



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estimación de las avenidas de
diseño para diferentes periodos de
retorno, en la cuenca del río San
Pedro, Oaxaca**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniera Civil

P R E S E N T A

Diana Karen Guerrero Acosta

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Alexis López Montes



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2024

Agradecimientos

Quiero expresar el más profundo de los agradecimientos a mi familia, por el amor incondicional y acompañamiento en esta etapa, por sostener mi mano en los momentos complicados e iluminar el camino con sus palabras.

A mi madre, por ser un ejemplo y fuente de inspiración, por enseñarme y recordarme en cada momento la fortaleza que las mujeres tenemos, por darme las condiciones de igualdad que me permiten concretar mis sueños. A mi padre, que me enseñó a recuperarme ante las adversidades y a tomar lo positivo de cada una de estas para seguir adelante. A mis hermanos, que me inspiraron a concluir la licenciatura y en los que siempre encontré palabras de aliento.

Gracias a mi director de tesis, el M.I. Alexis López Montes por brindarme su experiencia, comprensión y guía constante. No hay palabras para expresar mi gratitud por compartirme sus conocimientos sin ningún reparo.

Gracias a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por brindarme los medios y el entorno para desarrollarme profesionalmente, a cada uno de los docentes por su calidez académica y su sabiduría para cursar exitosamente la licenciatura.

Gracias a los amigos con los que coincidí durante la licenciatura, que me alentaron semestre a semestre, con quienes aprendí y disfruté este proceso, gracias por llenar mi etapa universitaria de buenos recuerdos, espero que podamos seguir compartiendo este camino y que sepan que siempre contarán conmigo.

A cada una de las mujeres mexicanas, que con su lucha consiguieron los derechos y oportunidades de las que hoy puedo gozar, aquellas que con su esfuerzo consiguieron para nosotras la valiosa oportunidad de estudiar, superarse y decidir nuestro futuro, sin la lucha por la igualdad no estaría concretando uno de mis más grandes sueños. Siempre estaré de su lado para enfrentar cualquier lucha que nos venga en el futuro.

ÍNDICE

Introducción	1
I. Generalidades	2
I.1 Objetivo	2
I.2 Zona de estudio	2
II. Aspectos teóricos	7
II.1 Características fisiográficas	7
II.2 Tiempo de concentración	13
II.3 Periodo de retorno	13
II.4 Análisis de frecuencias de eventos extremos con la técnica de momentos	15
II.5 Prueba de Anderson	200
II.6 Métodos para calcular infiltración	21
II.7 Hidrogramas unitarios sintéticos	23
II.8 Definiciones generales de avenidas máximas	254
III. Cuenca de drenaje	28
III.1 Características fisiográficas de la cuenca de estudio	28
III.2 Selección de los periodos de retorno	34
IV. Información pluviométrica	35
IV.1 Serie de lluvias máximas diarias	35
IV.2 Prueba de Anderson	38
V. Análisis de la lluvia	42
V.1 Análisis de frecuencias de lluvias máximas con la técnica de momentos	42
V.2 Lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno	51
VI. Hidrogramas de diseño	52
VI.1 Lluvias efectivas de diseño	52
VI.2 Avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno	56
VII. Conclusiones	77
Bibliografía	79

Introducción

La importancia de saber determinar correctamente avenidas de diseño para la operación, planeación y diseño de las obras hidráulicas, es de gran relevancia para los ingenieros civiles que se gradúan de nuestra facultad, por ello, este trabajo se planteó como objetivo la estimación de avenidas, a partir de un análisis de frecuencias en una cuenca que cuenta con solo una estación climatológica, además de emplear el método del hidrograma unitario sintético adimensional del SCS, el cual permite determinar avenidas con una forma curvilínea y no triangular como lo hacen otros métodos, dando así una mejor estimación del hidrograma.

En el primer capítulo se estableció el objetivo de este trabajo, y se dio a conocer la información general de la zona de estudio, mientras que en el capítulo dos se establecieron los conceptos y métodos teóricos que se van a utilizar a lo largo de este trabajo.

En el capítulo tres se ubicó el punto de estudio, se delimitó la cuenca y se determinaron las características fisiográficas más importantes para la obtención de las avenidas con el apoyo del programa SIATL, así también, se hizo una relación de los periodos de retorno asociados a las obras hidráulicas más importantes, con base en la información que da CONAGUA en sus manuales de diseño de avenidas.

Para el cuarto capítulo se analizó la serie de lluvias y se determinó su correlograma mediante la prueba de Anderson, el cual permite determinar si la serie es independiente, condición necesaria que deben cumplir los valores de precipitación para poder ser ajustados a las diferentes distribuciones de probabilidad en el análisis de frecuencias.

En el capítulo quinto se procedió aplicar el análisis de frecuencias a la serie de lluvias, y con esta técnica se determinaron las alturas de precipitación de diseño, para los diferentes periodos de retorno establecidos en el capítulo tres.

Finalmente, en el capítulo sexto se aplicó el método del hidrograma unitario sintético adimensional y se determinaron las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno, las cuales emplearon las lluvias en exceso de diseño (obtenidas con ayuda del coeficiente de escurrimiento), y las alturas de precipitación de diseño, calculadas mediante el análisis de frecuencias.

I. Generalidades

I.1 Objetivo

El presente trabajo tiene como finalidad determinar los hidrogramas de diseño para diferentes periodos de retorno, en la cuenca del río San Pedro (ubicada en el estado de Oaxaca), empleando un análisis de frecuencias de precipitaciones máximas con la técnica de momentos y el método del hidrograma unitario sintético adimensional del SCS.

I.2 Zona de estudio

El río San Pedro se encuentra en el municipio de Santa Cruz Zenzontepec, localizado en el estado de Oaxaca como se muestra en la figura 1, este municipio pertenece al Distrito de Sola Vega de la región Sierra Sur y es colindante con Santiago Amoltepec, Tataltepec de Valdez, San Jacinto Tlacotepec, Santiago Ixtayutla. Santa Cruz Zenzontepec cuenta con una superficie de 490.07 [km²] y altura de 950 [msnm], con coordenadas 16°32' latitud norte y 97°30' longitud oeste.



Figura 1. Zona de estudio – Extensión y Relieve de Santa Cruz Zenzontepec.

- Relieve: Conformada por diferentes cerros, entre los cuales podemos encontrar el Cerro Neblina, ubicado en San José Zenzontepec, el Cerro del Trueno al oeste de la cabecera municipal, el Cerro Abuelo perteneciente a la comunidad de Rancho Viejo Zenzontepec, Cerro Escopeta, Cerro del Temblor, La Mano del Señor, Cerro Flor, Cerro el Camalote.
- Clima: Como predominante se tiene el clima templado, con preeminentes lluvias en verano.
- Hidrografía: Las principales fuentes de agua son provenientes del Río Verde, Río Concha o Atoyac, Río San Pedro que desembocan en las costas del Pacífico.

- Suelo: Apto para la agricultura, en este municipio presenta suelos pedregosos y arcillosos.

Delimitación geográfica

Con base en la división del país, en las 13 regiones hidrológico-administrativas realizado por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) delimitaremos este trabajo.

Tabla 1. Datos geográficos y socioeconómicos por región hidrológico-administrativa.

RHA	Superficie continental (km2)	Agua renovable 2017 (hm3/año)	Población a mediados del 2017 (millones de hab.)	Densidad de población (hab/km2)	Agua renovable per cápita 2017 (m3/habitante/año)	Aportación al PIB nacional 2016 (%)	Municipio y/o alcaldía de la CDMX
I Península de Baja California	154279	4858	4.60	29.8	1057	4.26	11
II Noreste	196326	8274	2.92	14.9	2837	3.41	78
III Pacífico Norte	152007	26747	4.59	30.2	5823	3.08	51
IV Balsas	116439	21668	12.04	103.4	1799	6.40	420
V Pacífico Sur	82775	30836	5.12	61.9	6017	2.19	378
VI Río Bravo	390440	12844	12.61	32.3	1019	15.03	144
VII Cuencas Centrales del Norte	187621	8024	4.65	24.8	1725	4.39	78
VII Lerma Santiago Pacífico	192722	35071	24.72	128.3	1419	19.75	332
IX Golfo Norte	127064	28655	5.38	42.3	5329	2.29	148
X Golfo Centro	102354	94363	10.73	104.8	8796	5.25	432
XI Frontera Sur	99094	147195	7.84	79.1	18776	4.06	139
XII Península de Yucatán	139897	29647	4.77	34.1	6212	5.27	128
XIII Aguas del Valle de México	18229	3401	23.55	1292	144	24.63	121
Total	1959248	451585	123.52	63.0	3656	100.00	2460

FUENTE: Elaborado con base en CONAPO (2017), INEGI (2016), CONAGUA (2017b)

Se debe resaltar que nuestra zona de estudio se encuentra dentro de la región V como lo muestra la tabla 1, correspondiente a la región del Pacífico Sur, ubicada al sur del país como se puede ver en la figura 2.



Figura 2. Zona de estudio – RHA N° V (Atlas del agua de México 2018).

De igual forma, las cuencas hidrográficas del país se clasifican en 37 regiones hidrológicas (RH) como se muestra en la figura 3, de las cuales nuestra zona de estudio pertenece a la región 21.



Fuente: CONAGUA (2017b).

Figura 3. Región hidrológica en estudio (Atlas del agua de México 2018).

Información Climatológica

CONAGUA proporciona información obtenida de las estaciones climatológicas que opera las cuales miden temperatura, precipitación pluvial, evaporación, velocidad el viento y dirección de este, estas variables climatológicas cambian geográfica y temporalmente, por lo que haremos uso de esa información para la planeación de los recursos hídricos.

