirtiéndose en una depresión tropical en la parte norte. El 2 de septiembre la tormenta tropical se movía hacia Tuxpan, Veracruz y tocó tierra. Debby perdió energía al golpear la Sierra Madre Oriental, pasando cerca de la Ciudad de México, al sur de ésta, se encontró en Manzanillo, Colima, el 5 de septiembre, convirtiéndose el sistema en una tormenta tropical. Se estima que la depresión se disipó entre Baja California y Sinaloa. (Gerrish, s.f.).

El siguiente párrafo es de una noticia del martes 6 de septiembre de 1988, titulado: *“Inundaciones, desgajamiento de cerros y derrumbes en el DF”* de Ballinas, V. y Rodríguez, L. donde se describen las principales afectaciones en el Valle de México.

“Fuertes lluvias causaron ayer desbordamiento de ríos, inundaciones de hasta un metro de altura derrumbes, desgajamiento de cerros y caos vial. Deslaves en la carretera nueva a Toluca. Sin lesionados, cientos de

damnificados. Delegaciones más afectadas: Xochimilco, Iztacalco, Magdalena Contreras, Cuajimalpa, Gustavo A. Madero y Álvaro Obregón. En las tres últimas se determinó alerta permanente ante posibles derrumbes en zona de minas. Daños importantes en otras jurisdicciones del Distrito Federal, desbordamiento en el tramo Alpataco-Aculco del río Churubusco (inundación de 50 cm según DDF; 80 cm según coordinador del Sistema de Protección civil y 1 m según pobladores). Regente Ramón Aguirre Velázquez, señala que, aunque los caudales de las 17 presas del Distrito Federal están a su máximo nivel y se presentaron situaciones de gravedad, “no hay estado de emergencia”. Se exhorta a la población a no salir en la tarde para evitar caos vial. Inundaciones fuertes en zonas aledañas a ríos Churubusco, de los Remedios, Gran Canal y presa Anzaldo. Coordinador de Protección Civil Jorge Aguirre, señala que técnicamente los ductos de desagüe operan correctamente y han sido desazolvados, pero ante la precipitación pluvial mayor a 50 mm como la registrada, el drenaje es insuficiente. El sistema de drenaje capitalino funciona a toda su capacidad, las 17 lagunas y presas de regulación están completamente llenas.

Puntos de conflicto por inundaciones: colonia Zapata Vela en Iztacalco; San Bernardino en Xochimilco; San Felipe de Jesús, en la Gustavo A. Madero y Pantitlán en Iztapalapa. En algunos casos fue necesario desalojar a afectados.

En toda la ciudad se reportaron derrumbes de bardas, caída de árboles e interrupciones momentáneas en el servicio de energía eléctrica.

Desgajamiento de cerros en las delegaciones Cuajimalpa, Magdalena Contreras. Obstrucción de la carretera nueva a Toluca, por desprendimientos de tierras.

Cuajimalpa: además de los deslaves en la carretera, hubo derrumbes en la colonia Acopilco, hay estado de alerta ante algunos más. Magdalena Contreras: desgajamiento en Los Dínamos. Iztapalapa: inundaciones. Gustavo A. Madero, afectaciones por desbordamiento de río de los Remedios; Alerta por posibles derrumbes. Cuauhtémoc: 1300 viviendas apuntaladas. 30 en peligro de derrumbarse y tres casas desalojadas. Encharcamiento en el paso a desnivel de Chapultepec-Insurgentes En las demás delegaciones: anegamientos, caída de árboles y caos vial.”

3.2.2. Tormenta de 2011

Esta tormenta inició aproximadamente el 30 de junio de 2011 en el Valle de México. En estas fechas ocurría una tormenta tropical al suroeste del Golfo de México, llamada Arlenne, con un periodo de ocurrencia del 28 al 30 de junio. Se presentaron vientos el 29 de junio de 85 km/h con presencia en la costa norte de Veracruz, moviéndose hacia el este. Tocó tierra a las 04:00 horas del 30 de junio cerca de Cabo Rojo en Veracruz, a las 13:00 horas comenzó a perder fuerza debido a la fricción con la superficie terrestre con la Sierra Madre Oriental. A las 19:00 horas se encontraba a 15 km del suroeste de Orizatlán, Hidalgo, con una depresión tropical con vientos máximos sostenidos de 55 km/h. a las 22:00 horas ya estaba en proceso de disipación.

En cuanto al Valle de México, la siguiente noticia describe las afectaciones que hubo. Fue publicada el 2 de julio de 2011, titulada: “*Veinte familias, afectadas por la lluvias en Ecatepec y Neza: Calderon*” por Gómez,C. y Salinas, J.

“El número de familias afectadas puede ascender a 20 mil, debido al desbordamiento del río de los Remedios principal afluente de aguas negras del oriente de la entidad- en los municipios de Ecatepec y Nezahualcóyotl. Se emitió una declaratoria de emergencia para estos dos municipios por parte del gobierno federal, con el propósito de disponer del Fondo de Desastres Naturales (FONDEN) para atender a los damnificados. El presidente de la república Felipe Calderón reveló que el jueves fue el día que más ha llovido, desde que se

llevan estadísticas en el Valle de México y la zona metropolitana con 48.8 mm (precipitaciones generadas por la tormenta tropical Arlene). “El record histórico era de 36 mm en 1989, hace 22 años” El titular del Ejecutivo federal dijo que los 48.8 mm de lluvia representan el doble de lo que el sistema de desagüe de la zona metropolitana del Valle de México puede sostener. La Secretaría de Desarrollo Social, apoyará a los damnificados a través del programa empleo temporal. Se estima que 60 mil vecinos de 35 colonias de los municipios de Ecatepec y Nezahualcóyotl resultaron afectados por el desbordamiento del río de los Remedios, y en un lapso de 36 a 40 horas se podría superar la emergencia. Se seccionan 3 de los 25 kilómetros que conforman el río de los Remedios, evitando su inutilización. Trabajan 2,500 elementos de los tres niveles de gobierno, para el desalojo del agua. Se estableció un cerco sanitario para aplicar vacunas a la población en peligro.

En otra noticia del mismo día publicada en el periódico LA JORNADA, titulada: “Se aislarán bordos del río de los Remedios: Luege” por: Carolina Gomez Mena.

El titular de la CONAGUA informó que la situación por el desbordamiento del río de los Remedios está bajo control. Esto, confirmado con el pronóstico de lluvia, que fue moderado por 48 horas y con el nivel de bombeo de la zona, teniendo las condiciones y el tiempo suficiente para lograr el desagüe. Se acordaron acciones inmediatas para controlar el paso del agua, de los bordos del río de los Remedios. En 20 horas ininterrumpidas de lluvia, se saturaron los drenes superficiales y el drenaje profundo del Valle de México, superando su capacidad.”

3.2.3. Tormenta de 2017

En este año las afectaciones fueron provocadas por la Tormenta Tropical “Lidia” y la onda tropical No.31, en la parte del Golfo de México se registraron lluvias acompañadas de actividad eléctrica y rachas de viento con acumulados torrenciales, en el resto del territorio mexicano hubo lluvias y chubascos con viento superiores a 60 km/h.

Al igual que las otras tormentas, esta afectó el Valle de México, la siguiente noticia es del día 29 de junio de 2017, titulada: “*Tromba provoca caos en el Valle de México*” por: Eduardo Hernández, Rebeca Jiménez y Juan Manuel Barrera. Río.

“El Río Hondo se desborda y genera daños en 120 viviendas de Naucalpan; inundaciones en estaciones del metro, circuito Interior y Periférico.

Una tromba desquició al Valle de México, provocó inundaciones en avenidas principales del poniente de la capital, el desbordamiento de los ríos, cientos de casas afectadas, suspensiones en el transporte público e incluso una cascada en el metro.

El Sistema de Aguas de la Ciudad de México explicó: “Fue una lluvia de 54 milímetros, esa precipitación llevó a su capacidad máxima el drenaje y las plantas de bombeo, y aunado con las acumulaciones de basura que se arrastran, hace que se afecte todo el trabajo de bombeo, el cual canaliza toda el agua para sacarla de la Ciudad”.

El desbordamiento de Río Hondo en Naucalpan provocó inundaciones en 120 casas en los fraccionamientos Pastores y Echegaray, así como las avenidas 16 de septiembre y Periférico Norte.

Los cauces locales sobrepasaron su capacidad por la tormenta y también por el agua que llega de la Ciudad de México, desde la zona de Plateros hasta Naucalpan.

Autoridades del gobierno del Estado de México desplegaron un albergue para habitantes de 120 casas afectadas tras el desbordamiento del Río Hondo. Las colonias con mayores afectaciones fueron la Pastores y Echegaray, ya que el Río Hondo, también conocido como el Río de los Remedios, provocó un taponamiento en esta zona.”

3.2.4. Análisis de tormentas

En el caso de la tormenta del año de 1988 sólo se contaba con 49 pluviógrafos, es por ello que se complementa la información de los pluviógrafos con la de pluviómetros. A continuación, se describe el procedimiento que se siguió para determinar el hietograma con intervalos de 10 minutos de cada pluviómetro a partir de los pluviógrafos, con el fin de usar el software *Modelo para Pronóstico de Esguerrimiento* y con ello obtener hidrograma de entrada por cuenca propia correspondiente a cada presa.

En el proyecto titulado “Apoyo Técnico para el análisis de políticas de operación del Sistema principal de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México” (Fuentes, 2019) se hizo la división de dicha zona en 7 subcuencas como se muestra en la Figura 3.4, por lo tanto, se agruparon los 49 pluviógrafos de acuerdo con las 7 subcuencas.

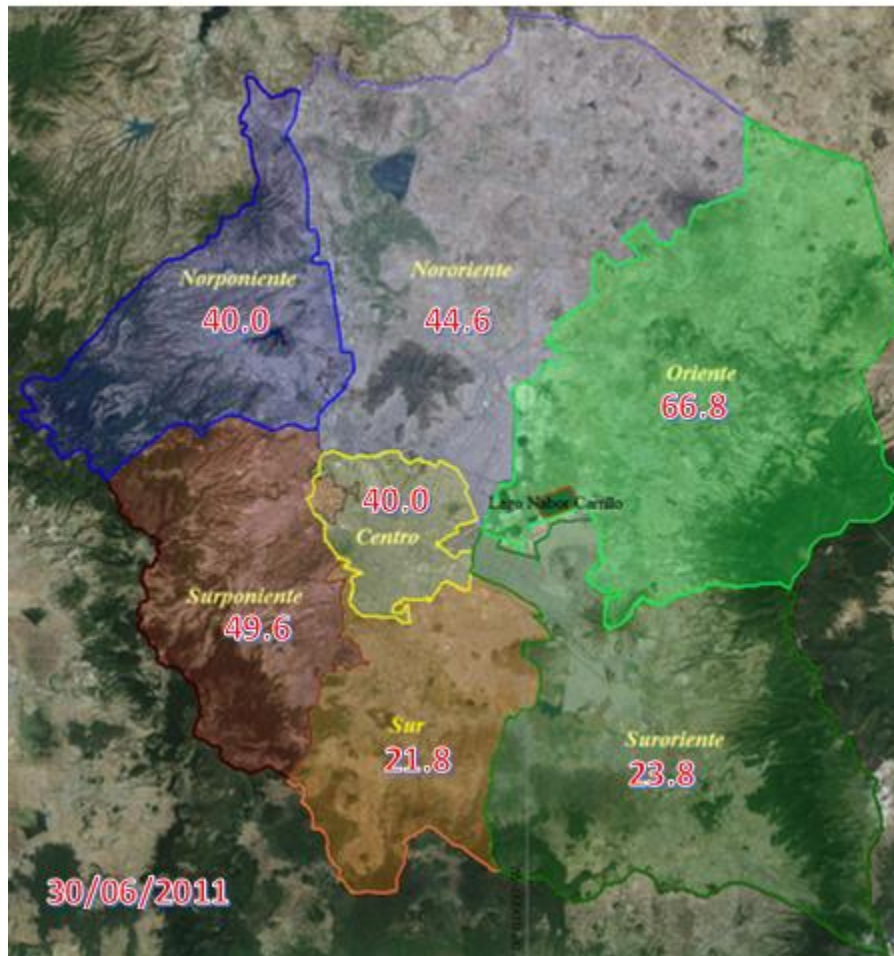


Figura. 3.4. Subcuencas de la ZMMV.

En la Tabla 3.3 se observan los 49 pluviómetros por cada subcuenca del Valle de México.

Tabla 3.3. Pluviómetros por cada subcuenca.

Subcuenca	Pluviómetros													
Oriente	14	46												
Centro	2	3	4	5	7	8	10	11	12	13	19	20	28	47
Surponiente	9	15	16	17	18	21	22	23	24	25	26	34	37	48
Sur	27	30	32	35	36	38	39	40	41					
Suroriente	29	31	33	42	43									
Nororiente	1	44												
Norponiente	6	45												

Una vez agrupados los pluviómetros se hizo el trazado de la curva masa estandarizada acumulada, como se observa en la Figura 3.5, esto se hace para observar su comportamiento y determinar si alguna estación contiene información no coherente con el resto del grupo y si es el caso, no se toma en cuenta.

La curva masa estandarizada acumulada se obtiene sumando todos los valores de lluvia registrados por hora en cada pluviómetro, después cada valor de cada hora se divide entre la suma total. Finalmente se hace la suma por cada hora, es decir primero sólo se suma la primera hora, luego es la suma de las dos horas consecutivas, la suma de tres horas consecutivas y así sucesivamente hasta terminar las 24 horas del registro.

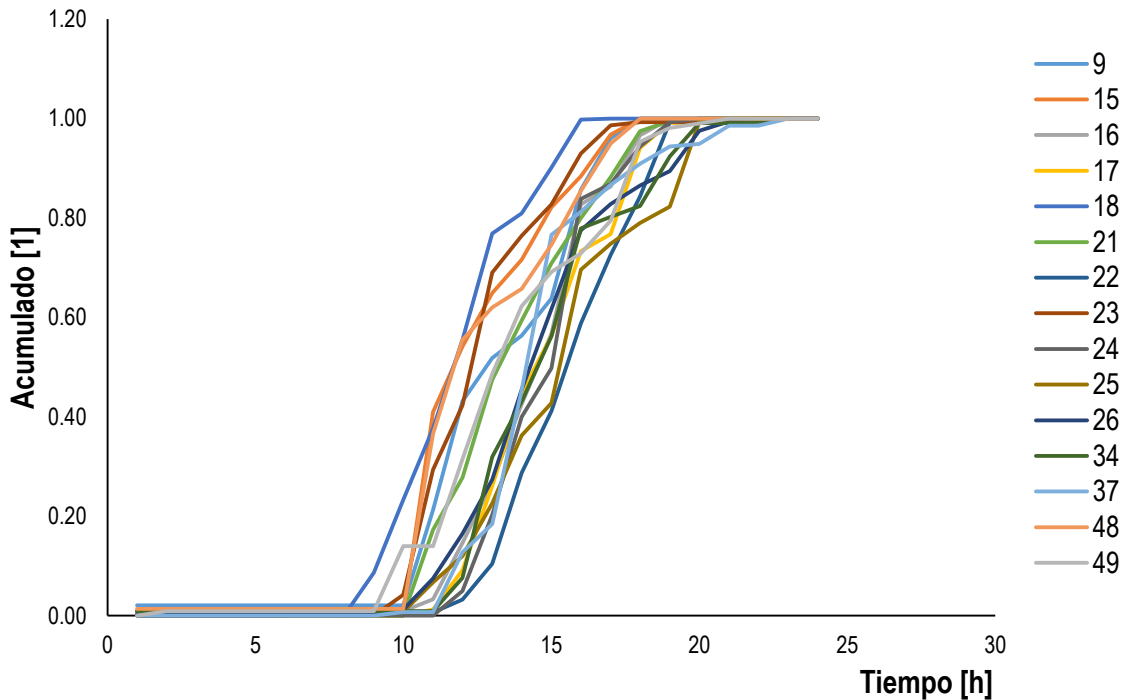


Figura 3.5. Curva masa estandarizada acumulada de la subcuenca surponiente.