Tabla 2. Estaciones climatológicas operadas por Conagua, 2017

Clave	RHA	Número de Estaciones
I	Península de Baja California	211
II	Noreste	150
III	Pacífico Norte	151
IV	Balsas	376
V	Pacífico Sur	123
VI	Río Bravo	237
VII	Cuencas Centrales del Norte	203
VII	Lerma Santiago Pacífico	558
IX	Golfo Norte	332
X	Golfo Centro	175
XI	Frontera Sur	262
XII	Península de Yucatán	165
XIII	Aguas del Valle de México	136
Total		3079

FUENTE: CONAGUA (2017f)

Como podemos observar en la tabla 2, se cuentan con 123 estaciones meteorológicas en la región V, en la figura 4 podemos ver que se cuentan con 118 estaciones climatológicas y solo 5 observatorios meteorológicos que hasta el 2017 transmitían información meteorológica en tiempo real.

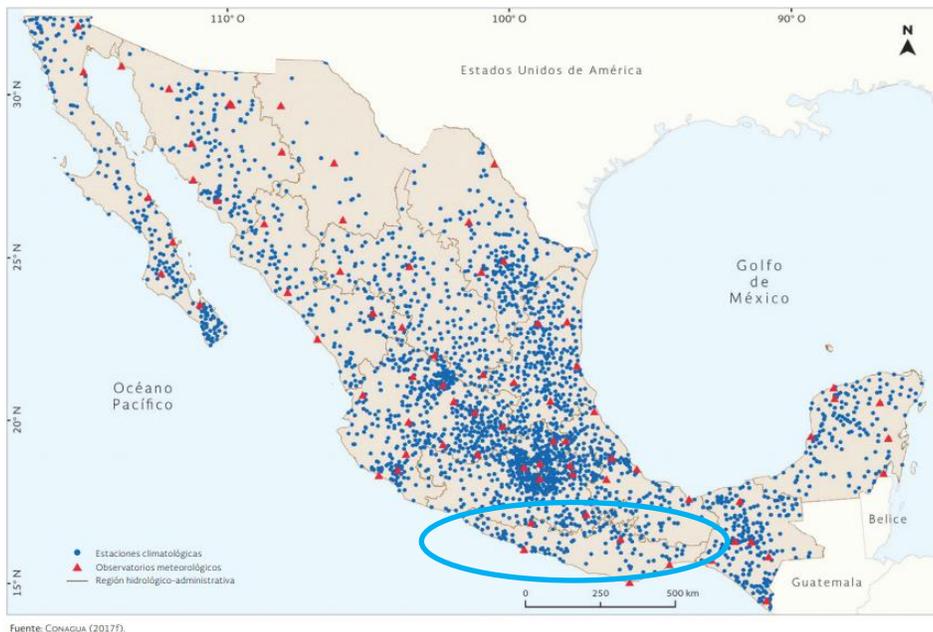


Figura 4. Estaciones climatológicas, 2017 (Atlas del agua de México 2018).

CONAGUA también cuenta con información como cantidad de agua que fluye en un río, canal o tubería y a la salida de las presas, esta información es obtenida de las estaciones hidrométricas y es fundamental para conocer la cantidad disponible del recurso.

Tabla 3. Estaciones hidrométricas operadas por Conagua, 2017

Clave	RHA	Número de Estaciones
I	Península de Baja California	1
II	Noreste	13
III	Pacífico Norte	48
IV	Balsas	70
V	Pacífico Sur	22
VI	Río Bravo	52
VII	Cuencas Centrales del Norte	17
VII	Lerma Santiago Pacífico	250
IX	Golfo Norte	156
X	Golfo Centro	47
XI	Frontera Sur	124
XII	Península de Yucatán	11
XIII	Aguas del Valle de México	44
Total		855

FUENTE: CONAGUA (2016b)

Como podemos observar en la tabla 3, se cuentan con 22 estaciones hidrométricas en la región V, en la figura 5 podemos ver como se encuentran distribuidas.



Fuente: CONAGUA (2017b).

Figura 5. Estaciones hidrométricas, 2017 (Atlas del agua de México 2018).

II. Aspectos teóricos

II.1 Características fisiográficas

Cuenca superficial o hidrográfica

Es una zona de la superficie terrestre donde (si fuera impermeable), las gotas de lluvia que caen sobre ella tenderían a ser drenadas por el sistema de corrientes (ríos) hacia un mismo punto de salida. Sus límites quedan establecidos por la divisoria geográfica principal de las aguas de las precipitaciones; también conocido como "parteaguas". Al interior de la cuenca se pueden delimitar subcuencas o cuencas de orden inferior. Las divisorias que delimitan las subcuencas se conocen como parteaguas secundarios. (Manual de Hidrología-CNA, 2007).

En general, estas subdivisiones se hacen de acuerdo con las estaciones hidrométricas existentes en la zona, ya que estas son la salida de la cuenca.

Parteaguas

Es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor elevación o nivel topográfico y que separa a la cuenca de cuencas vecinas, también es conocida como divisoria topográfica.

Los ingenieros hidráulicos trabajan las cuencas en proyecciones horizontales que son representadas por cartas topográficas de escalas 1:50 000 y 1: 250 000, ya que ofrecen un apoyo de excelente calidad y precisión para determinar las características o parámetros físicos de una cuenca, las primeras cartas son empleadas para cuencas menores a 1500 km² y las segundas para mayores áreas. (Manual de Hidrología-CNA, 2007).

Clasificación de una cuenca

Una de las maneras más comunes de clasificar una cuenca es determinando su área como se muestra en la tabla 4.

Tabla 4. Clasificación de una cuenca en función de su área (Manual de Hidrología CNA, 2007)

Tamaño de la cuenca, km ²	Descripción
<25	muy pequeña
25 a 250	pequeña
250 a 500	intermedia – pequeña
500 2500	intermedia - grande
2500 a 5000	grande
>5000	muy grande

Tipos de cuenca según su salida

Podemos encontrar 2 tipos de cuenca dependiendo de su salida y las diferencias las podemos percibir en la figura 6.

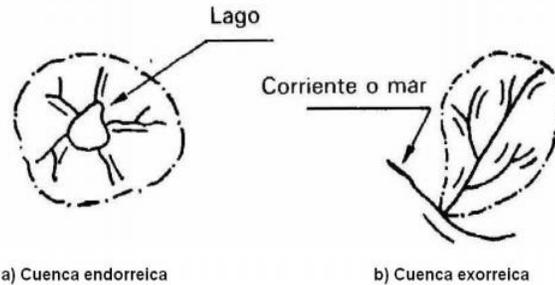


Figura 6. Tipos de cuenca, según su salida (Aparicio, 2008).

Área de la cuenca

Es el área drenada y es el área en proyección horizontal, encerrada por su divisoria.

Red de drenaje

La red de una cuenca es el sistema de cauces por los que escurre el agua de manera temporal o permanente. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca. Las características de una red de drenaje pueden describirse principalmente de acuerdo con el orden de corrientes, longitud de tributarios, densidad de corriente y densidad de drenaje. El orden de corrientes (condiciona la velocidad de respuesta de la cuenca), se determina como se muestra en la figura siguiente, considerando que una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, etc. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4, pero, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman una de orden 3. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida, en la figura 7 se muestra un ejemplo de cuenca de orden 4 (Springal, 1970).

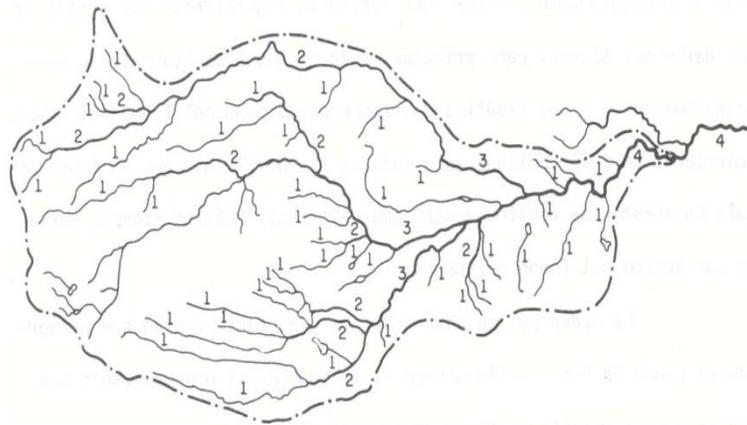


Figura 7. Cuenca de orden 4 (Springal, 1970)

Pendiente del cauce

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Debido a que ésta pendiente varia a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; por ello existen varios métodos. (Campos, 1998).

Para poder determinar la pendiente del cauce es necesario hacer los siguientes pasos antes de aplicar algún método:

- 1) Identificar el sitio de estudio y su respectivo río en una proyección horizontal a través de una carta topográfica a escala 1:50 000
- 2) Trazar el parteaguas e identificar el cauce principal
- 3) Medir la distancia entre cada dos curvas de nivel sobre el cauce principal, desde el inicio del cauce hasta su punto final o salida de la cuenca o proponer una distancia constante y determinar las elevaciones para esta distancia sobre el cauce principal desde el inicio hasta su punto final, entre más pequeña sea la distancia mejor será la aproximación de la pendiente.
- 4) Con las mediciones anteriores determinar la pendiente del cauce con algún método (Criterio simplificado, Criterio de la pendiente de la recta equivalente o Criterio de Taylor y Schwarz).

a) Criterio simplificado o burdo

$$S = \frac{H}{L} \quad (1)$$

Donde:

H desnivel entre los extremos del cauce (figura 8), en m

L o L_c longitud del cauce principal, en m

b) Criterio de la pendiente compensada o de la recta equivalente

Este método consiste en obtener la pendiente de la línea que inicia en el extremo final del cauce (aguas abajo) y que divide el área bajo la curva del río en 2 partes iguales, siendo la pendiente de dicha línea la elevación de la línea compensada entre la distancia

$$S = \frac{H'}{L} \quad (2)$$

Donde:

H' desnivel entre los extremos del cauce (figura 9), en m

L o L_c longitud del cauce principal, en m

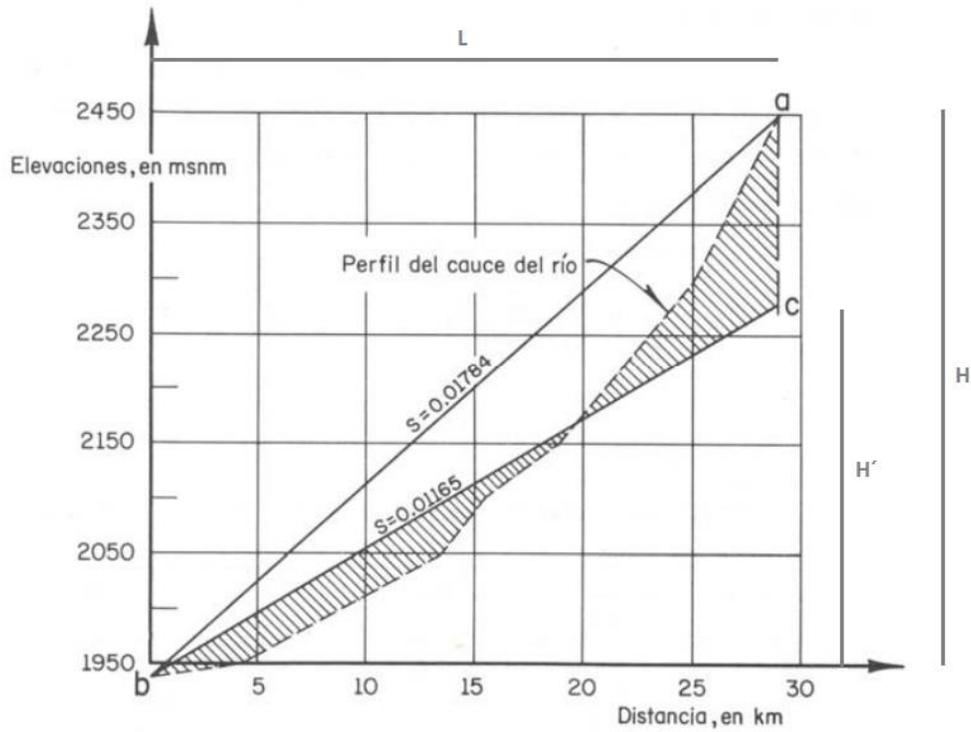


Figura 8. Perfil del río la H, Qro. (Springal 1970).

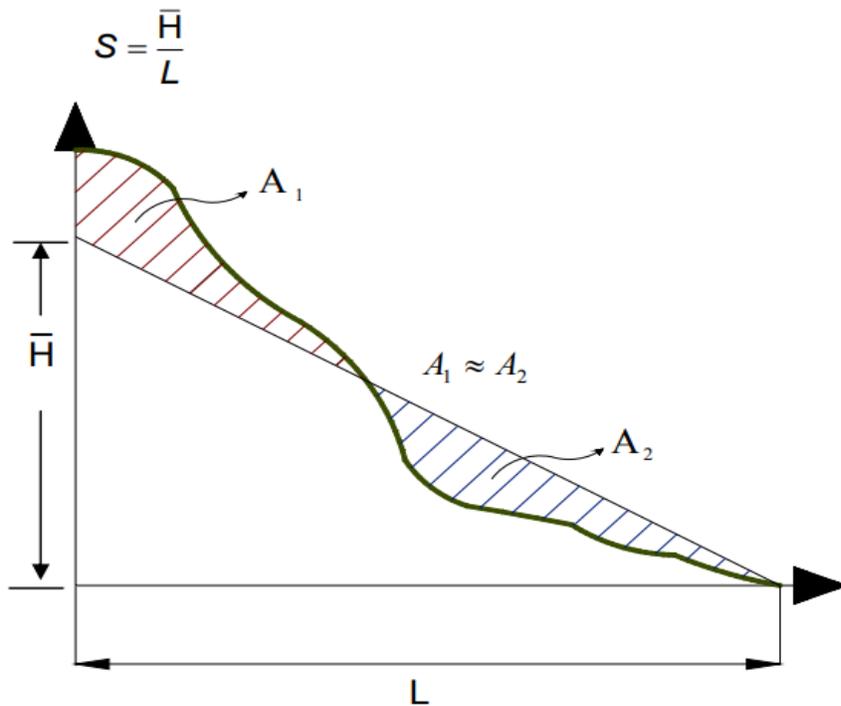


Figura 9. Criterio de la recta equivalente (Manual de Hidrología CNA, 2007).

c) Criterio de Taylor y Schwarz

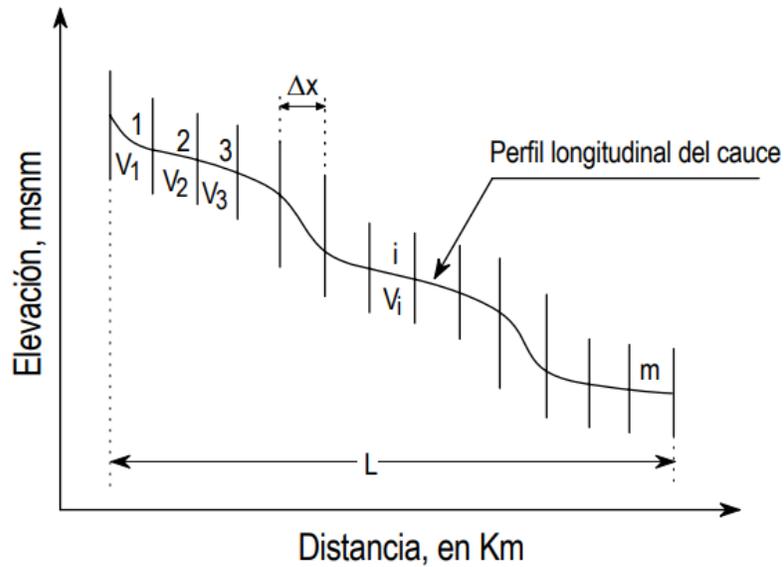


Figura 10. Criterio de Taylor y Schwarz (Manual de Hidrología CNA, 2007).

La velocidad de recorrido del tramo i como se aprecia en la figura 10, se calcula con la fórmula de Chezy, es decir:

$$V_i = K_i \sqrt{S_i} \quad (3)$$

Donde:

K_i coeficiente que depende de la rugosidad y la geometría del cauce

S_i pendiente del tramo i

Además, la velocidad V_i se define como

$$V_i = \frac{\Delta x_i}{t_i} \quad (4)$$

Donde:

x_i longitud de tramo i , en m

t_i tiempo de recorrido en ese tramo, en s

Combinando estas la ecuación 3 y 4 tenemos que

$$t_i = \frac{\Delta x_i}{k_i \sqrt{S_i}} \quad (5)$$

Si se considera la longitud total del cauce (L), entonces la velocidad media (V) será

$$V = \frac{L}{T} \quad (6)$$

Donde:

T tiempo total de recorrido en el cauce, en s

Ese tiempo de recorrido puede expresarse como

$$T = \sum_{i=1}^m t_i = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x_i}{k_i \sqrt{S_i}} \quad (7)$$

Y la longitud L , como

$$L = \sum_{i=1}^m \Delta x_i \quad (8)$$

Combinando las ecuaciones 7 y 8, se tiene lo siguiente:

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^m \Delta x_i}{\sum_{i=1}^m \frac{\Delta x_i}{k_i \sqrt{S_i}}} \right]^2 \quad (9)$$

Al considerar Δx_i y k_i constantes, esta expresión se transforma en la ecuación de Taylor y Schwarz:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_{m1}}}} \right]^2 \quad (10)$$

Donde:

S pendiente del cauce

S_i pendiente del tramo i del cauce

m número de tramos en que se subdivide el cauce

Además, podemos clasificar los terrenos dependiendo de su pendiente, como se muestra en la tabla 5.

Tabla 5. Clasificación del terreno con base en la pendiente del cauce principal (Manual de Hidrología CNA, 2007).

S, en %	Tipo de terreno
2	llano
5	suave
10	accidentado medio
15	accidentado
25	fuertemente accidentado
50	escarpado
>50	muy escarpado

II.2 Tiempo de concentración

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina tiempo de concentración y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca. (Aparicio, 2008).

II.3 Periodo de retorno

Dado un evento hidrológico, su período de retorno queda definido como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio. Si un evento igual o mayor a Y ocurre una vez en Tr o T años, su probabilidad de ocurrencia $P(Y)$ es igual a $1/Tr$ casos, (Aparicio, 2008),

$$T = \frac{1}{P(Y)} \quad (11)$$

Lo anterior nos permite determinar la probabilidad en función de T , o sea,

La probabilidad de que Y ocurra en cualquier año

$$P(Y) = \frac{1}{T} \quad (12)$$

La probabilidad de que Y no ocurra en cualquier año

$$P(\bar{Y}) = 1 - P(Y) = 1 - \frac{1}{T} \quad (13)$$

La probabilidad de que Y no ocurra en n años sucesivos

$$P(\bar{Y})^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (14)$$

La probabilidad conocida como ocurrencia o riesgo R , de que Y ocurra al menos una vez en n años sucesivos

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (15)$$

Al considerar que n es la vida útil de una obra hidráulica, la ecuación anterior permite determinar el periodo de retorno de un evento, a partir de la asignación de un cierto riesgo de que la obra falle.

Clasificación de las obras o estructuras hidráulicas

Las obras hidráulicas se pueden dividir en menores y mayores con base en la obtención del evento de diseño.

Para el caso de las estructuras menores, podemos mencionar las siguientes: puentes, alcantarillas, sistemas de drenaje, bordos libres, obras de desvío y presas pequeñas. En cuanto a las estructuras mayores tenemos las presas intermedias y las grandes.

Tabla 6. Periodo de retorno según el tipo de estructura (Manual de Hidrología CNA, 2007).

Tipo de estructura	Período de retorno (años)
Puente sobre carretera importante, donde el remanso puede causar daños excesivos por inundación u ocasionar la falla del puente.	50 a 100
Puente sobre carreteras menos importantes o alcantarillados sobre carreteras importantes	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios, drenaje de lluvia o contra cunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 a 2
Drenaje de Aeropuertos	5
Drenajes urbanos	2 a 10
Bordos	2 a 50

En la tabla 6 se presentan los períodos de retorno para la determinación de un evento hidrológico o de diseño, para la realización del dimensionamiento de una obra hidráulica, como lo son las estructuras menores.

II.4 Análisis de frecuencias de eventos extremos con la técnica de momentos

La determinación de los eventos hidrológicos futuros está relacionada con las etapas de planeación, diseño, construcción y operación de algún sistema hidráulico como los bordos, las alcantarillas, los puentes o las presas. Dichos eventos son complejos ya que su comportamiento está regido al azar, siendo la variable hidrológica la lluvia o el escurrimiento superficial, por lo que es muy complicado poder hacer estimaciones confiables de diseño basadas en las leyes de la física, ya sea porque los métodos son insuficientes o porque el modelo matemático resultante es muy complicado. Por lo anterior, una solución para la determinación de los eventos de diseño hidrológicos es el empleo y aplicación de conceptos de probabilidad y estadística (Escalante, 2002).

En hidrología, los eventos de diseño asociados a períodos de retorno pueden ser obtenidos mediante una distribución de probabilidad seleccionada dentro de una gama de distribuciones ajustadas a las series hidrológicas (lluvias o gastos), el procedimiento así se conoce como análisis de frecuencias de eventos máximos anuales.

A continuación, se presenta una secuencia de análisis (Escalante, 2002):

- 1) Recabar la información de los eventos, o sea, la serie o registro de lluvias (alturas de precipitación) o gastos máximos anuales en la estación climatológica o hidrométrica en estudio respectivamente.
- 2) Obtener los estadísticos muestrales de la serie anual.

Media

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (16)$$

Donde:

x_i es el valor de la altura de precipitación o gasto de la serie o muestra.

n es el tamaño de la muestra o serie de lluvias o gastos.

Varianza

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (17)$$

Desviación estándar

$$S = \sqrt{S^2} \quad (18)$$

Coefficiente de asimetría

$$g = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)} \cdot \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(S^2)^{3/2}} \quad (19)$$

- 3) Ordenar la muestra (serie o registro), de mayor a menor.
- 4) A cada valor de la serie ordenada del punto anterior se le determina o se le asigna un período de retorno T y una probabilidad de no excedencia $P=F(x)$ con las siguientes expresiones:

$$T = \frac{n+1}{m} \quad (20)$$

Dónde:

m es el número de orden del registro (serie o muestra).

n es el tamaño de la muestra o serie de lluvias o gastos.

$$P(X \leq x) = F(x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (21)$$

- 5) Calcular el valor de w y U_T .

$$\text{Si } P = F(x) > 0.5; \quad w = \left[\ln \left(\frac{1}{[1 - F(x)]^2} \right) \right]^{1/2} \quad (22)$$

$$\text{Si } P = F(x) < 0.5; \quad w = \left[\ln \left(\frac{1}{[F(x)]^2} \right) \right]^{1/2} \quad (23)$$

$$U_T = w - \frac{c_0 + c_1 w + c_2 w^2}{1 + c_3 w + c_4 w^2 + c_5 w^3} \quad (24)$$

Donde: $c_0 = 2.515517$, $c_1 = 0.802853$, $c_2 = 0.010328$, $c_3 = 1.432788$, $c_4 = 0.189269$,
 $c_5 = 0.001308$

U_T se calcula solo 1 vez y se emplea para todas las distribuciones.

- 6) Determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y después determinar el valor del evento (lluvia o gasto) X_T con las siguientes distribuciones de probabilidad.

Distribución Normal

Evento de diseño:

$$X_T = \hat{\mu} + \hat{\sigma}U_T \quad (25)$$

Parámetros de la distribución:

$$\hat{\mu} = \text{Media} \quad y \quad \hat{\sigma} = \text{Desviación estándar}$$

Distribución Log Normal 2 Parámetros

Evento de diseño:

$$X_T = \exp\{\hat{\mu}_y + \hat{\sigma}_y U_T\} \quad (26)$$

Parámetros de la distribución:

$$y = \ln x_i; \quad x_i \text{ son las lluvias o gastos de la muestra}$$

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad (27)$$

$$\hat{\sigma}_y = \left\{ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{\mu}_y)^2 \right\}^{1/2} \quad (28)$$

Distribución Gumbel

Evento de diseño:

$$X_T = \hat{u} - \hat{\alpha} \ln\{-\ln F(x)\} \quad (29)$$

Parámetros de la distribución:

$$\hat{u} = \bar{x} - 0.45S \quad (30)$$

$$\hat{\alpha} = 0.78S \quad (31)$$

Distribución Log Normal 3 Parámetros

Evento de diseño:

$$X_T = x_o + \exp\{\hat{\mu}_y + \hat{\sigma}_y U_t\} \quad (32)$$

Parámetros de la distribución:

$$x_o = \bar{x} - \frac{S}{N_z} \quad (33)$$

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln x_i \quad (34)$$

$$\hat{\sigma}_y = \left[\sum_{i=1}^N \frac{(\ln x_i - \mu_y)^2}{N} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (35)$$

$$N_z = 1 - w^{\frac{2}{3}} \quad (36)$$

$$w = \frac{(g^2 + 4)^{\frac{1}{2}} - g}{2} \quad (37)$$

Distribución Gamma 2 Parámetros

Evento de diseño:

$$X_T = \hat{\alpha} \hat{\beta} \left\{ 1 - \frac{1}{9\hat{\beta}} + U_T \left(\frac{1}{9\hat{\beta}} \right)^{\frac{1}{2}} \right\}^3 \quad (38)$$

Parámetros de la distribución:

$$\hat{\alpha} = \frac{S^2}{\bar{x}} \quad (39)$$

$$\hat{\beta} = \left(\frac{\bar{x}}{S} \right)^2 \quad (40)$$

Distribución Gamma 3 Parámetros

Evento de diseño:

$$X_T = \hat{x}_0 + \left\{ \hat{\alpha}\hat{\beta} \left[1 - \frac{1}{9\hat{\beta}} + U_T \left(\frac{1}{9\hat{\beta}} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^3 \right\} \quad (41)$$

Parámetros de la distribución:

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g^2} \quad (42)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{gs}{2} \quad (43)$$

$$\hat{x}_0 = \hat{x} - \hat{\alpha}\hat{\beta} \quad (44)$$

Log Pearson Tipo III

Evento de diseño:

$$X_T = \exp \left[\hat{y}_0 + \left\{ \hat{\alpha}\hat{\beta} \left[1 - \frac{1}{9 * \hat{\beta}} + U_T \left(\frac{1}{9 * \hat{\beta}} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^3 \right\} \right] \quad (45)$$

Parámetros de la distribución:

$$\hat{\alpha} = \frac{S_y g_y}{2} \quad (46)$$

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g_y^2} \quad (47)$$

$$\hat{y}_0 = \bar{y} - 2\hat{\alpha}\hat{\beta} \quad (48)$$

$$y_i = \ln x_i \quad (49)$$

- 7) Determinar el error entre el evento original y el obtenido con la distribución de probabilidad y obtener la suma de errores por cada distribución

$$EE = (X_{dato} - X_T)^2 \quad (50)$$

- 8) Una vez que se obtiene la distribución de mejor ajuste (la de menor error), se calculan los eventos de diseño hp_T o Q_T con esta distribución para los períodos de retorno $T=2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000$ y 10000 años.

II.5 Prueba de Anderson

Para la realización del análisis de frecuencias, es necesario comprobar que la serie hidrológica (precipitación “ hp ”, evaporación o gastos máximos “ Q_{max} ”), es una serie con un comportamiento regido por el azar, para ello existe la prueba de Anderson o de independencia, la cual nos permite identificar si la serie hidrológica es independiente, esto es, que el comportamiento de la variable está regido por el azar o la serie está formada por valores aleatorios.

La prueba de independencia consiste en determinar el correlograma, el cual es una gráfica de puntos formados por parejas de valores (k, r_k) donde k representa el tiempo de retraso que va desde $k = 1, 2, 3, \dots, n/3$, y r_k es el coeficiente de auto correlación serial de retraso k , el cual se obtiene con la expresión siguiente (Escalante, 2002):

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (51)$$

Donde:

x_i : es un valor de la serie hidrológica

\bar{x} : es la media de la serie hidrológica

n : es el número de valores de la serie hidrológica

Para $k = 0, r_0 = 1$

Los límites al 95% de confianza para el correlograma se determinan con la expresión siguiente:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{(n-k-1)}}{n-k} \quad (52)$$

Una vez determinado el correlograma junto con sus dos límites de confianza, se analizan los valores de r_k , si solo el 10% de estos valores sobrepasan los límites de confianza, se dice que la serie es independiente y que la variable sigue las leyes de probabilidad, por lo que será posible emplear esta serie en un análisis de frecuencias, y ajustarla a una distribución.

II.6 Métodos para calcular infiltración

- a) Criterio de la capacidad de infiltración media (Aparicio, 2008).

Este criterio supone que la capacidad de infiltración es constante durante toda la tormenta. A esta capacidad de infiltración se le llama índice de infiltración media y se calcula de la siguiente manera:

- Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo V_{ed}
- Se calcula la altura de lluvia en exceso o efectiva hp_e
- Se calcula el índice de infiltración media trazando una línea horizontal en el hietograma de la tormenta, de tal manera que la suma de las alturas de precipitación que queden arriba de esa línea sea igual a hp_e . El índice será entonces igual a la altura de precipitación correspondiente a la línea horizontal dividida entre el intervalo de tiempo Δt que dure cada barra del hietograma.