La Tabla 3.4 es el registro de los pluviómetros 6 y 45 que pertenecen a la subcuenca Norponiente, en las primeras 16 horas. Para determinar la lluvia con incrementos de 10 minutos de los pluviómetros, se hace el cociente de una hora entre 6.

Tabla 3.4 Registro de pluviógrafo a cada hora

Subcuenca: Hora/Estaciones	Norporiente	
	6	45
1	0.25	0.51
2	0.00	0.76
3	0.26	0.00
4	0.00	0.00
5	0.00	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	0.00
8	0.00	0.00
9	0.00	0.25
10	0.00	0.00
11	0.64	0
12	0.64	2.04
13	1.84	0.92
14	0.19	1.11
15	0.00	0.00
16	2.03	1.6

Es decir, teniendo la lluvia que se presentó para la primera hora, se hace lo siguiente:

$$\frac{0.25 \text{ mm}}{6} = 0.042 \text{ mm} \quad (24)$$

Se realiza lo mismo para las horas siguientes, quedando de la siguiente manera:

Tabla 3.5. Lluvia con intervalos de 10 minutos.

Hora	Estaciones	
	6	45
06:00 a.m.	0.000	0.000
06:10 a.m.	0.042	0.085
06:20 a.m.	0.042	0.085
06:30 a.m.	0.042	0.085
06:40 a.m.	0.042	0.085
06:50 a.m.	0.042	0.085
07:00 a.m.	0.042	0.085
07:10 a.m.	0.000	0.127
07:20 a.m.	0.000	0.127
07:30 a.m.	0.000	0.127
07:40 a.m.	0.000	0.127
07:50 a.m.	0.000	0.127
08:00 a.m.	0.000	0.127
08:10 a.m.	0.043	0.000
08:20 a.m.	0.043	0.000
08:30 a.m.	0.043	0.000

08:40 a.m.	0.043	0.000
08:50 a.m.	0.043	0.000
09:00 a.m.	0.043	0.000

Con esto se tiene el hietograma de los pluviografos en intervalos de 10 minutos.

Los pluviómetros también se identificaron a que subcuenca pertenecen. Después para cada subcuenca y pluviógrafo se determina el promedio de la curva masa estandarizada acumulada para cada hora. Para tiempos diferentes a una hora se hace la interpolación entre horas de los promedios.

El valor de la precipitación acumulada en 24 horas de cada pluviómetro se multiplica por el valor promedio de la subcuenca correspondiente. Por último, para obtener el hietograma de los pluviómetros, se calcula el incremento que hay entre cada intervalo de tiempo. La Figura 3.4 representa el hietograma del pluviómetro 9043.

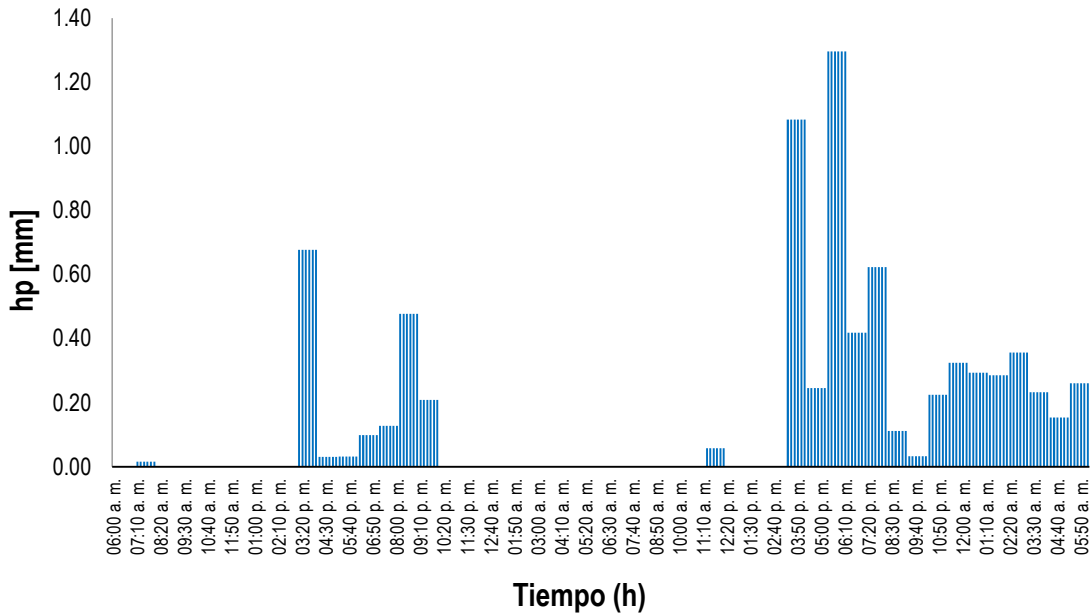


Figura. 3.6. Hietograma $\Delta t= 10$ min, del pluviómetro 9043.

Para las tormentas de los años de 2011 y 2017 la información de lluvia ya estaba a cada 10 minutos, por lo tanto, no se siguió el procedimiento anterior y solo se hizo la depuración de la misma. Además, para estos años ya se cuenta con 78 pluviógrafos.

3.2.5. Determinación de hidrogramas de entrada a cada cuenca.

Debido a la escasa información hidrométrica en las cuencas de las presas del Poniente no es posible tener hidrogramas que caracterizan a las cuencas de las presas, es por ello que se recurre al uso de procesos de transformación de lluvia en escurrimientos, como es el software *Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE)*.

Para usar *MPE* se requiere de una calibración para validar dicho modelo, la cual es comparar los registros medidos con los calculados, en este caso al no contar con estaciones hidrométricas, la calibración consistirá en la comparación de niveles medidos de los vasos de las presas a lo largo de la tormenta registrada en 2017

con los calculados, estos últimos se determinan con el tránsito de avenidas en el programa VASOS. Adicionalmente se utilizó para la calibración una comparación entre los coeficientes de escurrimiento obtenidos con *MPE* y los que se obtienen utilizando la fórmula del Manual de Hidráulica Urbana.

3.2.5.1. Calibración del Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (*MPE*).

Los archivos de entrada que requiere *MPE* son: *archivo de celdas* y *archivo con lluvias*. El *archivo de celdas* contiene información de la cuenca repartida en celdas, cada celda tiene coordenadas SHG del centro de la celda, longitud de viaje, área y número de curva. Por ello, se hizo un análisis para identificar el uso y tipo de suelo que hay en las cuencas y determinar el número de curva (CN) que hay en condiciones actuales. Todos estos archivos también se determinaron con el software ArcView®.

Con la información de cada tormenta se construyó el *archivo con lluvias*, que contiene las coordenadas UTM (X, Y) de las estaciones seleccionadas, además el valor de lluvia en intervalos $\Delta t=10$ min, durante la tormenta.

De primer momento se consideraron los parámetros de pérdidas que recomienda la literatura, es decir:

1. Factor de escala de pérdida inicial (λ)= 0.2
2. Factor de escala de retención potencial (S)= 1
3. Factor de olvido (f_x)= 0.998

Los parámetros de forma dependen del tiempo de concentración (t_c) de cada cuenca, dicho parámetro se determinó con la ecuación de Kirpich.

La Figura 3.7 muestra los parámetros ingresados a *MPE* para la cuenca de la presa Barrilaco.

PARAMETROS DE PERDIDAS	
Factor de Escala de Pérdida Inicial (λ)	0.2
Factor de Escala de Retención Potencial	1
Factor de olvido	0.998
PARAMETROS DE FORMA	
Tiempo de concentración (hr): $T_c > \Delta t$	0.336
Coefficiente de Almacenamiento (hr): $C_a > \Delta t/2$	0.202

Figura 3.7. Parámetros de la cuenca de presa Barrilaco.

Lo antes mencionado, se realizó para todas las presas para determinar los hidrogramas de entrada por cuenca propia. Por ejemplo, la Figura 3.8 es el hidrograma de la presa Barrilaco en la tormenta de 2017.

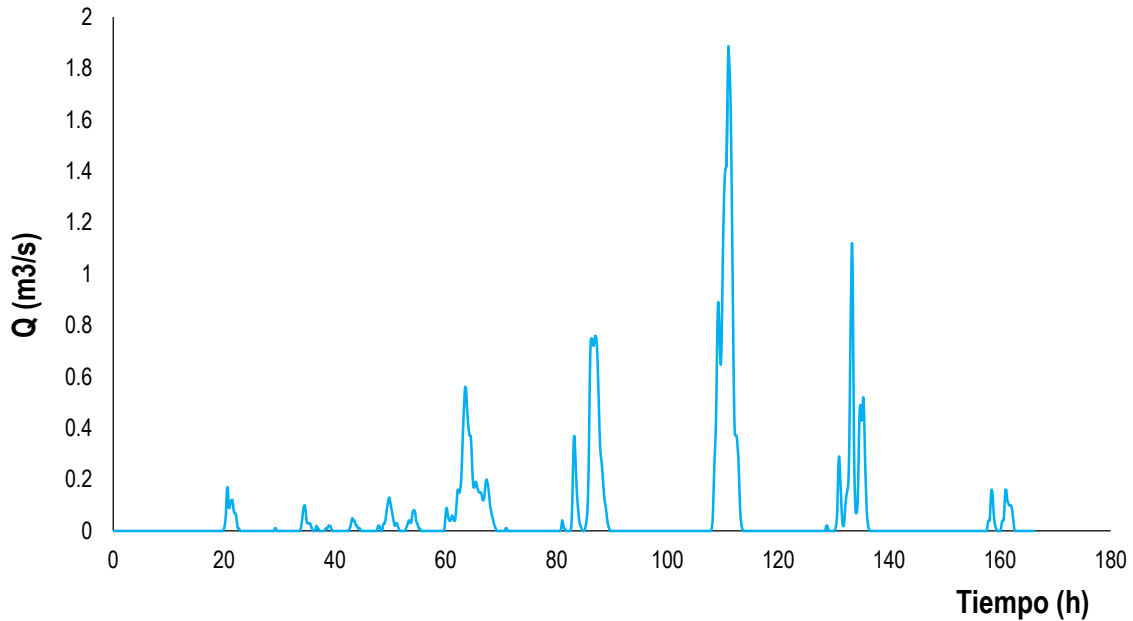


Figura 3.8. Hidrograma de entrada por cuenca propia de presa Barrilaco.

3.2.5.2. Tránsito de avenidas.

Con los hidrogramas de entrada por cuenca propia para cada presa se hace el tránsito de avenidas con el programa VASOS, con lo cual se determinan hidrogramas de descarga de cada presa con un intervalo de tiempo $\Delta t = 600$ s (5 minutos) y se observaron las evoluciones de los niveles de los vasos.

En la Figura 3.9, se observa el hidrograma de entrada (color azul) e hidrograma de salida (color rojo) de la presa Barrilaco.

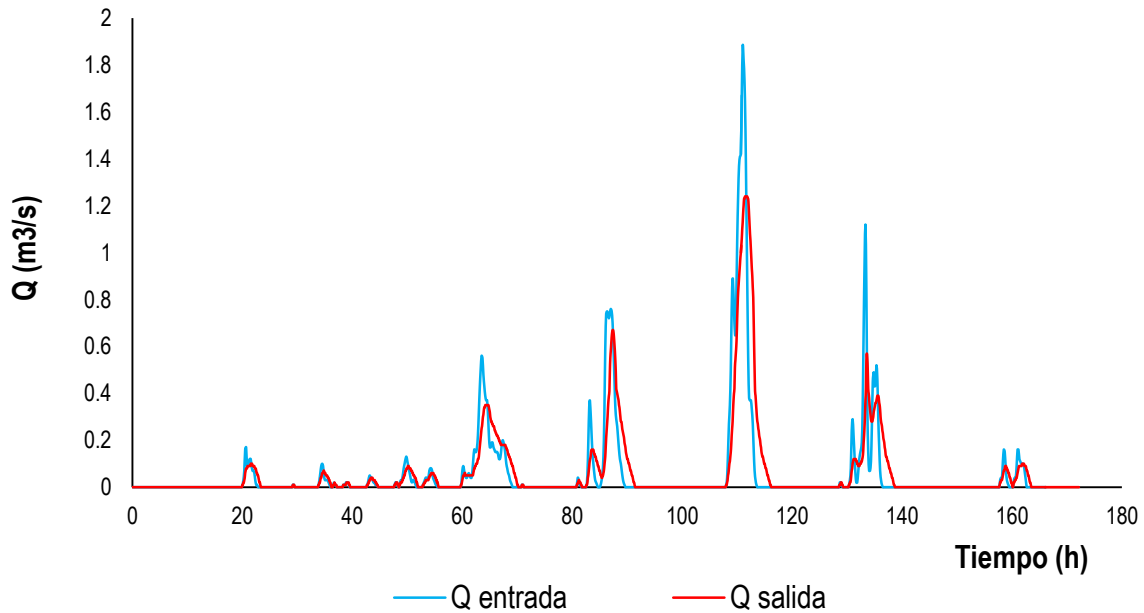


Figura 3.9. Hidrograma entrada y salida de presa Barrilaco, en la tormenta de 2017.

La Figura 3.10 es la evolución del vaso de la presa Barrilaco, la recta horizontal azul representa el nivel inicial en la simulación y la recta de color rojo el nivel del NAMO, en este caso toda el agua que sale de dicha presa es por la obra de toma, ya que no se alcanza en ningún momento la cresta del vertedor que se encuentra a 2,317 msnm y no hay conexión de ningún tipo con otra presa.

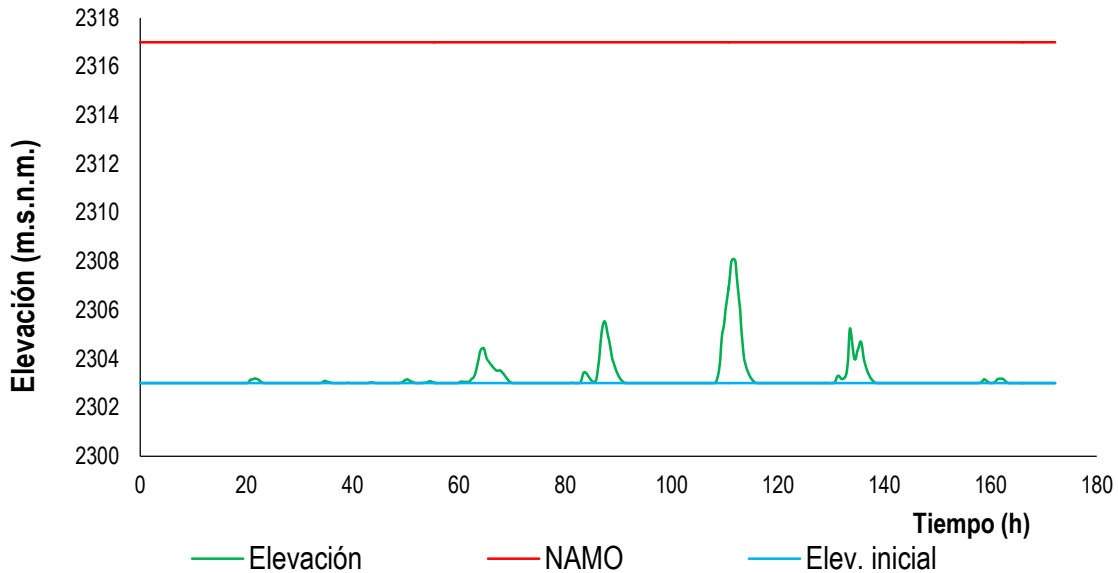


Figura 3.10 Evolución del vaso de la presa Barrilaco.

El Sistema Aguas de la Ciudad de México (SACMEX) se encarga de operar, mantener y construir la infraestructura hidráulica de la ciudad, por lo tanto, las mediciones de niveles en algunas presas en dicha tormenta fue posible obtenerlas.

La Figura 3.11 es la comparación de niveles obtenidos con el programa VASOS y los medidos por SACMEX en la tormenta de 2017, de la presa Barrilaco y la Figura 3.12 es de la presa Pilares. Esta comparación solo fue posible realizarla para septiembre de 2017 ya que era para la única que se tenía información de niveles medidos.

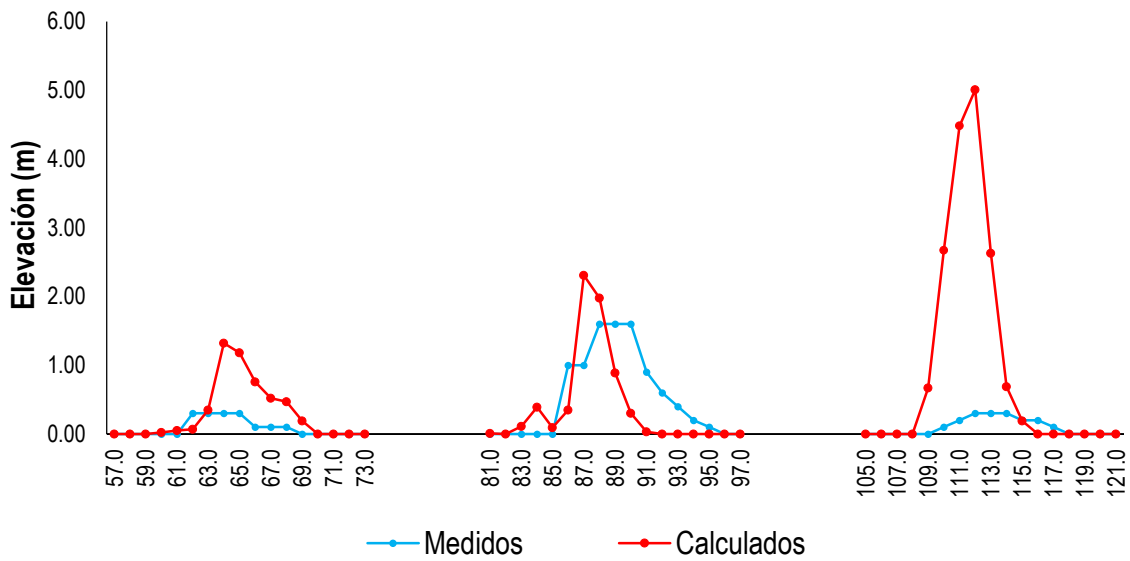


Figura 3.11. Comparación de niveles medidos y calculados en presa Barrilaco.

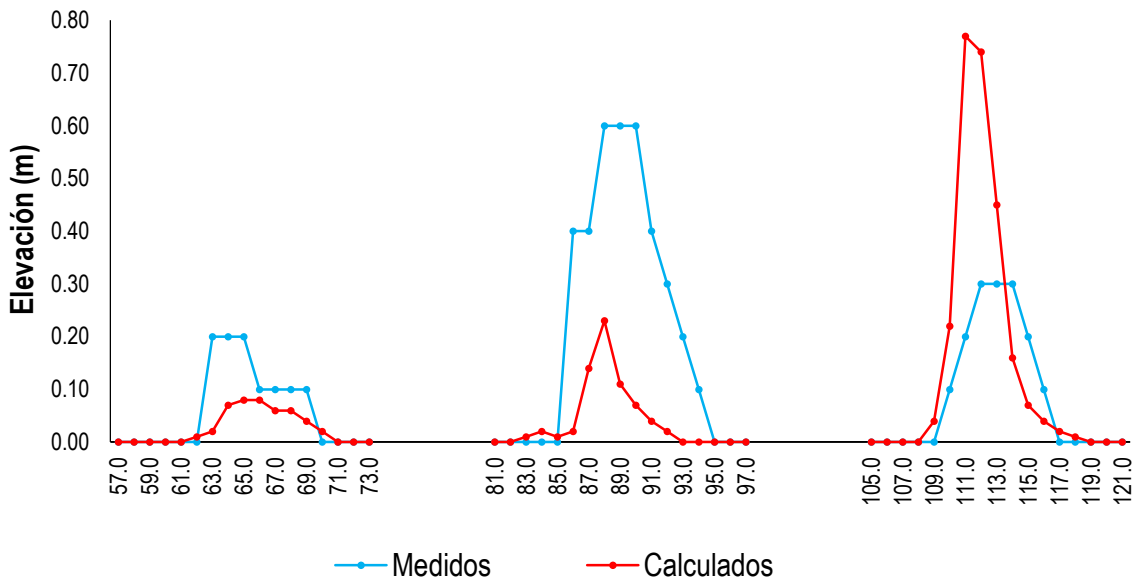


Figura 3.12. Comparación de niveles medidos y calculados en presa Pilares.

Se identificaron que en ambas presas los hidrogramas calculados presentan un mayor pico que los medidos, por lo que se alcanzaron mayores elevaciones en los vasos. Sin embargo, se cumplen en tiempo y forma. Para que los picos disminuyan se calibró el valor de factor de olvido (f_x) dejándolo en 0.995.

En las Figuras 3.13 y 3.14 se muestran los nuevos resultados.

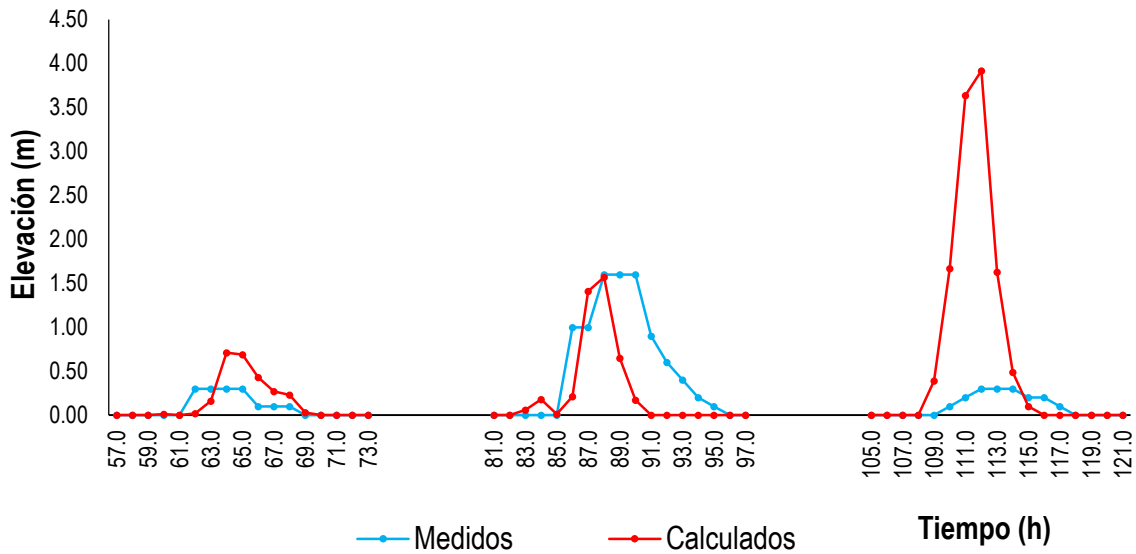


Figura 3.13. Comparación de niveles medidos y calculados en presa Barrilaco con factor de olvido=0.995

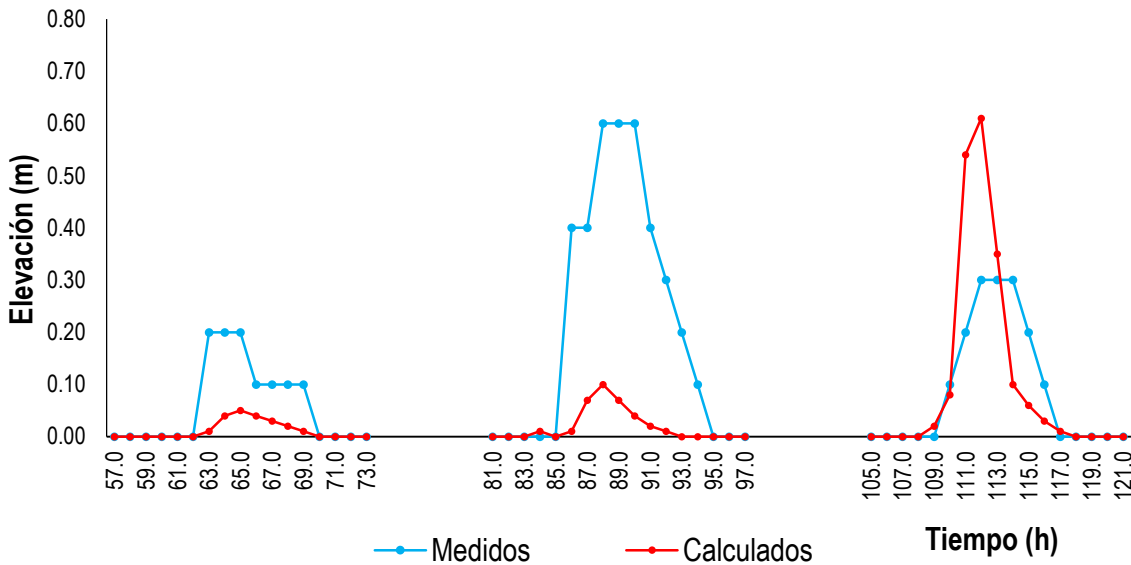


Figura 3.14. Comparación de niveles medidos y calculados en presa Pilares con factor de olvido=0.995

Otro aspecto de la calibración, fue el del coeficiente de escurrimiento. Con base en el procedimiento propuesto en el Manual de Hidráulica Urbana o método del Instituto de Ingeniería de la UNAM y se comparó con el obtenido en *MPE*.

El método del Instituto de Ingeniería toma en cuenta el área urbana y la no urbana para determinar este coeficiente, por medio de la expresión siguiente:

$$C_E = C_{NU} \frac{A_{NU}}{A_T} + 0.45 I_U \frac{A_U}{A_T} \tag{25}$$

Donde:

C_E , coeficiente de escurrimiento asociado a una cuenca con un área total A_T , de la cual A_{NU} no está urbanizada y A_U sí lo está.

C_{NU} , coeficiente de escurrimiento para áreas no urbanizadas, se obtienen de un mapa basado en estudios regionales del valle de México, que es la Figura 3.15.

I_U , índice de urbanización que varía entre 0.6 y 0.1 según su densidad de urbanización del área urbanizada.

A_U , área urbana de la subcuenca km^2 .

A_{NU} , área no urbana de la subcuenca km^2 .

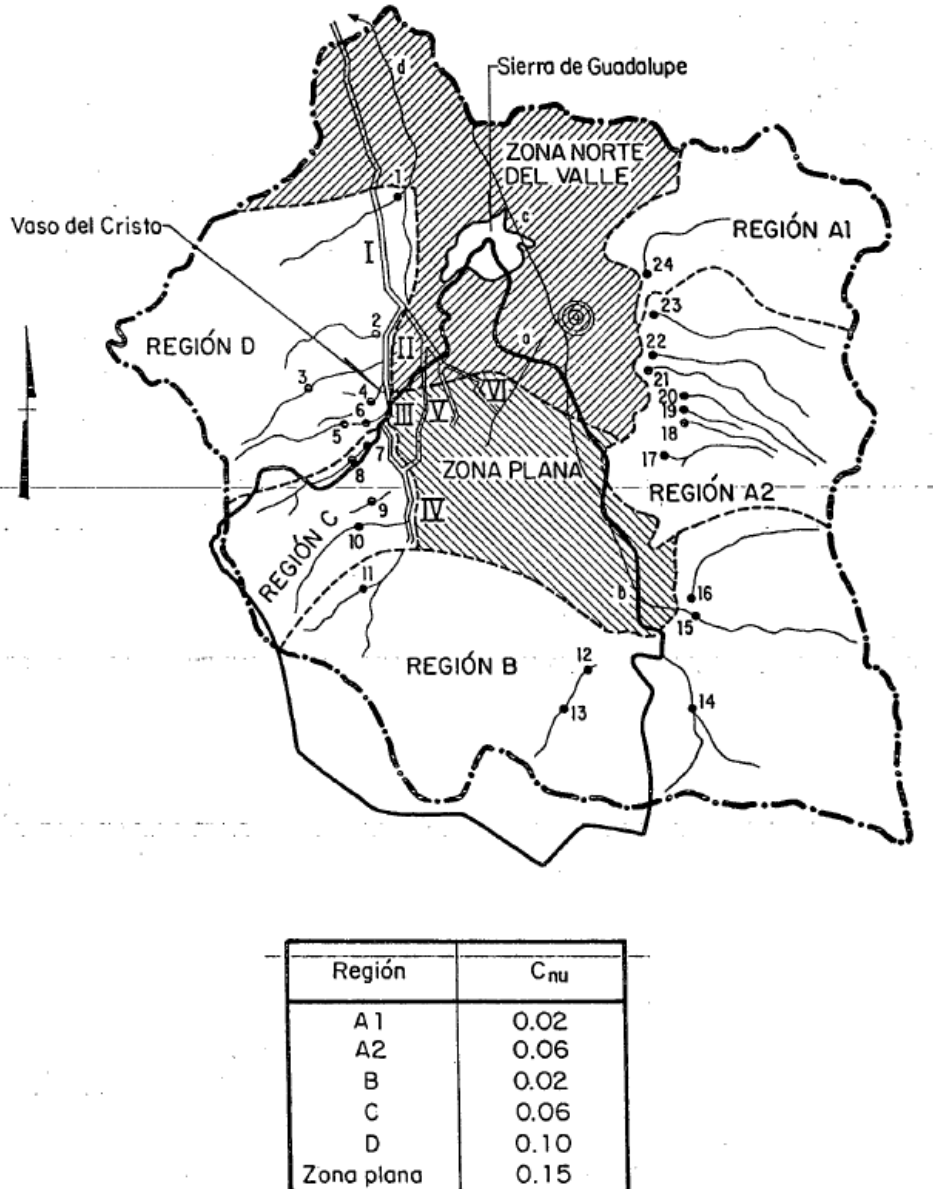


Figura 3.15. Coeficiente de escurrimiento para áreas no urbanizadas (Dominguez, 1982).