- b) Criterio del coeficiente de escurrimiento

Con este criterio se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de lluvia, esto es:

$$V_{ed} = C_e V_{ll} \rightarrow f = i - C_e i = i - r \text{ donde } r = C_e i \quad (53)$$

C_e es el coeficiente de escurrimientos y es una medida de que tan permeable o impermeable es una cuenca, es adimensional y varía de la siguiente forma $0 < C_e \leq 1$.

- c) Método de los números de escurrimiento

El U. S. Soil Conservation Service propone este método llamado “de los números de escurrimiento”, e cual permite estimar la altura de lluvia efectiva, a partir del total de lluvia y de las características de la cuenca.

En la siguiente ecuación la altura de precipitación efectiva o lluvia en exceso se expresó como P_e y no como hp_e , esto para seguir la nomenclatura del S.C.S.

$$P_e = \begin{cases} 0; & \text{si: } P - \frac{5080}{N} + 50.8 \leq 0 \\ \frac{\left(P - \frac{5080}{N} + 50.8\right)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2} & \text{si: } P - \frac{5080}{N} + 50.8 > 0 \end{cases} \quad (54)$$

Donde:

P_e es la precipitación en exceso o efectiva, en mm

P es la precipitación total, en mm

N es el número de la curva de escurrimiento y depende del tipo de suelo, la cobertura vegetal, la pendiente del terreno y se determina con las tablas A, B y C.

Notas:

En la tabla 7 se consignan los valores de N para varias condiciones

La tabla 8 guía en la estimación de tipo de suelo. Para tomar en cuenta la humedad inicial, se hace una corrección del N obtenido en la tabla 7, a partir de la lámina de precipitación acumulada cinco días antes del día estudiado, P_5 , según:

Si $P_5 < 25$ mm, transformar N a N_a

Si $25 < P_5 < 50$, transformar N a N_b

Si $50 \text{ mm} < P_5$, transformar N a N_b

N_a y N_b se obtienen de la tabla 9

Tabla 7. Número primario (Aparicio, 2008).

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento de suelo	Pendiente del terreno %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	-	77	86	91	94
Cultivo en surco	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84	88
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	79	82
	Terrazas	<1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	>1	66	77	85	89
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85
	Contorneo	>1	64	7	83	85
	Contorneo	<1	55	69	78	83
	Terrazas	>1	63	73	80	83
	Terrazas	<1	51	67	76	80
Pastizales		>1	68	79	86	89
		<1	39	61	74	80
	Contorneo	>1	47	67	81	88
	Contorneo	<1	6	35	70	79
Pastizales			30	58	71	78
Bosques naturales						
Muy ralo			56	75	86	91

Ralo			46	68	78	84
Normal			36	60	70	77
Espeso			26	52	62	69
Muy espeso			15	44	54	61
Caminos						
De terracería			72	82	87	89
Con superficie dura			74	84	90	92

Tabla 8. Tipo de suelo (Aparicio, 2008).

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

Tabla 9. Corrección por lluvia antecedente (Aparicio, 2008).

N	N con corrección A	N con corrección B
0	0	0
10	4	22
20	9	37
30	15	50
40	22	60
50	31	70
60	40	78
70	51	85
80	63	91
90	78	96
100	100	100

II.7 Hidrogramas unitarios sintéticos

Hidrogramas unitarios

El hidrograma unitario se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria (1 mm), duración de y repartida uniformemente en la cuenca. El método del hidrograma unitario fue desarrollado por Sherman en 1932 y lo podemos ver representado en la figura 11 (Aparicio, 2008).

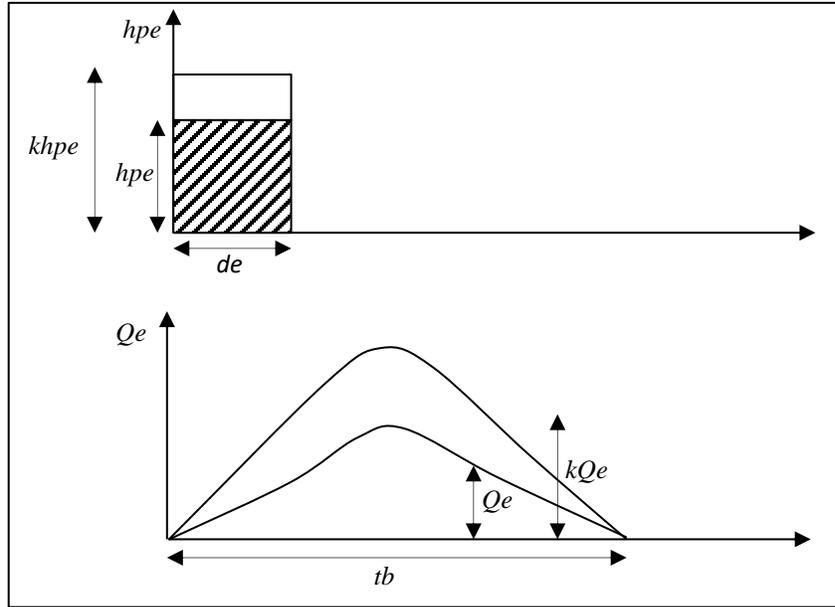


Figura 11. Hidrograma Unitario

Hidrograma unitario adimensional

En la mayoría de los casos, es suficiente con las características de un hidrograma unitario triangular para propósitos prácticos. Sin embargo, si la extensión de la curva de recesión del hidrograma afecta el diseño, puede usarse un hidrograma curvilíneo.

En la figura 12 se muestra un hidrograma unitario adimensional, obtenido a partir de varios hidrogramas registrados en una gran variedad de cuencas.

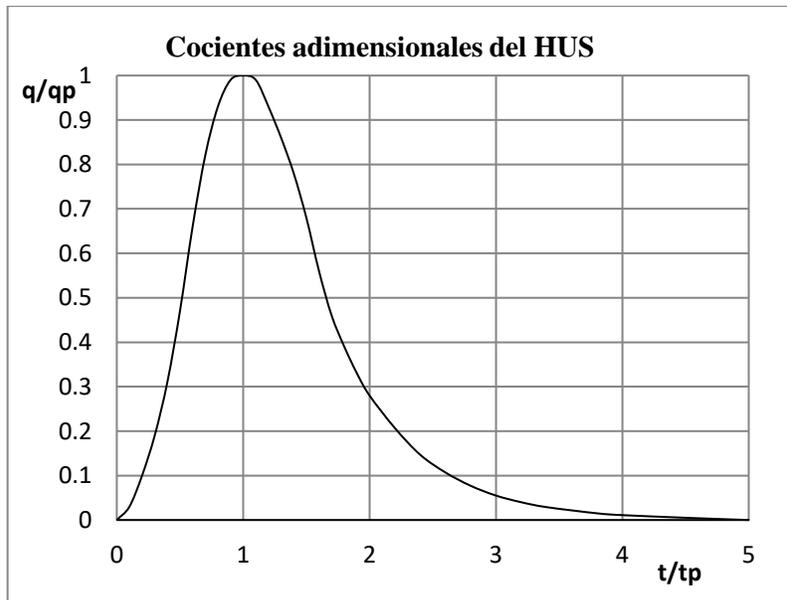


Figura 12. Hidrograma Unitario Adimensional

Para obtener un hidrograma unitario a partir de esta figura para una cuenca en particular, basta con multiplicar las ordenadas por el gasto pico visto anteriormente y las abscisas por el tiempo pico.

II.8 Definiciones generales de avenidas máximas

Se citan a continuación ciertas definiciones sobre avenidas (crecidas) y temas anexos, que serán utilizados en el desarrollo del trabajo (Manual de Hidrología-CNA, 2007) (SARH, 1982), como son:

Avenida: Elevación rápida y comúnmente breve del nivel de las aguas (y por lo tanto del gasto) en un río, hasta un máximo desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad.

Pico de Avenida: Valor máximo del gasto o nivel de las aguas durante la avenida.

Hidrograma de la avenida: Gráfica que representa la variación en el tiempo del gasto de la avenida.

Avenida de Proyecto: Hidrograma de la avenida o gasto máximo adoptado para el proyecto de una estructura hidráulica, o para el control de un cauce, teniendo en cuenta los factores económicos e hidrológicos.

Vertedor: Desagüe de una presa u otra estructura hidráulica, en forma de canal abierto o conducto cerrado.

Vertedor de emergencia: Vertedor auxiliar utilizado cuando las avenidas exceden de la capacidad del vertedor principal.

Avenidas de Proyecto del Vertedor: 1) Avenida utilizada para proyectar un vertedor. 2) Gasto de la avenida máxima que podría pasar sin peligro o riesgo para la estabilidad de la estructura construida.

Avenida Máxima Probable: Avenida máxima que cabe esperar teniendo en cuenta los factores condicionantes de situación, meteorología, hidrología y geología.

Prevención de avenidas: Predicción de las condiciones, gasto, momento de aparición, duración y volumen de una avenida, en especial de sus gastos de pico en un punto específico del curso y producida por precipitaciones y/o fusión de niveles.

Periodo de retorno: Intervalo medio de tiempo o número de años al cabo de los cuales se igualará o superará un suceso, por ejemplo, el gasto de avenida.

Con fines prácticos, para clasificar las avenidas máximas, de las siguientes definiciones que se han concretado en la tabla 10.

Tabla 10. Periodo de retorno para los diferentes tipos de avenidas (SARH, 1982).

Tipo de avenida	Periodo de retorno (Años)
Anual	1
Máxima Ordinaria	5 a 10
Máxima Extraordinaria	100
Excepcional	500
Catastrófica	1000

Precipitación en exceso: Cantidad de lluvia disponible para escurrimiento directo

Hidrograma Unitario: Un hidrograma de escurrimiento de una tormenta en un punto dado, resultado de un acontecimiento aislado de precipitación en exceso, ocurriendo dentro de un tiempo unitario y distribuido en forma uniforme en la cuenca.