La Tabla 3.6, es la comparación de los coeficientes de escurrimiento obtenidos con *MPE* y los del método del Instituto de Ingeniería, se observa que en la mayoría de las cuencas de las presas los coeficientes son muy

parecidos, también casi siempre con el método del Instituto se obtuvo un coeficiente mayor que el *MPE*. Cabe mencionar que en el método del Instituto el índice de urbanización se consideró de $I_U = 1$, para tomar en cuenta las condiciones más desfavorables.

Tabla 3.6. Coeficientes de escurrimiento calculados.

Presa	Coeficiente de escurrimiento	
	MPE	IIUNAM
El Periodista	0.34	0.45
El Tornillo	0.33	0.45
La Colorada	0.30	0.10
El Colorado	0.10	0.10
Los Arcos	0.32	0.21
Las Julianas	0.03	0.10
Totolica	0.20	0.11
Los Cuartos	0.28	0.18
El Sordo	0.19	0.13
Hondo	0.20	0.12
Capulín	0.55	0.43
San Joaquín	0.52	0.44
Tecamachalco	0.47	0.41
Barrilaco	0.34	0.45
Ruiz Cortínez	0.34	0.45
Dolores	0.36	0.21
Tacubaya	0.18	0.32
Becerra C	0.21	0.34
Becerra B	0.27	0.45
Becerra A	0.29	0.45
Mixcoac	0.13	0.10
Tarango	0.21	0.26
Pilares	0.33	0.45
La Mina	0.34	0.45
Tequilasco	0.20	0.18
Las Flores	0.34	0.45
Texcalatlaco	0.43	0.33
Coyotes	0.31	0.44
Anzaldo	0.06	0.06

A pesar de no contar con información hidrométrica, ni datos precisos de niveles para la calibración, se puede considerar como buena, es por ello que el modelo es válido. Finalmente, los valores de los parámetros para todas las cuencas, son los siguientes:

1. Factor de escala de pérdida inicial (λ)= 0.2
2. Factor de escala de retención potencial (S)= 1
3. Factor de olvido (f_x)= 0.995

3.3. Estimación de tormentas estadísticas.

Una tormenta estadística se define como la representación de la intensidad de una tormenta puntual asociada a un periodo de retorno, y aplicando el factor de reducción por área, dicha tormenta se convierte a precipitaciones areales de la misma duración y periodo de retorno.

La tormenta estadística permite dar una idea preliminar de las condiciones actuales de cada presa y los problemas que enfrentarán en el futuro, por lo que se hace uso de tormentas estadísticas asociadas a diferentes periodos de retorno. En este apartado se describe su metodología aplicada al sistema de Presas del Poniente.

En este trabajo para la tormenta estadística, se consideró el estudio de regionalización de lluvias elaborado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual se describe en el capítulo 1.3 de este trabajo. En dicho estudio se tomó en cuenta toda la información disponible de pluviómetros de la República Mexicana y se determinan regiones homogéneas por estado a las cuales se aplican los conceptos de regionalización y se determinan lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno y duraciones.

La metodología para determinar la tormenta estadística fue la siguiente:

1. Asociar a cada pluviógrafo (78) una precipitación media.
2. Determinar la precipitación máxima anual diaria para cada periodo de retorno.
3. Convertir la precipitación máxima anual diaria con duración de 1 hora con los factores de convectividad de Baeza.
4. Convertir la precipitación de 1 hora en intervalos de 10 min. con los factores de Chen.
5. Aplicar el factor de reducción por área a los 6 grupos de presas formados.
6. Obtener hietogramas de diseño para cada grupo de presas y diferentes periodos de retorno.

En los siguientes apartados se describe el procedimiento más detallado de la tormenta estadística.

3.3.1. Precipitación media correspondiente a cada pluviógrafo.

Con base en el estudio de regionalización, con el mapa de isoyetas de precipitación media diaria máxima anual, a los 78 pluviómetros se le asignó su correspondiente precipitación media mediante la interpolación de su ubicación.

La Figura 3.16 muestra la localización de la red de pluviómetros de la Ciudad de México en el mapa de isoyetas de precipitación media.

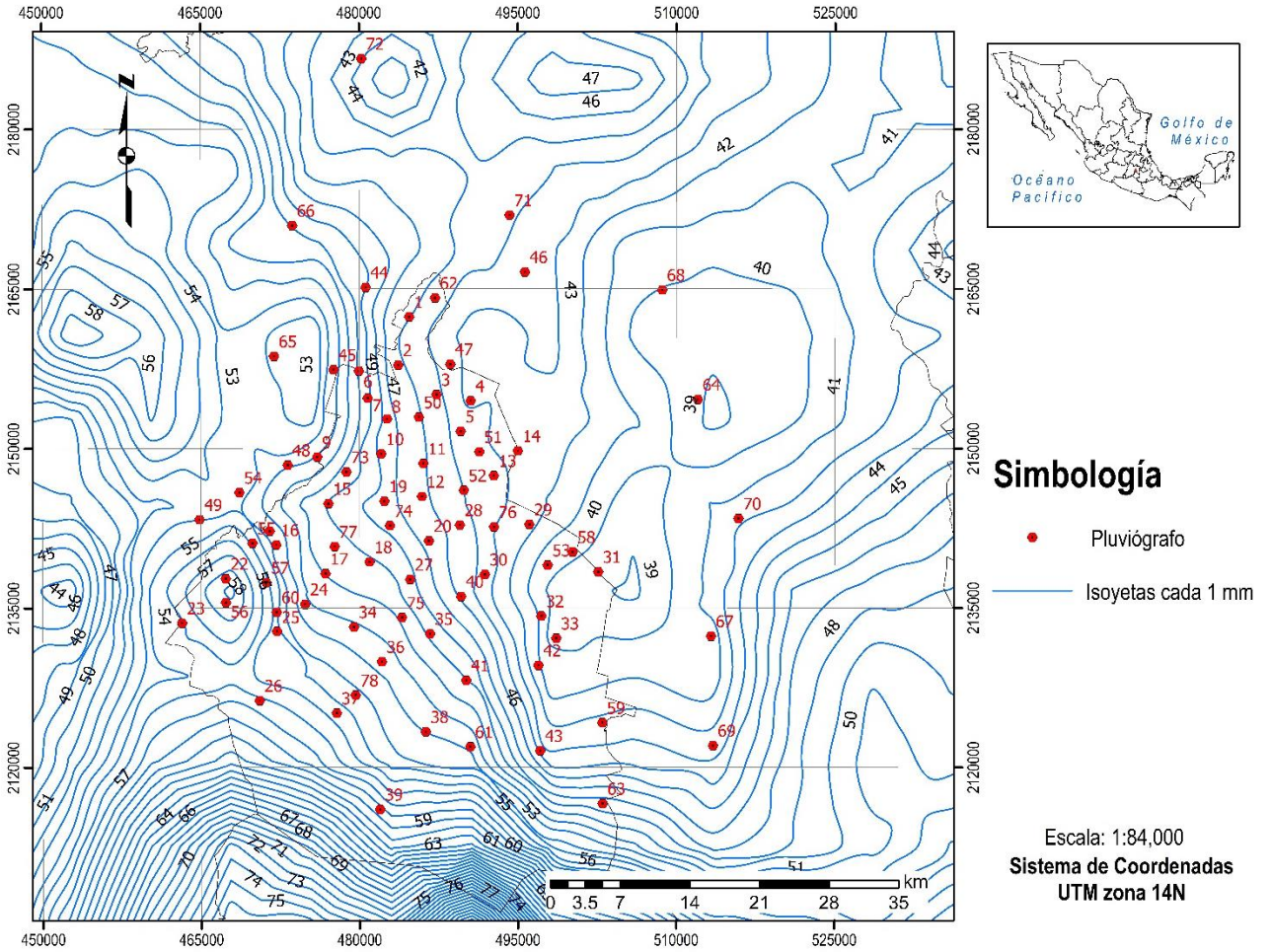


Figura 3.16. Mapa de isoyetas de precipitación media y pluviógrafos.

La precipitación media correspondiente a cada pluviógrafo se observa en la Tabla 3.7:

Tabla 3.7. Precipitación media de cada pluviógrafo.

No. estación	hpm [mm]	No. estación	hpm [mm]	No. estación	hpm [mm]	No. estación	hpm [mm]
1	45.05	21	51.62	41	48.00	61	50.61
2	45.31	22	57.42	42	41.18	62	44.53
3	44.22	23	54.96	43	43.78	63	47.42
4	42.06	24	50.37	44	48.00	64	39.18
5	43.72	25	53.34	45	51.43	65	53.20
6	48.85	26	55.21	46	43.52	66	49.00
7	48.26	27	47.27	47	43.44	67	40.86
8	46.65	28	44.45	48	51.20	68	39.95
9	50.87	29	42.18	49	53.00	69	42.60

10	46.81	30	43.53	50	45.10	70	41.76
11	45.10	31	39.52	51	43.33	71	44.13
12	45.24	32	40.69	52	44.00	72	43.10
13	43.30	33	39.90	53	40.52	73	48.65
14	42.61	34	50.17	54	52.17	74	46.66
15	47.97	35	47.79	55	53.76	75	48.75
16	51.70	36	50.58	56	57.72	76	43.06
17	48.98	37	53.54	57	54.23	77	48.41
18	48.11	38	51.00	58	40.25	78	52.27
19	46.42	39	57.31	59	42.25		
20	45.69	40	44.85	60	53.29		

3.3.2. Precipitación máxima anual diaria asociada a diferentes periodos de retorno.

En el estudio de regionalización de lluvias la Ciudad de México y el Estado de México quedaron conformados en una región homogénea, respectivamente, para las cuales se determinaron factores regionales asociados a diferentes periodos de retorno, la Tabla 3.8 son dichos factores.

Tabla 3.8 Factores regionales (Domínguez, 2017)

Tr [años]	Ciudad de México	Estado de México
2	0.95	0.95
5	1.22	1.22
10	1.40	1.40
20	1.57	1.57
50	1.79	1.79
100	1.95	1.95
200	2.12	2.12
500	2.34	2.33
1000	2.50	2.50
2000	2.66	2.66
5000	2.88	2.88
10000	3.05	3.04

Con los factores regionales y la precipitación media de cada pluviógrafo se determina la precipitación asociada a diferentes periodos de retorno. Para ello se identificaron los pluviógrafos que se encuentran en la Ciudad de México y en el Estado de México para poder ser afectados por su correspondiente factor regional.

A manera de ejemplo la Tabla 3.9 es el cálculo de la precipitación máxima anual diaria asociada a diferentes periodos de retorno de los primeros pluviógrafos, la cual se determina como sigue:

$$hp_{24h}^{Tr} = hpm (FR) \quad (26)$$

Donde:

hp_{24h}^{Tr} , precipitación máxima anual diaria asociada a un periodo de retorno (mm).

hpm , precipitación media diaria anual (mm).

FR , factor regional (1).

Tabla 3.9. Precipitación asociada a diferentes periodos de retorno [mm].

No. Estación	hpm [mm]	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 200	Tr 500	Tr 1000	Tr 2000	Tr 5000	Tr 10000
1	45.05	42.79	54.96	63.06	70.72	80.63	87.84	95.50	105.41	112.62	119.82	129.73	137.39
2	45.31	43.04	55.28	63.43	71.13	81.10	88.35	96.05	106.02	113.27	120.52	130.49	138.19
3	44.22	42.01	53.95	61.91	69.43	79.16	86.23	93.75	103.48	110.55	117.63	127.36	134.87
4	42.06	39.96	51.31	58.88	66.03	75.28	82.01	89.16	98.42	105.15	111.87	121.13	128.28
5	43.72	41.53	53.34	61.21	68.64	78.26	85.25	92.68	102.30	109.30	116.29	125.91	133.34
6	48.85	46.41	59.60	68.39	76.70	87.45	95.26	103.57	114.32	122.13	129.95	140.70	149.00
7	48.26	45.84	58.87	67.56	75.76	86.38	94.10	102.30	112.92	120.64	128.36	138.98	147.18
8	46.65	44.32	56.91	65.31	73.24	83.50	90.97	98.90	109.16	116.63	124.09	134.35	142.28
9	50.87	48.33	62.07	71.22	79.87	91.06	99.20	107.85	119.04	127.18	135.32	146.52	155.16
10	46.81	44.47	57.11	65.53	73.49	83.79	91.28	99.24	109.53	117.02	124.51	134.81	142.77

3.3.3. Precipitación con duración de 1 hora.

Con la actualización en la tesis de maestría de Labrada (2017) de los factores de convectividad de Baeza (2007), se determina la precipitación con duración de 1 hora a partir de la lámina de lluvia diaria, multiplicando la de un día por el factor correspondiente. En la figura 3.17 se muestran los valores de estos coeficientes para varias regiones de México. En este caso para todas las cuencas del poniente se escogió un factor de convectividad R igual a 0.65.

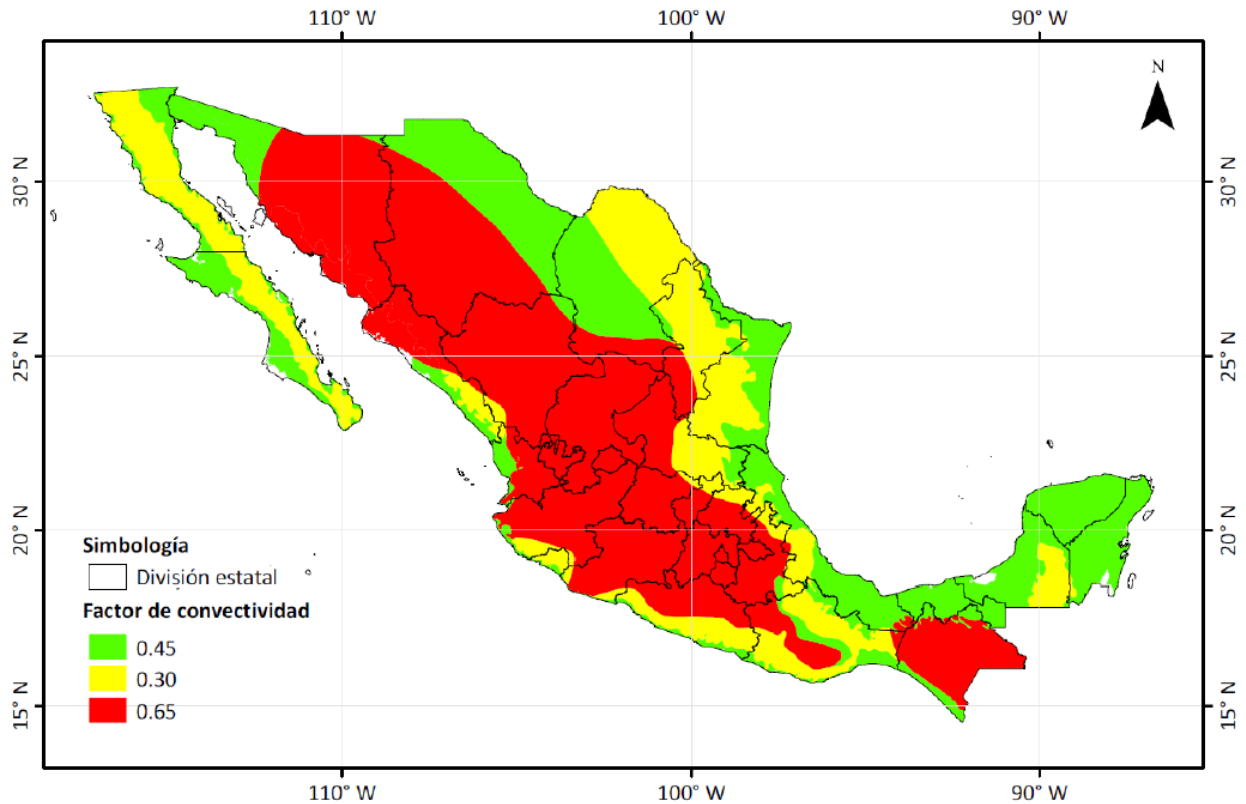


Figura 3.17. Mapa de factor de convectividad (Labrada, 2017).