Hidrograma Unitario Sintético: Hidrograma Unitario basado en expresiones empíricas que relacionan características físicas de la cuenca con sus aspectos geométricos.

Niveles de probabilidad a utilizar en la estimación de avenida máxima de desvío.

Cuando no se disponga de registros hidrométricos (caso común en las cuencas pequeñas), la estimación de avenidas máximas de desvío se efectuará a partir de la información disponible de lluvias máximas, utilizando métodos históricos, directos e hidrológicos.

Con fines prácticos y de una manera aproximada se recomienda emplear los periodos de retorno propuestos en la tabla 11.

Tabla 11. Periodos de retorno para las diferentes obras (SARH, 1982).

Características de las obras por proteger	Periodo de retorno (años) de la lluvia de diseño
I. De bajo costo (pequeñas obras) y poco el peligro de daños (cortinas rígidas)	2
II. De moderado costo y sin peligro de daños (cortinas rígidas); o de bajo costo y moderado peligro de daños (cortina flexible)	5
III. De alto costo (medianos embalses) o de moderado costo y alto peligro de daños (cortina flexible)	10

Respecto a las clases de estructuras (presas) (SARH, 1982):

- Clase (a): Presas localizadas en áreas agrícolas o rurales donde su falla puede causar daños a edificios de granjas, tierras agrícolas o a caminos municipales y secundarios.
- Clase (b): Presas localizadas en áreas predominantemente agrícolas o rurales donde su falla puede causar daños a casas aisladas, carreteras principales, ferrocarriles secundarios u originar la interrupción del uso de servicios públicos de relativa importancia.
- Clase (c): Presas localizadas donde su falla puede causar pérdidas de vidas humanas, serios daños a casa, edificios comerciales e industriales, importantes servicios públicos y a carreteras y ferrocarriles principales.

En la tabla 12 se muestra el periodo de retorno de lluvias de diseño de acuerdo con las clases de estructuras.

Tabla 12. Periodo de retorno para las diferentes categorías de presas (SARH, 1982).

Categoría de la presa	Periodo de retorno (años) de lluvia de diseño	
	Para la avenida de diseño del vertedor	Para la avenida de revisión del bordo libre
Categoría A: Embalses situado en zonas totalmente deshabitados, o bien, inmediatamente aguas arriba de otro embalse de mucha mayor capacidad o de la desembocadura del rio en el mar. En este caso, la ruptura de la presa no tendría más trascendencia que las pérdidas económicas propias de ella y no producirse daños a terceros.	50	200
Categoría B: Embalses situados agua arriba de núcleos de población. Pero por su capacidad reducida y otras circunstancias, aunque se rompiese la presa por una avenida importante, las víctimas y daños serían los mismos que si no hubiese existido el embalse.	75	350
Categoría C: Embalses situados aguas arriba de núcleos de población y cuyas características de capacidad, etc., determinan que, si se presenta una gran avenida y esta produce la falla de la presa, la onda de avenida debida al vaciado del embalse incrementa sensiblemente las víctimas y daños que ocasionaría por si sola la avenida del rio.	100	500

III. Cuenca de drenaje

III.1 Características fisiográficas de la cuenca de estudio

Como primer paso de este estudio hidrológico, se delimitó e identificó la cuenca en estudio junto con sus características fisiográficas empleando una de las plataformas electrónicas llamada SIATL, la cual emplea imágenes satelitales y hace muy buenas aproximaciones de las características fisiográficas de una cuenca, este programa es un simulador de flujos de agua de las cuencas hidrográficas de la república mexicana, y pertenece a la plataforma de INEGI.

En la página principal del programa SIATL se muestra una imagen de la república mexicana con los principales ríos de México, lo cual es de gran ayuda para poder encontrar nuestra cuenca de estudio (figura 13).

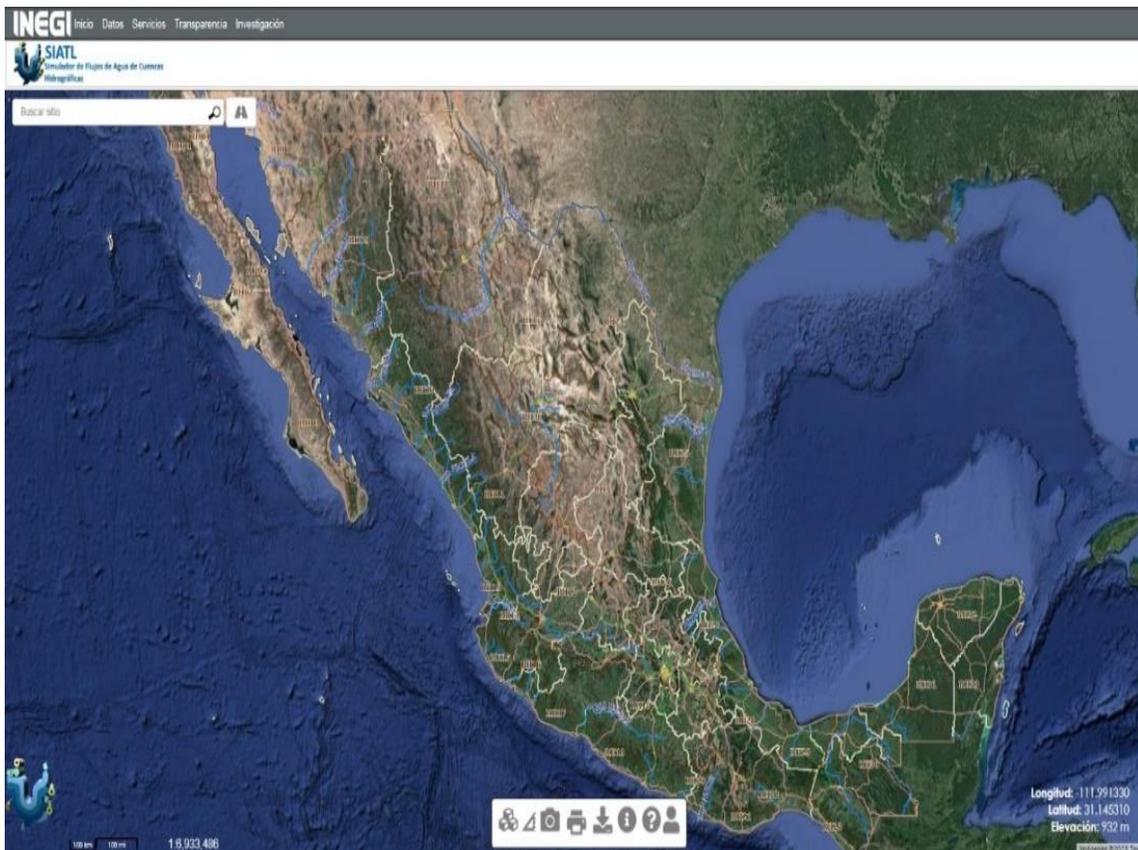


Figura 13. Página Principal del programa SIATL.

Como se comentó en el subcapítulo I.2, el sitio de interés que corresponde a la salida de la cuenca en estudio se encuentra sobre el río San Pedro, y presenta las siguientes coordenadas: longitud -97.4974 , latitud 16.4844 , elevación 317 msnm. Estas coordenadas se ubicaron sobre el mapa de la figura 13 (en el estado de Oaxaca), y con ayuda del programa SIATL, se delimitó la cuenca de estudio, así mismo, el programa nos da la red de drenaje con el cauce principal en color naranja y los tributarios en color

rojo, mientras que la cuenca queda definida en una proyección horizontal iluminada de color gris azul, y la salida del cuenca o punto de estudio indicado por un círculo azul, lo anterior se puede observar en la figura 14.

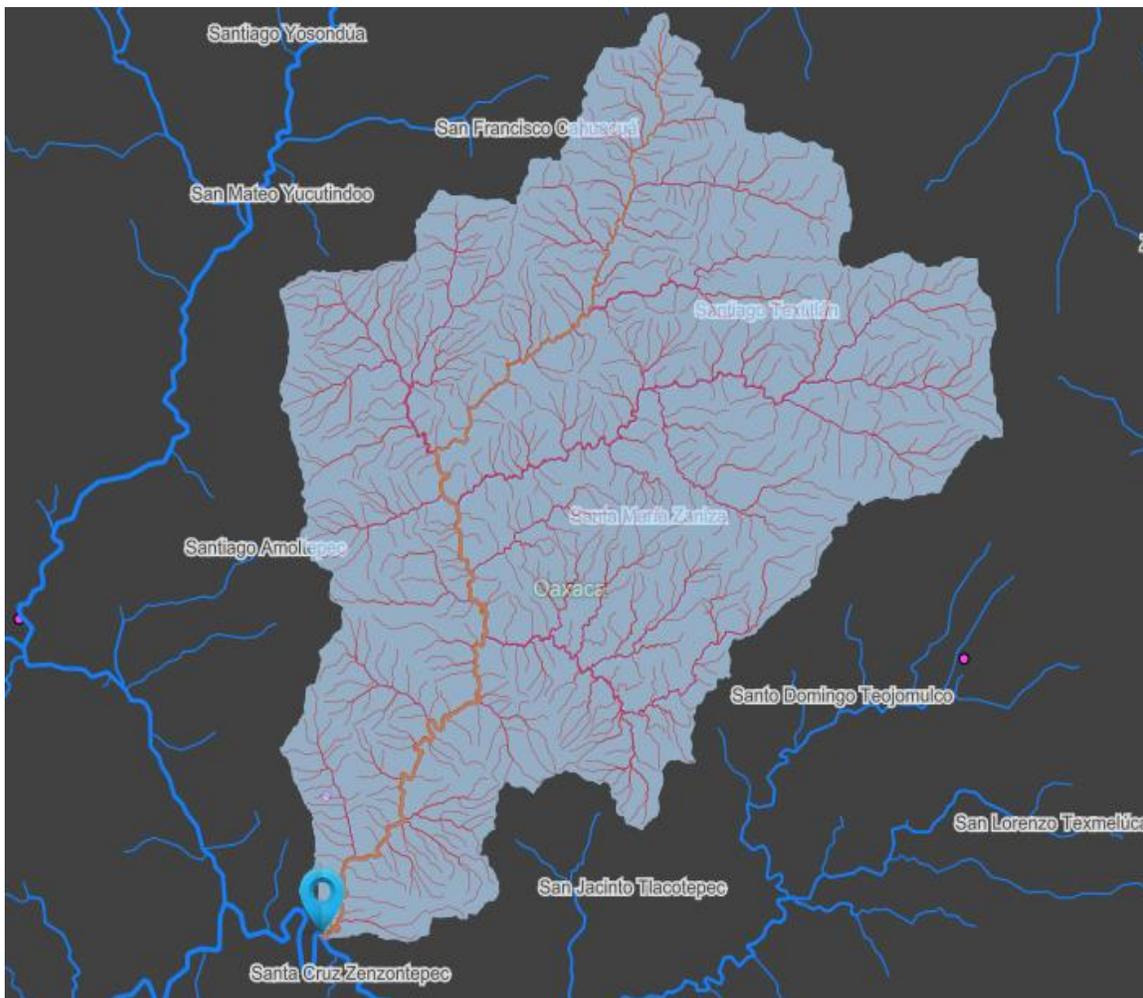


Figura 14. Cuenca del Río San Pedro

En la figura 15, se presenta la cuenca en estudio con una red hidrográfica a una escala 1:50000, ya que esta escala nos permite observar con claridad el río y la estación climatológica que se encuentra dentro de la cuenca, la cual se llama Santa Cruz Zenzontepec, siendo ésta la única estación dentro de la zona de estudio, y con la que se trabajará para la obtención de las avenidas. En la figura 16 se presenta una proyección horizontal del río San Pedro y su desembocadura al río Atoyac, que es donde se encuentra el sitio de interés.

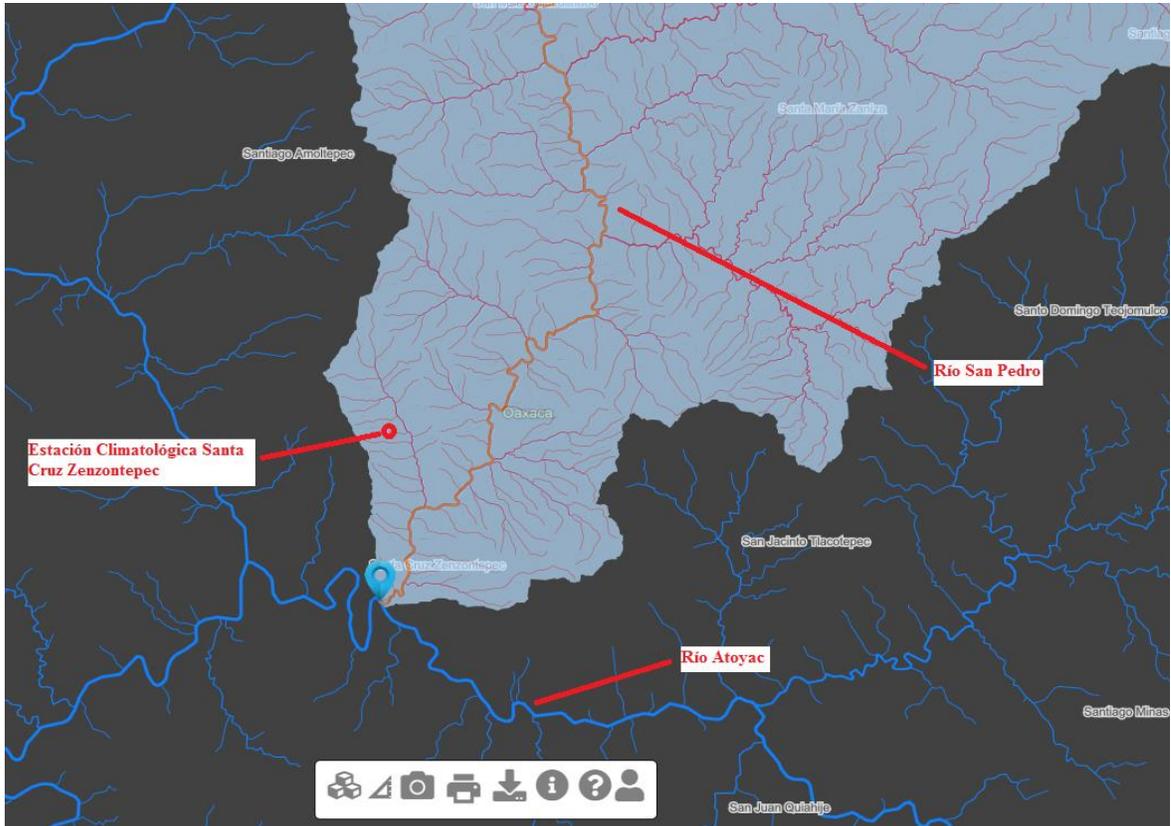


Figura 15. Imagen satelital de la cuenca en estudio y ubicación de la estación climatológica.

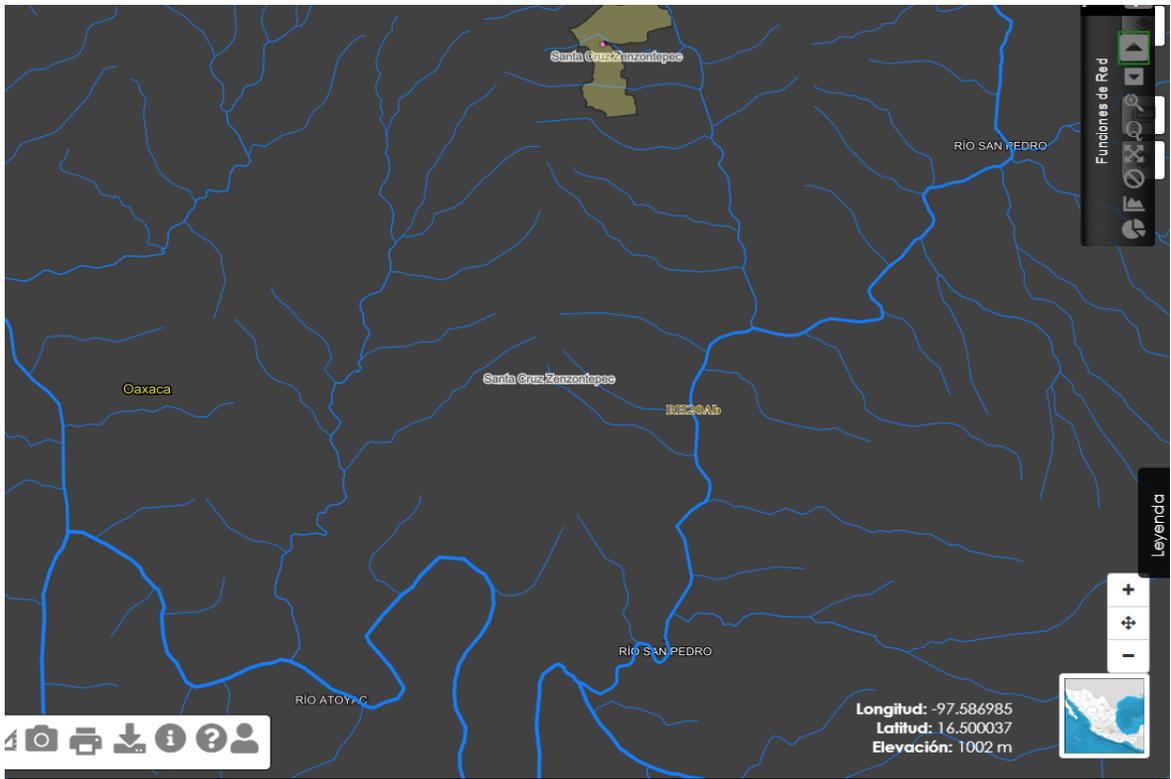


Figura 16. Imagen satelital del río San Pedro.

Una vez delimitada la cuenca de estudio por su parteaguas, el programa SIATL nos permite obtener las siguientes características fisiográficas: área de la cuenca (A_c), tiempo de concentración (T_c), pendiente del cauce principal (S_c), y longitud del cauce principal (L_c) entre otras.

Las características antes mencionadas se determinan desplegando el menú de funciones de red, seleccionando la función de índices morfométricos y estimaciones de caudal, enviando los resultados como se muestra en la figura 17.