Una vez identificada las áreas de estudio en el mapa de la Figura 3.17, se aplica la siguiente relación:

$$R = \frac{P_{1h}^{Tr}}{P_{24h}^{Tr}} \quad (27)$$

Donde:

R , factor de convectividad correspondiente al mapa de la Figura 3.17

P_{1h}^{Tr} , precipitación con duración de 1 hora (mm).

P_{24h}^{Tr} , precipitación con duración de 24 horas (mm).

La Tabla 3.10 es la precipitación con duración de 1 hora para diferentes periodos de retorno, de los primeros 10 pluviógrafos.

Tabla 3.10. Precipitación con duración de 1 hora para diferentes periodos de retorno [mm].

No. estación	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 200	Tr 500	Tr 1000	Tr 2000	Tr 5000	Tr 10000
1	27.82	35.72	40.99	45.97	52.41	57.10	62.07	68.52	73.20	77.89	84.33	89.30
2	27.98	35.93	41.23	46.24	52.72	57.43	62.43	68.91	73.63	78.34	84.82	89.82
3	27.31	35.07	40.24	45.13	51.45	56.05	60.94	67.26	71.86	76.46	82.78	87.67
4	25.97	33.35	38.27	42.92	48.93	53.31	57.96	63.97	68.34	72.72	78.73	83.38
5	27.00	34.67	39.78	44.62	50.87	55.41	60.24	66.50	71.04	75.59	81.84	86.67
6	30.17	38.74	44.46	49.85	56.84	61.92	67.32	74.30	79.39	84.47	91.45	96.85
7	29.80	38.27	43.91	49.25	56.15	61.17	66.50	73.40	78.42	83.44	90.34	95.67
8	28.81	36.99	42.45	47.61	54.28	59.13	64.28	70.96	75.81	80.66	87.33	92.48
9	31.41	40.34	46.30	51.92	59.19	64.48	70.10	77.38	82.67	87.96	95.24	100.86
10	28.90	37.12	42.60	47.77	54.46	59.33	64.50	71.20	76.07	80.93	87.63	92.80

3.3.4. Precipitación con duraciones menores de 1 hora.

La precipitación con duración de 1 hora, es afectada por los factores K de Chen, que consideran duraciones menores y mayores a 1 hora hasta 24 horas. Los factores de Chen dependen del factor de Baeza, como se muestra en la Tabla 3.11.

Para determinar la precipitación con duraciones diferentes a 1 hora se aplica la siguiente relación:

$$K = \frac{P_d^{Tr}}{P_{1h}^{Tr}} \quad (28)$$

Donde:

K , factor de convectividad de Chen que depende del valor del factor de convectividad R .

P_d^{Tr} , precipitación para diferentes duraciones, menores y mayores a 1 hora hasta 24 horas (mm).

P_{1h}^{Tr} , precipitación con duración de 1 hora (mm).

Tabla 3.11. Relación $K = P_d^{Tr} / P_{1h}^{Tr}$ en función de R y la duración d .

d [min]	d [hrs]	K en función de d y el factor de convectividad R						
		R=0.10	R=0.20	R=0.30	R=0.40	R=0.50	R=0.60	R=0.65
10	0.17	0.292	0.390	0.432	0.454	0.469	0.481	0.487
20	0.33	0.462	0.566	0.618	0.648	0.670	0.688	0.695
30	0.50	0.612	0.700	0.745	0.773	0.793	0.809	0.816
40	0.67	0.749	0.812	0.844	0.865	0.879	0.891	0.896
50	0.83	0.878	0.911	0.928	0.938	0.946	0.952	0.955
60	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
70	1.17	1.117	1.082	1.064	1.053	1.045	1.039	1.036
80	1.33	1.229	1.158	1.123	1.101	1.085	1.072	1.067
90	1.50	1.338	1.230	1.176	1.143	1.119	1.100	1.092
100	1.67	1.444	1.298	1.226	1.182	1.150	1.125	1.114
110	1.83	1.546	1.362	1.273	1.217	1.177	1.147	1.134
120	2	1.647	1.424	1.316	1.250	1.203	1.166	1.151
130	2.17	1.745	1.483	1.358	1.281	1.226	1.184	1.167
140	2.33	1.841	1.540	1.397	1.310	1.248	1.200	1.181
150	2.50	1.935	1.595	1.435	1.337	1.268	1.215	1.194
160	2.67	2.028	1.648	1.470	1.363	1.287	1.229	1.205
170	2.83	2.119	1.699	1.505	1.387	1.305	1.242	1.216
180	3	2.208	1.749	1.538	1.411	1.321	1.254	1.226
190	3.17	2.296	1.798	1.570	1.433	1.337	1.265	1.236
200	3.33	2.383	1.845	1.601	1.455	1.353	1.276	1.245
210	3.50	2.469	1.891	1.630	1.475	1.367	1.286	1.253
220	3.67	2.554	1.936	1.659	1.495	1.381	1.295	1.261
230	3.83	2.638	1.980	1.687	1.514	1.394	1.304	1.268
240	4	2.720	2.023	1.715	1.533	1.407	1.313	1.275
250	4.17	2.802	2.066	1.741	1.550	1.419	1.321	1.282
260	4.33	2.883	2.107	1.767	1.568	1.431	1.329	1.289
270	4.50	2.963	2.148	1.792	1.585	1.442	1.337	1.295
280	4.67	3.043	2.188	1.817	1.601	1.453	1.344	1.300
290	4.83	3.121	2.227	1.841	1.617	1.464	1.351	1.306
300	5	3.199	2.265	1.864	1.632	1.474	1.358	1.311
310	5.17	3.276	2.303	1.887	1.647	1.484	1.364	1.317
320	5.33	3.352	2.340	1.910	1.662	1.494	1.371	1.322
330	5.50	3.428	2.377	1.932	1.676	1.503	1.377	1.326
340	5.67	3.503	2.413	1.953	1.690	1.513	1.383	1.331
350	5.83	3.578	2.449	1.975	1.704	1.522	1.388	1.336
360	6	3.652	2.484	1.996	1.717	1.530	1.394	1.340
370	6.17	3.726	2.519	2.016	1.731	1.539	1.399	1.344
380	6.33	3.798	2.553	2.036	1.743	1.547	1.404	1.348

390	6.50	3.871	2.586	2.056	1.756	1.555	1.410	1.352
400	6.67	3.943	2.620	2.075	1.768	1.563	1.414	1.356
410	6.83	4.014	2.653	2.095	1.780	1.571	1.419	1.360
420	7	4.085	2.685	2.113	1.792	1.578	1.424	1.363
430	7.17	4.156	2.717	2.132	1.804	1.586	1.429	1.367
440	7.33	4.226	2.749	2.150	1.815	1.593	1.433	1.370
450	7.50	4.295	2.780	2.168	1.827	1.600	1.437	1.374
460	7.67	4.365	2.811	2.186	1.838	1.607	1.442	1.377
470	7.83	4.433	2.842	2.203	1.849	1.614	1.446	1.380
480	8	4.502	2.872	2.221	1.859	1.621	1.450	1.383
490	8.17	4.570	2.903	2.238	1.870	1.627	1.454	1.386
500	8.33	4.637	2.932	2.255	1.880	1.634	1.458	1.389
510	8.50	4.705	2.962	2.271	1.890	1.640	1.462	1.392
520	8.67	4.772	2.991	2.288	1.900	1.647	1.466	1.395
530	8.83	4.838	3.020	2.304	1.910	1.653	1.469	1.398
540	9	4.905	3.049	2.320	1.920	1.659	1.473	1.401
550	9.17	4.970	3.077	2.336	1.930	1.665	1.476	1.403
560	9.33	5.036	3.105	2.351	1.939	1.671	1.480	1.406
570	9.50	5.101	3.133	2.367	1.949	1.676	1.483	1.409
580	9.67	5.166	3.161	2.382	1.958	1.682	1.487	1.411
590	9.83	5.231	3.188	2.397	1.967	1.688	1.490	1.414
600	10	5.295	3.215	2.412	1.976	1.693	1.493	1.416
610	10.17	5.359	3.242	2.427	1.985	1.699	1.497	1.418
620	10.33	5.423	3.269	2.441	1.994	1.704	1.500	1.421
630	10.50	5.487	3.295	2.456	2.002	1.709	1.503	1.423
640	10.67	5.550	3.322	2.470	2.011	1.714	1.506	1.425
650	10.83	5.613	3.348	2.484	2.019	1.720	1.509	1.428
660	11	5.676	3.374	2.498	2.028	1.725	1.512	1.430
670	11.17	5.738	3.399	2.512	2.036	1.730	1.515	1.432
680	11.33	5.800	3.425	2.526	2.044	1.735	1.518	1.434
690	11.50	5.862	3.450	2.540	2.052	1.740	1.520	1.436
700	11.67	5.924	3.475	2.553	2.060	1.744	1.523	1.438
710	11.83	5.986	3.500	2.567	2.068	1.749	1.526	1.440
720	12	6.047	3.525	2.580	2.076	1.754	1.529	1.442
730	12.17	6.108	3.550	2.593	2.084	1.758	1.531	1.444
740	12.33	6.169	3.574	2.606	2.092	1.763	1.534	1.446
750	12.50	6.229	3.598	2.619	2.099	1.768	1.537	1.448
760	12.67	6.290	3.622	2.632	2.107	1.772	1.539	1.450
770	12.83	6.350	3.646	2.645	2.114	1.777	1.542	1.452
780	13	6.410	3.670	2.657	2.121	1.781	1.544	1.454
790	13.17	6.469	3.694	2.670	2.129	1.785	1.547	1.456
800	13.33	6.529	3.717	2.682	2.136	1.790	1.549	1.457
810	13.50	6.588	3.741	2.694	2.143	1.794	1.552	1.459

820	13.67	6.647	3.764	2.707	2.150	1.798	1.554	1.461
830	13.83	6.706	3.787	2.719	2.157	1.802	1.556	1.463
840	14	6.765	3.810	2.731	2.164	1.806	1.559	1.464
850	14.17	6.823	3.833	2.743	2.171	1.810	1.561	1.466
860	14.33	6.882	3.856	2.754	2.178	1.814	1.563	1.468
870	14.50	6.940	3.878	2.766	2.185	1.818	1.566	1.469
880	14.67	6.998	3.901	2.778	2.192	1.822	1.568	1.471
890	14.83	7.056	3.923	2.789	2.198	1.826	1.570	1.473
900	15	7.113	3.945	2.801	2.205	1.830	1.572	1.474
910	15.17	7.171	3.967	2.812	2.211	1.834	1.574	1.476
920	15.33	7.228	3.989	2.824	2.218	1.838	1.577	1.477
930	15.50	7.285	4.011	2.835	2.224	1.841	1.579	1.479
940	15.67	7.342	4.033	2.846	2.231	1.845	1.581	1.480
950	15.83	7.399	4.054	2.857	2.237	1.849	1.583	1.482
960	16	7.456	4.076	2.868	2.243	1.853	1.585	1.483
970	16.17	7.512	4.097	2.879	2.250	1.856	1.587	1.485
980	16.33	7.569	4.118	2.890	2.256	1.860	1.589	1.486
990	16.50	7.625	4.139	2.901	2.262	1.863	1.591	1.488
1000	16.67	7.681	4.160	2.912	2.268	1.867	1.593	1.489
1010	16.83	7.737	4.181	2.922	2.274	1.870	1.595	1.491
1020	17	7.792	4.202	2.933	2.280	1.874	1.597	1.492
1030	17.17	7.848	4.223	2.943	2.286	1.877	1.599	1.493
1040	17.33	7.903	4.244	2.954	2.292	1.881	1.601	1.495
1050	17.50	7.959	4.264	2.964	2.298	1.884	1.602	1.496
1060	17.67	8.014	4.285	2.975	2.304	1.888	1.604	1.498
1070	17.83	8.069	4.305	2.985	2.310	1.891	1.606	1.499
1080	18	8.123	4.325	2.995	2.315	1.894	1.608	1.500
1090	18.17	8.178	4.345	3.005	2.321	1.898	1.610	1.501
1100	18.33	8.233	4.365	3.015	2.327	1.901	1.612	1.503
1110	18.50	8.287	4.385	3.026	2.332	1.904	1.613	1.504
1120	18.67	8.342	4.405	3.035	2.338	1.907	1.615	1.505
1130	18.83	8.396	4.425	3.045	2.344	1.910	1.617	1.507
1140	19	8.450	4.445	3.055	2.349	1.914	1.619	1.508
1150	19.17	8.504	4.464	3.065	2.355	1.917	1.620	1.509
1160	19.33	8.557	4.484	3.075	2.360	1.920	1.622	1.510
1170	19.50	8.611	4.503	3.085	2.366	1.923	1.624	1.511
1180	19.67	8.665	4.523	3.094	2.371	1.926	1.625	1.513
1190	19.83	8.718	4.542	3.104	2.376	1.929	1.627	1.514
1200	20	8.771	4.561	3.113	2.382	1.932	1.629	1.515
1210	20.17	8.825	4.580	3.123	2.387	1.935	1.630	1.516
1220	20.33	8.878	4.599	3.132	2.392	1.938	1.632	1.517
1230	20.50	8.931	4.618	3.142	2.397	1.941	1.634	1.519
1240	20.67	8.983	4.637	3.151	2.403	1.944	1.635	1.520

1250	20.83	9.036	4.656	3.160	2.408	1.947	1.637	1.521
1260	21	9.089	4.675	3.170	2.413	1.950	1.638	1.522
1270	21.17	9.141	4.694	3.179	2.418	1.953	1.640	1.523
1280	21.33	9.194	4.712	3.188	2.423	1.956	1.642	1.524
1290	21.50	9.246	4.731	3.197	2.428	1.958	1.643	1.525
1300	21.67	9.298	4.749	3.206	2.433	1.961	1.645	1.526
1310	21.83	9.350	4.768	3.215	2.438	1.964	1.646	1.527
1320	22	9.402	4.786	3.224	2.443	1.967	1.648	1.529
1330	22.17	9.454	4.804	3.233	2.448	1.970	1.649	1.530
1340	22.33	9.506	4.822	3.242	2.453	1.972	1.651	1.531
1350	22.50	9.557	4.840	3.251	2.458	1.975	1.652	1.532
1360	22.67	9.609	4.859	3.260	2.463	1.978	1.654	1.533
1370	22.83	9.660	4.877	3.269	2.467	1.981	1.655	1.534
1380	23	9.711	4.894	3.277	2.472	1.983	1.657	1.535
1390	23.17	9.763	4.912	3.286	2.477	1.986	1.658	1.536
1400	23.33	9.814	4.930	3.295	2.482	1.989	1.659	1.537
1410	23.50	9.865	4.948	3.303	2.486	1.991	1.661	1.538
1420	23.67	9.916	4.965	3.312	2.491	1.994	1.662	1.539
1430	23.83	9.966	4.983	3.320	2.496	1.997	1.664	1.540
1440	24	10.017	5.001	3.329	2.500	1.999	1.665	1.541

Los factores K de Chen fueron ajustados para obtener la precipitación en intervalos de 10 minutos. La Tabla 3.12 es la precipitación a cada 10 minutos, sólo se muestran los primeros 110 minutos de los primeros 10 pluviógrafos para un periodo de retorno de 50 años.

Tabla 3.12. Precipitación para intervalos de 10 minutos (mm).

No. Estación	Tr 50, d=1h	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min	70 min	80 min	90 min	100 min	110 min
1	52.41	25.51	36.43	42.74	46.96	50.04	52.41	54.32	55.90	57.25	58.41	59.43
2	52.72	25.66	36.65	42.99	47.23	50.33	52.72	54.64	56.23	57.58	58.75	59.77
3	51.45	25.05	35.77	41.96	46.10	49.12	51.45	53.33	54.88	56.20	57.34	58.34
4	48.93	23.82	34.02	39.91	43.85	46.72	48.93	50.72	52.20	53.45	54.53	55.49
5	50.87	24.76	35.36	41.48	45.58	48.56	50.87	52.72	54.26	55.56	56.69	57.68
6	56.84	27.67	39.51	46.36	50.93	54.26	56.84	58.91	60.63	62.09	63.35	64.45
7	56.15	27.33	39.03	45.79	50.31	53.60	56.15	58.19	59.89	61.33	62.57	63.66
8	54.28	26.42	37.73	44.27	48.63	51.82	54.28	56.26	57.90	59.29	60.49	61.55
9	59.19	28.81	41.15	48.27	53.04	56.51	59.19	61.35	63.14	64.65	65.97	67.12
10	54.46	26.51	37.86	44.42	48.80	52.00	54.46	56.45	58.09	59.49	60.70	61.76

Para seguir con el procedimiento es necesario calcular el incremento de la precipitación de los intervalos de 10 min. Para el primer incremento corresponde a la de 10 min, para el segundo incremento es la diferencia entre 20 min. y 10 min, etc.

La Tabla 3.13 son los incrementos de correspondiente a los mostrados en la Tabla 3.12.

Tabla 3.13. Incrementos de precipitación para intervalos de 10 min (mm).

No. Estación	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min	70 min	80 min	90 min	100 min	110 min
1	25.51	10.92	6.31	4.22	3.08	2.37	1.91	1.58	1.34	1.16	1.02
2	25.66	10.98	6.35	4.24	3.09	2.39	1.92	1.59	1.35	1.17	1.03
3	25.05	10.72	6.19	4.14	3.02	2.33	1.87	1.55	1.32	1.14	1.00
4	23.82	10.20	5.89	3.94	2.87	2.22	1.78	1.48	1.25	1.08	0.95
5	24.76	10.60	6.12	4.09	2.98	2.30	1.85	1.54	1.30	1.13	0.99
6	27.67	11.84	6.84	4.57	3.34	2.58	2.07	1.72	1.46	1.26	1.11
7	27.33	11.70	6.76	4.52	3.29	2.54	2.05	1.70	1.44	1.24	1.09
8	26.42	11.31	6.53	4.37	3.18	2.46	1.98	1.64	1.39	1.20	1.06
9	28.81	12.33	7.13	4.76	3.47	2.68	2.16	1.79	1.52	1.31	1.15
10	26.51	11.35	6.56	4.38	3.20	2.47	1.98	1.65	1.40	1.21	1.06

3.3.5. Aplicación de factor de reducción por área (*FRA*).

A los incrementos de precipitación con una duración de 10 minutos se aplica el factor de reducción por área, este depende del área de estudio, en este caso se formaron 6 grupos de presas. La conformación de los grupos se hizo con base a la interconexión que existe entre las presas. La Tabla 3.14 son los *FRA* de cada grupo.

Tabla 3.14. Factor de reducción por área (*FRA*) por cada grupo.

Grupo	Presa	Área [km ²]	Área total [km ²]	Factor Reducción por área [1]
1	Anzaldo	0.59	8.96	0.86
	Coyotes	2.13		
	Texcalatlaco	6.24		
2	Tequilasco	13.57	20.58	0.82
	La Mina	1.33		
	Pilares	0.69		
	Tarango	5.00		
3	Mixcoac	33.01	81.80	0.75
	Becerra C	7.54		
	Tacubaya	8.51		
	Tecamachalco	11.40		
	El Capulín	10.65		
	San Joaquín	10.48		
	El Tornillo	0.20		
4	Las Flores	1.48	13.09	0.84
	Becerra B	2.98		
	Becerra A	1.61		
	Ruiz Cortines	1.13		
	Dolores	4.11		
	Barrilaco	1.19		
	El Periodista	0.59		
5	Hondo	112.68	173.10	0.71
	El Sordo	24.15		
	Los Cuartos	21.79		
	Totolica	14.47		
6	Las Julianas	1.85	22.05	0.82
	Los Arcos	6.42		
	El Colorado	5.77		
	La Colorada	8.01		

A cada grupo se le determino el factor de reducción por área con la siguiente expresión:

$$FRA = -0.052 \ln(A) + 0.9782 \quad (29)$$

Donde:

FRA , factor de reducción por área.

A , área en km^2 .

La Tabla 3.15 son los valores de precipitación de la Tabla 3.13 ya afectados por el factor de reducción por área de 0.86 que corresponden al grupo 1.

Tabla 3.15. Incrementos de precipitación con FRA del grupo 1 (mm).

No. Estación	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min	70 min	80 min	90 min	100 min	110 min
1	21.94	9.39	5.42	3.62	2.64	2.04	1.64	1.36	1.15	0.99	0.87
2	22.06	9.44	5.45	3.64	2.66	2.05	1.65	1.36	1.16	1.00	0.88
3	21.54	9.21	5.32	3.56	2.59	2.00	1.61	1.33	1.13	0.98	0.86
4	20.48	8.76	5.06	3.38	2.46	1.90	1.53	1.27	1.07	0.93	0.81
5	21.29	9.11	5.26	3.52	2.56	1.98	1.59	1.32	1.12	0.97	0.85
6	23.79	10.18	5.88	3.93	2.86	2.21	1.78	1.47	1.25	1.08	0.95
7	23.50	10.06	5.81	3.88	2.83	2.18	1.75	1.45	1.23	1.07	0.93
8	22.72	9.72	5.62	3.75	2.73	2.11	1.70	1.41	1.19	1.03	0.90
9	24.78	10.60	6.12	4.09	2.98	2.30	1.85	1.53	1.30	1.12	0.99
10	22.80	9.75	5.63	3.77	2.74	2.12	1.70	1.41	1.20	1.03	0.91

3.3.6. Hietogramas de diseño

Finalmente, el hietograma de diseño se construye para cada pluviógrafo para los 6 grupos de presas y para los distintos periodos de retorno. Eso se hace con bloques alternos, es decir se coloca el mayor incremento de precipitación en el centro y después se alternan de derecha a izquierda de mayor a menor.

Las Figuras 3.18 y 3.19 corresponden a los hietogramas de diseño de las estaciones 1 y 10, en este caso para el grupo 1 y para un periodo de retorno de 50 años.

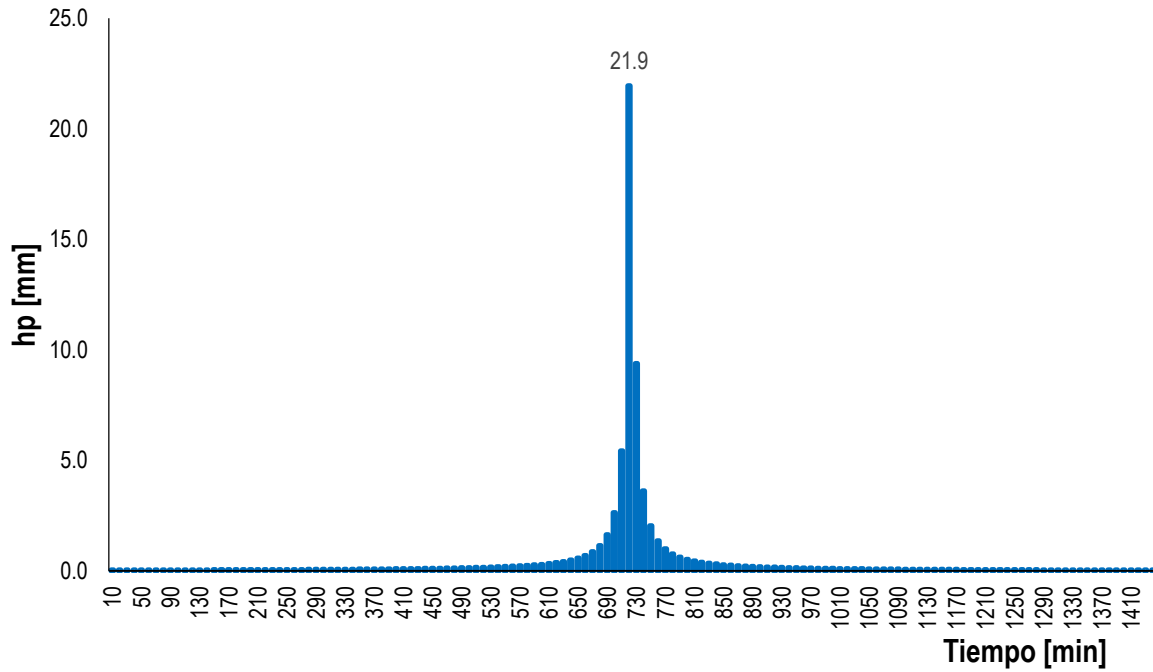


Figura 3.18. Hietograma del pluviógrafo 1 del grupo 1 correspondiente a $T_r = 50$ años.

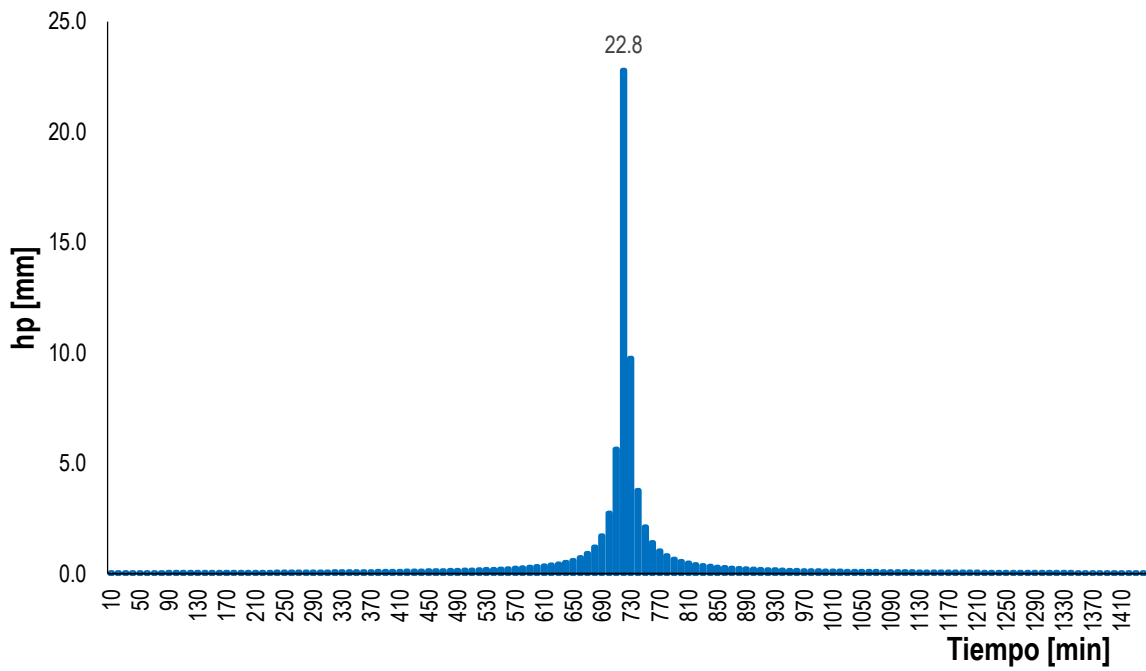


Figura 3.19. Hietograma del pluviógrafo 10 del grupo 1 correspondiente a $T_r = 50$ años.

3.4. Determinación de hidrogramas de entrada por cuenca propia con tormentas estadísticas.

El hidrograma por cuenca propia correspondiente a cada presa se estimó con ayuda del programa *Modelo para Pronóstico de Esguimiento*, que toma como referencia los hidrogramas de diseño de cada pluviógrafo, obtenidos en el apartado anterior. Mediante la calibración ya mencionada en este trabajo, los parámetros para dicho modelo son los siguientes:

1. Factor de escala de pérdida inicial (λ)= 0.2
2. Factor de escala de retención potencial (S)= 1
3. Factor de olvido (f_x)= 0.995

Las siguientes figuras son los hidrogramas de entrada para distintas presas, el cálculo de hidrogramas se realizó para periodos de retorno $T_r = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000$ y 5000 años.

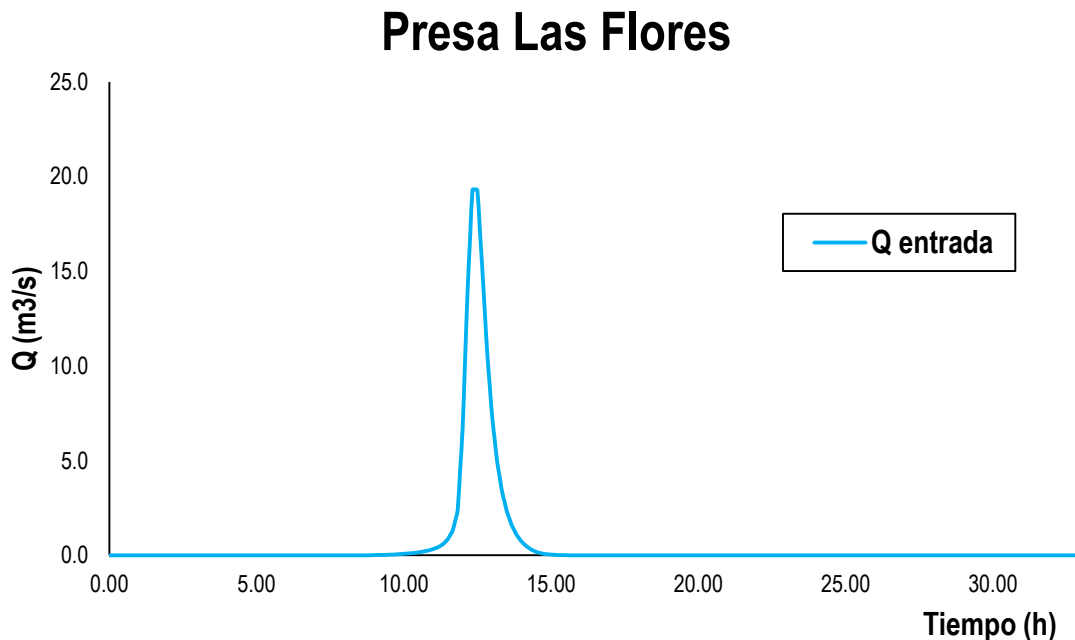


Figura 3.20. Hidrograma de entrada por cuenca propia de presa Las Flores para $T_r=50$ años.