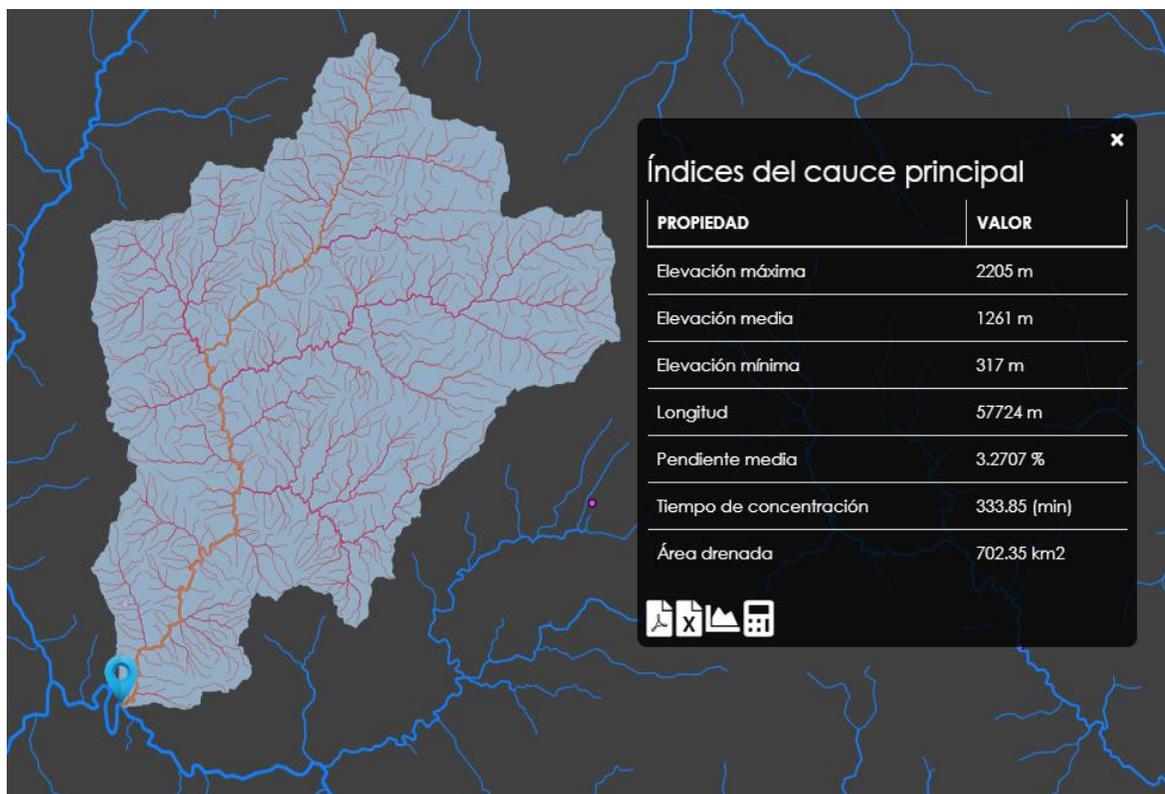


Figura 17. Características fisiográficas del Río san pedro

Características fisiográficas de la cuenca en estudio, obtenidas con el programa SIATL (figura 17):

- Elevación máxima = 2205 (m)
- Elevación media = 1261 (m)
- Elevación mínima = 317 (m)
- Longitud del cauce principal = 57724 (m)
- Pendiente media del cauce principal = 3.2707%
- Tiempo de concentración = 333.85 (min)
- Área de la cuenca = 702.35 (km²)

El programa también nos presenta la gráfica del perfil del cauce principal con las elevaciones, en esta figura podemos observar que el cauce nace aproximadamente en la elevación de 2200 msnm, mientras que en su desembocadura al río Atoyac se presenta una elevación de 375 msnm (figura 18).

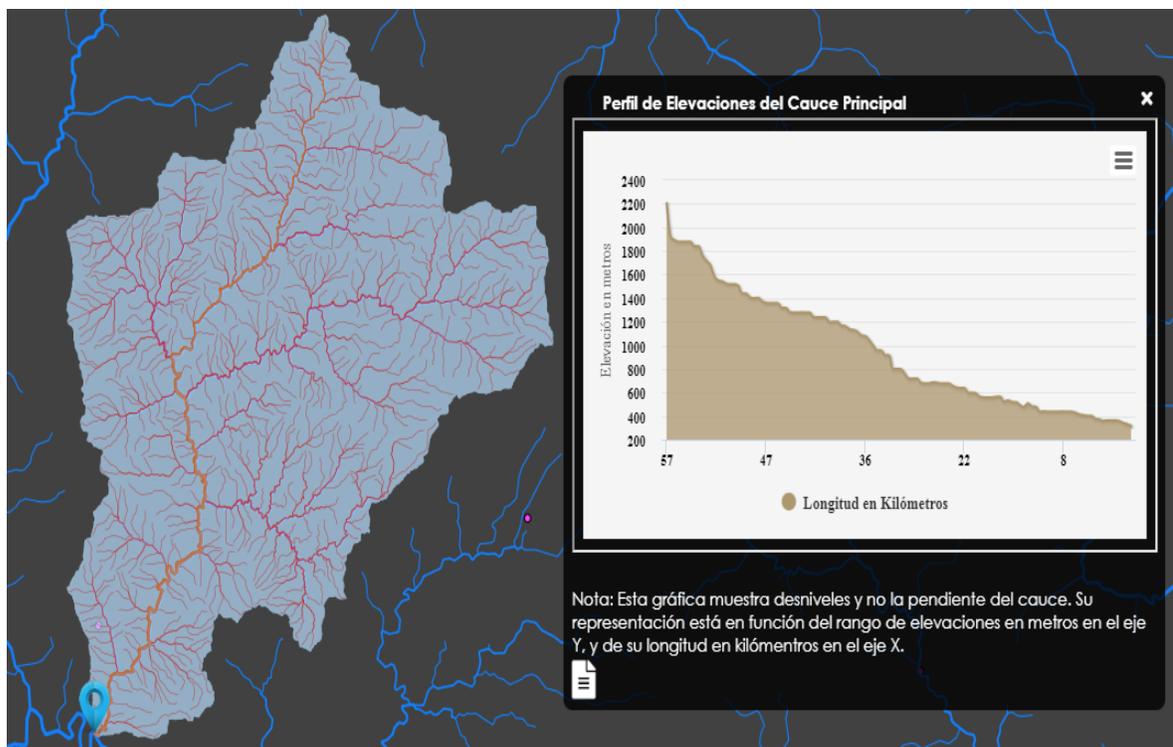


Figura 18. Perfil de elevaciones del cauce principal

Como las avenidas de diseño están en función del escurrimiento directo (o en exceso), que está asociado a la precipitación efectiva (o lluvia en exceso), y que depende del coeficiente de escurrimiento, fue necesario determinar el uso de suelo y la vegetación de la cuenca, características que nos permitirán evaluar el coeficiente de escurrimiento y que fueron determinadas con el programa SIATL, dichos resultados se puede observar en las figuras 19 y 20, donde para el uso de suelo y vegetación se puede destacar que predomina en el área de la cuenca la arbórea de bosque de pino y que se tiene un área urbanizada muy pequeña.

Análisis del área de escurrimiento

Vegetación

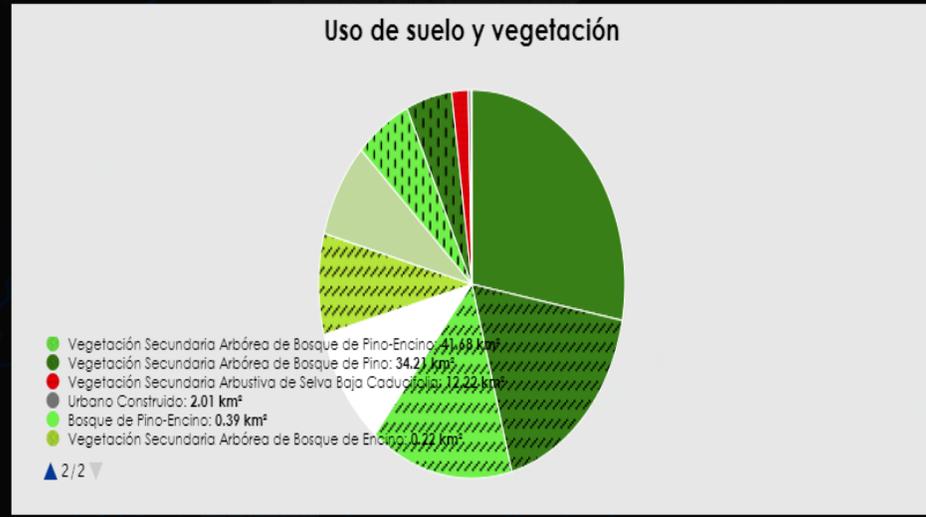


Figura 19. Uso de suelo y vegetación

Análisis del área de escurrimiento

Coefficiente de Escurrimiento



Figura 20. Coeficiente de escurrimiento de la cuenca

III.2 Selección de los periodos de retorno

Como las avenidas están en función de los periodos de retorno, es necesario identificar cuáles son los periodos más importantes para el diseño de las obras hidráulicas, por ello se hizo un análisis de la información del capítulo II (tablas 6, 10, 11 y 12), donde CONAGUA hace recomendaciones de los periodos de retorno y se elaboró un resumen, el cual se muestra en la tabla 13, y que se utilizará para la obtención de las lluvias de diseño en los capítulos posteriores.

Tabla 13. Selección de periodos de retorno.

Tipo de estructura	Tipo de avenida	Categoría de la presa	Características de las obras	Período de retorno (Años)
-Drenaje lateral de los pavimentos	Anual	-	-	1
-Drenaje lateral de los pavimentos -Drenajes urbanos -Bordos	-	-	-De bajo costo	2
-Drenaje de Aeropuertos -Drenajes urbanos -Bordos -Alcantarillas	Máxima Ordinaria	-	-De moderado costo	5
-Drenajes urbanos -Bordos -Alcantarillas		-	-De alto costo	10
-Bordos -Alcantarillados sobre carreteras	-	-	-	25
-Bordos -Puente sobre carretera importante	-	-Categoría A para vertedor	-	50
-Puente sobre carretera importante	-	-Categoría B para vertedor	-	75
-Puente sobre carretera importante	Máxima Extraordinaria	-Categoría C para vertedor	-	100
-	-	-Categoría A para bordo libre	-	200
-	-	-Categoría B para bordo libre	-	350
-	Excepcional	-Categoría C para bordo libre	-	500
-	Catastrófica	-	-	1000

IV. Información pluviométrica

IV.1 Serie de lluvias máximas diarias

La estimación de las avenidas mediante el método del hidrograma unitario sintético adimensional del SCS, parte de un análisis de series de lluvias, por ello, en el capítulo anterior se investigó la existencia de estaciones climatológicas dentro de la cuenca en estudio, encontrándose una estación llamada Santa Cruz Zenzontepec.

Para obtener el registro de lluvias de la estación Santa Cruz Zenzontepec, se apoyó en el programa CLICOM, el cual es una plataforma electrónica del IMTA.

En las figuras 21 a 25 se muestran