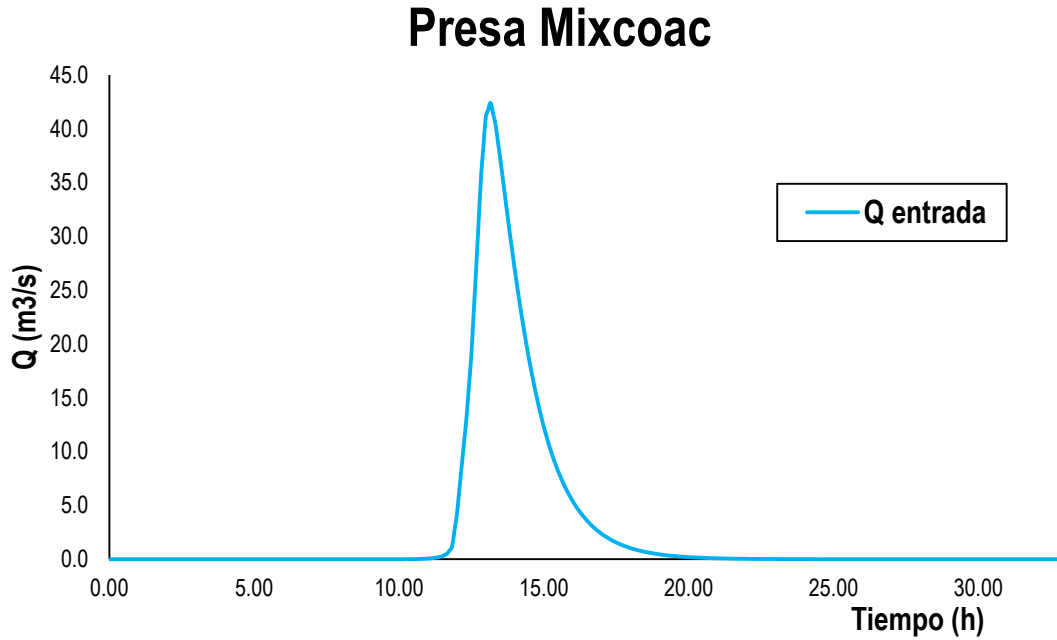


Figura 3.21. Hidrograma de entrada por cuenca propia de presa Mixcoac para $T_r=50$ años.

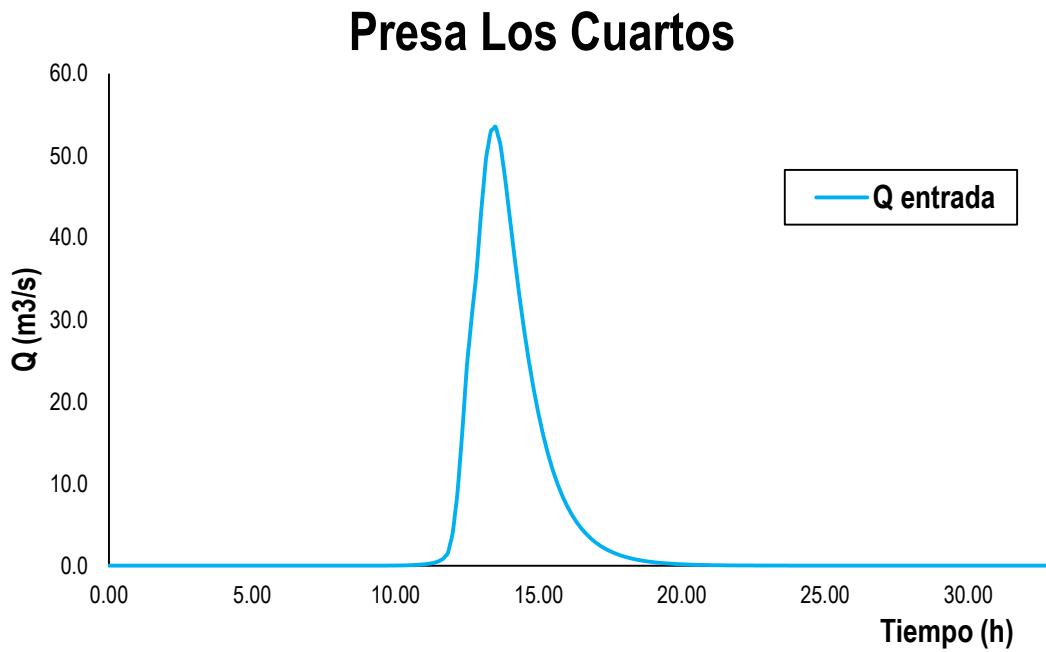


Figura 3.22. Hidrograma entrada por cuenca propia de presa Los cuartos para $T_r=50$ años.

3.5. Tránsito de avenidas de un sistema de presas interconectadas.

Una vez calculados los hidrogramas de entrada por cuenca propia se realiza el tránsito de avenidas con el programa VASOS, para periodos de retorno de 50, 100, 1000 y 5000 años. Con dicho tránsito se conoce el hidrograma de salida y la evolución del embalse durante la simulación correspondiente a cada presa. Como ejemplo, en las siguientes Figuras 3.23 y 3.24 se observan los hidrogramas de entrada contra el de salida, y el nivel del embalse.

Presa Las Flores

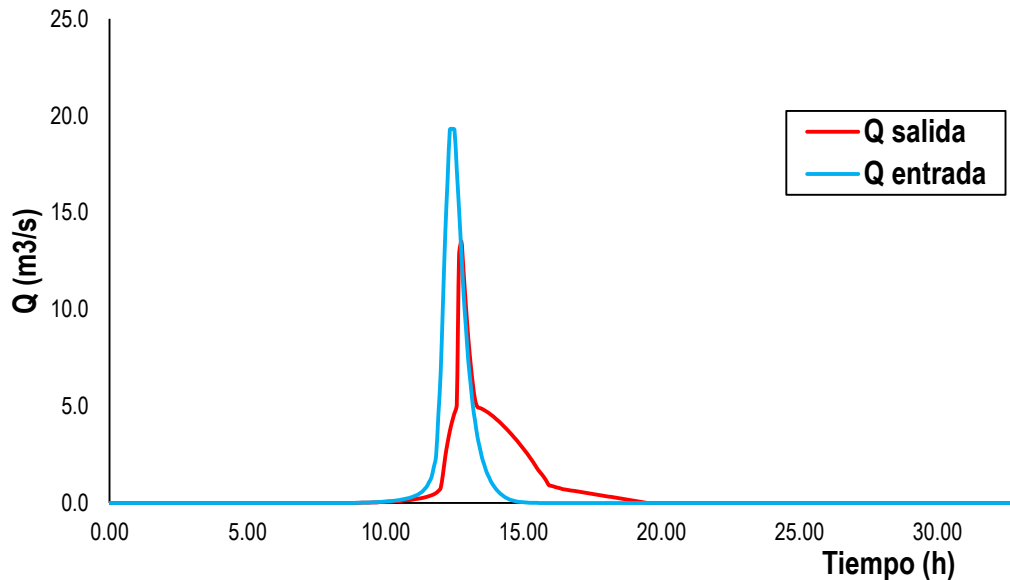


Figura 3.23. Hidrograma de entrada y salida de la presa Las Flores para $T_r= 50$ años.

Presa Las Flores

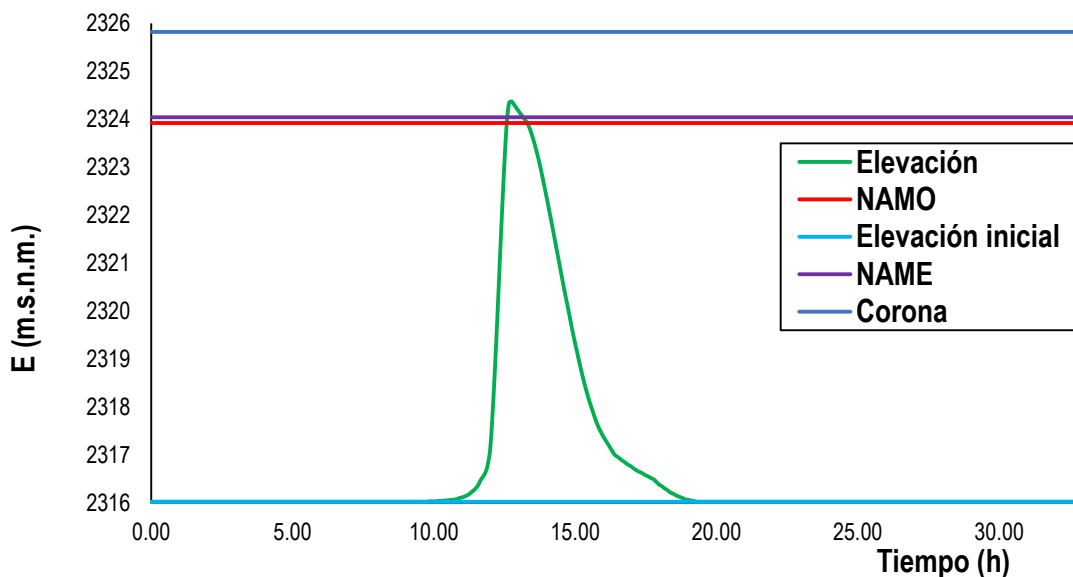


Figura 3.24. Evolución del vaso de la presa Las Flores para $T_r= 50$ años.

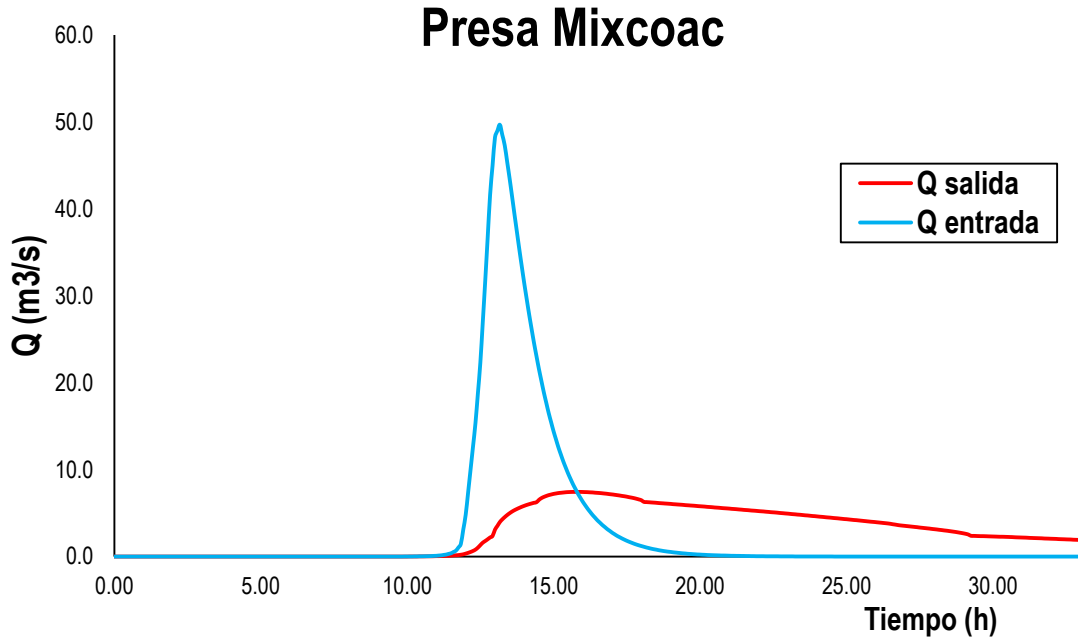


Figura 3.25. Hidrograma de entrada y salida de la presa Mixcoac para $T_r=100$ años.

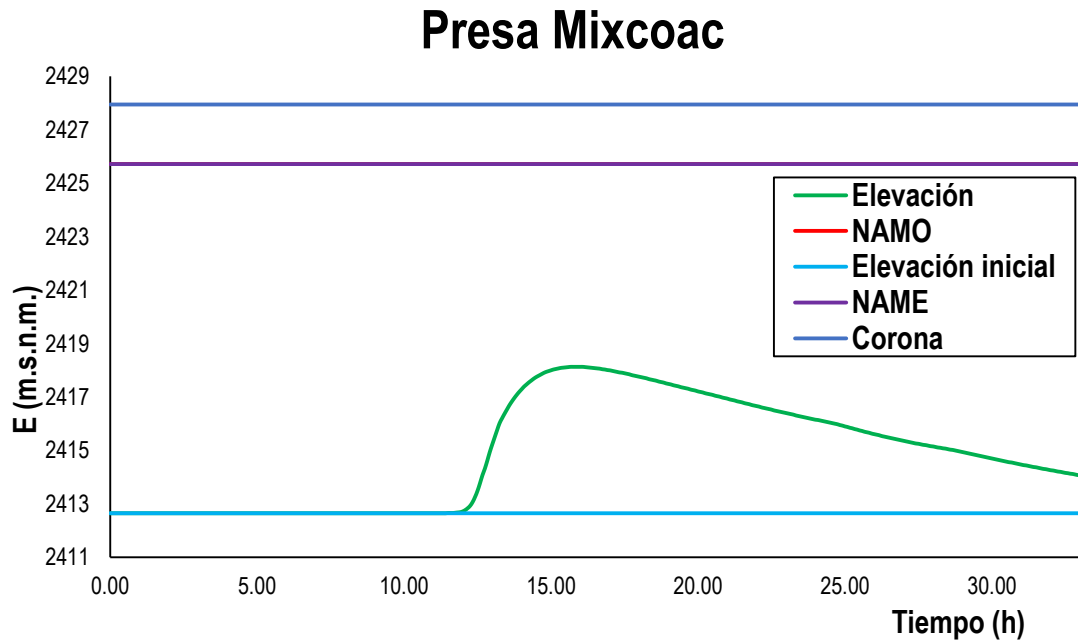


Figura 3.26. Evolución del vaso de la presa Mixcoac para $T_r=100$ años.

Presa Los Cuartos

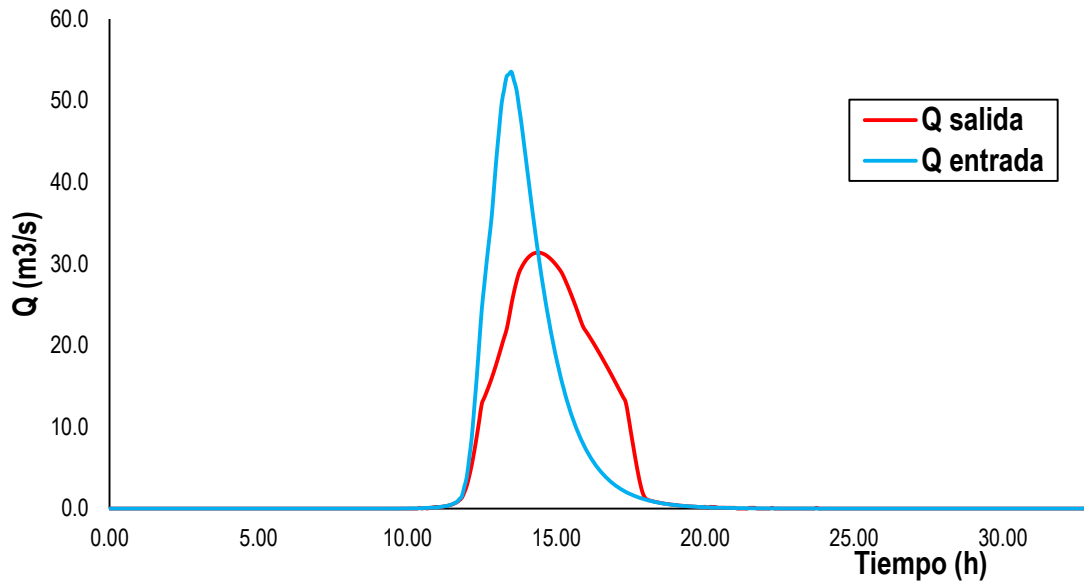


Figura 3.27. Hidrograma de entrada y salida de la presa Los Cuartos para $T_r= 50$ años.

Presa Los Cuartos

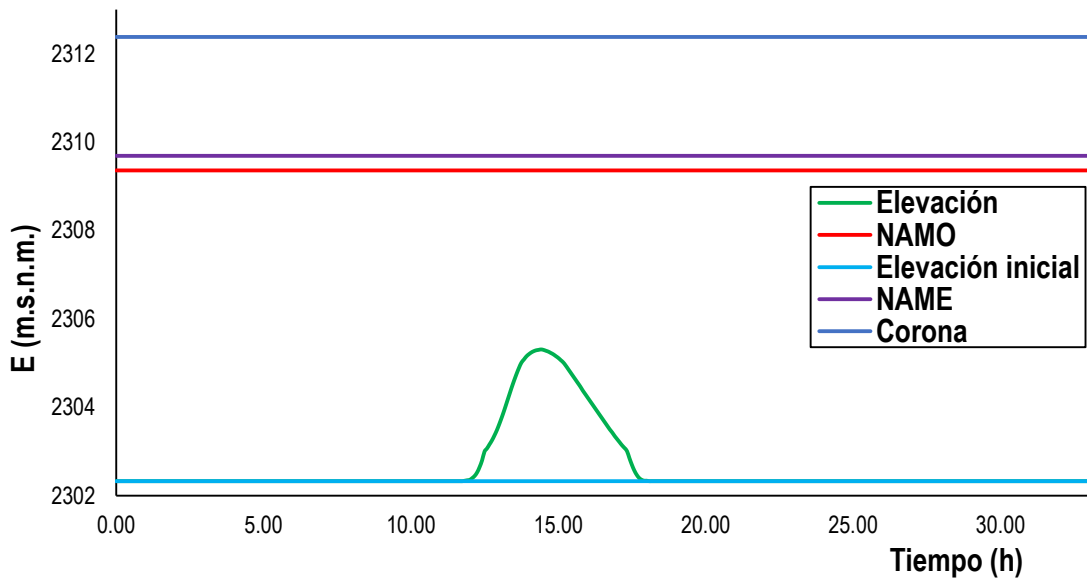


Figura 3.28. Evolución del vaso de la presa Los Cuartos para $T_r= 50$ años.

CAPÍTULO 4. RESULTADOS.

En este capítulo se muestran los resultados de las simulaciones, para periodos de retorno de 50, 100, 1000 y 5000 años. En la Tabla 4.1 se observan los máximos niveles alcanzados para dichos periodos de retorno en cada presa.

Tabla 4.1. Niveles máximos alcanzados para diferentes periodos de retorno.

GRUPO	PRESA	NAMO [m.s.n.m.]	NAME [m.s.n.m.]	Corona [m.s.n.m.]	NIVEL MÁXIMO ALCANZADO [m.s.n.m.]			
					Tr= 50 años	Tr= 100 años	Tr= 1,000 años	Tr= 5,000 años
1	Anzaldo	2384.1	2384.62	2385.17	2384.55	2384.65	2384.96	2385.07
	Coyotes	2402.34		2402.34	2397.28	2397.59	2399.13	2399.71
	Texcalatlaco	2397.71	2397.71	2401.51	2399.06	2399.25	2399.50	2399.81
2	Tequilasco	2408.75	2408.86	2410.42	2410.41	2410.61	2411.21	2411.6
	La Mina	2335.15	2335.15	2337	2339.19	2339.78	2340	2340
	Pilares	2304.59	2307	2307.27	2304.49	2304.77	2305.11	2305.26
	Tarango	2332.51	2332.77	2333.25	2328.55	2329.26	2331.43	2332.56
3	Mixcoac	2425.72	2425.72	2427.95	2418.13	2418.8	2420.76	2422
	Becerra C	2326.14	2326.84	2328.57	2321.99	2322.1	2326.27	2326.71
	Tacubaya	2324.04	2324.04	2328.38	2320.39	2321.26	2323.93	2324.56
	Tecamachalco	2302.75	2304	2304	2305.50	2307.37	2310	2310
	El Capulín	2377.61	2377.94	2379.31	2378.26	2378.33	2378.53	2378.67
	San Joaquín	2304.98	2304.98	2304.74	2300.73	2301.94	2305.75	2306.77
	El Tornillo	2295.65		2295.65	2293.51	2294.21	2295.63	2295.94
4	Las Flores	2323.92	2324.04	2325.82	2324.37	2324.49	2324.8	2324.94
	Becerra B	2301.8	2301.91	2303.77	2302.78	2302.86	2303.12	2303.29
	Becerra A	2292.11	2292.63	2294.13	2293.22	2293.38	2293.8	2294.06
	Ruiz Cortines	2295.22	2295.22	2298.02	2295.69	2295.78	2295.96	2296.34
	Dolores	2286.01	2286.2	2289.23	2283.42	2283.92	2285.45	2286.31
	Barrilaco	2317	2317.57	2322	2313.73	2314.32	2316.04	2317.11
	El Periodista	2280.37	2281	2282.87	2278.60	2278.73	2279.12	2279.31
5	Hondo	2333.00	2333.26	2334.26	2334.43	2334.61	2335	2335
	El Sordo	2325.06	2327.00	2327.45	2325.65	2326.13	2327.15	2328.01
	Los Cuartos	2309.36	2309.69	2312.38	2305.31	2305.77	2307.4	2308.67
	Totolica	2383.09	2383.09	2385.64	2370.28	2370.66	2371.96	2372.78
6	Las Julianas	2444.92	2444.92	2447.15	2430.83	2431.07	2431.77	2432.22
	Los Arcos	2308.71	2308.71	2309.81	2305.85	2306.94	2309.69	2310
	El Colorado	2317.27	2317.59	2319.5	2315.81	2316.38	2317.67	2318.15
	La Colorada	2307.72	2307.95	2310.13	2308.14	2308.39	2309.11	2309.53

El criterio para considerar una presa en peligro por periodo de retorno, fue si en ella se supera el nivel del NAME o un peligro mayor cuando el nivel de la corona es alcanzado. En el caso de superar el NAME se marcó de color azul y en el caso de la corona se marca de color rojo, Tabla 4.1.

Considerando el peligro por cada presa, se puede conocer la vulnerabilidad por grupo, que resulta ser más real respecto a sólo considerar las presas individuales.

El grupo 1 tiene una vulnerabilidad media, porque en 2 de las 3 presas se supera el nivel de NAME para periodos de retorno de 50 y 100 años. La presa Texcalatlaco es la de segunda mayor capacidad de este grupo, para un periodo de retorno de 50 años el nivel del NAME ya es alcanzado, lo cual hace que para las otras presas los niveles incrementen por su interconexión en paralelo, y eso se observa para un periodo de retorno de 100 años donde el nivel de Anzaldo llega a sobrepasar el NAME.

La vulnerabilidad del grupo 2 es alta, ya que para las presas Tequilasco y la Mina se alcanzan niveles superiores a la corona, y como están en serie, los excesos de Tequilasco llegan a la Mina, haciendo que el peligro de desbordamiento de la Mina sea considerable desde un periodo de retorno de 50 años a pesar de que su capacidad es mucho más grande que la de Tequilasco.

El grupo 3, que es el de mayor importancia del sistema, tiene una vulnerabilidad media-alta. La presa Tecamachalco resulta tener el mayor peligro de desborde desde un periodo de 50 años y esto se le suma que existe la interconexión con San Joaquín y Tacubaya, que hace que su peligro aumente, sobre todo en San Joaquín.

En el caso del grupo 4 su vulnerabilidad se puede considerar baja, ya que solo se alcanzan niveles superiores al NAME en la presa Las Flores, Becerra B y Becerra A. En el caso de Las Flores su peligro de desborde es considerado medio porque no existe conexión con alguna otra y sus problemas se pueden disminuir localmente. La situación de Becerra B y A es más peligrosa debido a su interconexión.

El grupo 5 tiene una vulnerabilidad alta, principalmente por la presa Hondo sobre el río del mismo nombre, que, con una tormenta de periodo de 50 años, esta desbordaría, a pesar de existir la interconexión con el Sordo.

Para el último grupo se tiene una vulnerabilidad baja, en este en algunas presas solo se alcanzan niveles mayores al NAME en periodos de retorno grandes, que hacen que dicho grupo sea el de menor peligro de todo el sistema.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

Las inundaciones en la zona metropolitana del Valle de México ocurren principalmente por las lluvias de gran intensidad y poca duración (lluvias convectivas).

La lluvia que cae en las cuencas de los ríos del poniente del Valle de México generan avenidas con gasto de pico importantes, para su regulación se construyeron los embalses que son conocidos como presas del poniente.

El crecimiento de la superficie urbana y la invasión de las áreas de los vasos de las presas mencionadas y ha provocado el aumento en los gastos de las avenidas que llegan a ellas.

Durante muchos años se ha tratado de reducir las inundaciones en la zona metropolitana del Valle de México. Por ejemplo, se ha ampliado la red de Drenaje Profundo, con el Túnel Emisor Oriente que pretende desalojar un escurrimiento de hasta 150 m³/s hacia Tula, Hidalgo y se han construido plantas de bombeo. También se han elaborado protocolos de operación de las obras hidráulicas.

Este trabajo resulta útil para tener una idea más amplia y concreta de la situación actual de la zona poniente del Sistema de Drenaje, específicamente en las presas. Además, se presenta la metodología para el cálculo de avenidas de diseño asociadas a diferentes periodos de retorno para las cuencas de las presas del poniente mediante tormentas estadísticas.

El cálculo de hidrogramas se realizó con el Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (*MPE*), que es un modelo de lluvia-escurrimiento de parámetros distribuidos, para su calibración se tomó en cuenta la tormenta de septiembre de 2017.

El tránsito de avenidas se simuló con el programa VASOS, desarrollado por el Instituto de Ingeniería, que considera el sistema de presas interconectadas.

Los resultados para las tormentas estadísticas de 50, 100, 1000 y 5000 años periodo de retorno muestrearon que la mayoría de las presas del Sistema de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México aún conservan cierta capacidad reguladora. Sin embargo, las que tienen mayor peligro de ser insuficientes son las presas Tequilasco, La Mina, Tecamachalco y Hondo (Tabla 4.1).

Como se dijo en el capítulo 4, el conjunto de las presas Tequilasco y La Mina son las de mayor peligro en una tormenta de $Tr=100$ años, ya que entre ellas existe una conexión en serie, lo que hace que los problemas aumenten en esa zona. Lo mismo sucedería con Tecamachalco solo que para esta con una tormenta de $Tr=1000$ años. En la presa Hondo se alcanzan niveles superiores a su corona con una tormenta de $Tr=50$ años, siendo la de mayor peligro de todo el sistema, su peligro aumenta considerando que el área de su cuenca de aportación es más de 100 km², aunque su cuenca no ha sido muy invadida de asentamientos humanos (7% de su área total) y de no tomar acciones necesarias de prevención antes de las temporadas de lluvia, seguirán las afectaciones en esa zona.

Se recomienda evitar que el crecimiento urbano continúe hacia las zonas que llegan a ocupar los vasos de las presas y reubicar los asentamientos que ya están dentro de ellas.

Es conveniente que los mecanismos de operación de las presas estén en condiciones óptimas y seguir efectuando programas anuales de desazolve.

Con base en un análisis más detallado de cada cuenca, se sugiere la construcción de pequeños embalses rompepicos y acciones de reforestación para reducir los gastos de las avenidas que llegan las presas del poniente.

Los resultados encontrados en este trabajo permiten establecer prioridades para realizar los trabajos que aquí se recomiendan y sugieren.

BIBLIOGRAFÍA

Aparicio, M. F. (2001). *"Fundamentos de Hidrología de Superficie"*. Editorial LIMUSA. México.

Arganis, J. M. L. (1998). *"Tránsito de avenidas en embalses y cauces"*. Tesis de Maestría. Facultad de ingeniería, UNAM, México.

Becerril, O.M., (2018) "Estimación de avenidas de diseño para los ríos del oriente utilizando análisis estadístico y la mayoración de tormentas históricas" Tesis de Maestría. Facultad de ingeniería, UNAM, México.

Domínguez, R., Esquivel, G., Méndez, A., Arganis, M., Carrizosa, E., (2008). *"Manual para el Pronóstico de Esguerrimiento"*. Instituto de Ingeniería UNAM.

Domínguez, R., (2008). "Sistema para el Control y Drenaje de las avenidas en el área metropolitana del Valle de México". Instituto de Ingeniería UNAM.

Domínguez, M. R. et al. (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". Informe Técnico elaborado para el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Domínguez M. R, (1982) *"Manual de Hidráulica Urbana"*, Tomo I, Capítulos 1, 2, 3 y 4, 196 pp., Tomo II, Capítulos 1 y 2, 21 pp. y Tomo III, Capítulos, B y C, 64 pp., editado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal.

Domínguez M. R, Espinoza C. J. (1981). "Tránsito de avenidas en un sistema de presas interconectadas, comparación de métodos". Instituto de Ingeniería, UNAM.

Escalante, S. C. A, y Reyes, C. L. (2008). *Técnicas Estadísticas en Hidrología*. UNAM. México.

Franco, D.C.G. y Domínguez, M.R, (1998) *"Análisis Regional de Lluvias Convectivas Aplicación en el Valle de México"*. Tesis de Maestría. UNAM, CDMX.

Franco, Víctor. et al (1992). *"Diagnóstico de las presas del Poniente"*. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Fuentes, M, O. et al (2019). *"Apoyo técnico para el análisis de políticas de operación del Sistema principal de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México"*. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Labrada, M.P., (2018) *"Análisis regional para lluvias de diseño con duraciones menores a un día"* Tesis de Maestría. Facultad de ingeniería, UNAM, México.

Martínez, Israel., (2009). "Políticas de operación para un sistema de presas. Aplicación de algoritmos genéticos". Tesis de Maestría. UNAM, CDMX.

Ponce, S.M, (2107) "Regionalización de precipitaciones para obtener lluvias de diseño para el estado de Veracruz". Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Sánchez, M.S.A., (2017) "Actualización de los factores de reducción por área para distintas regiones de la República Mexicana" Tesis de Maestría. DEPMI UNAM, México

Subgerencia de Seguridad de Estructuras (SSE) de la Comisión Federal de Electricidad. (2015).” *Inspección y evaluación de las condiciones estructurales de 17 presas del Sistema de Aguas de la Ciudad de México*”. Informe elaborado para el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX).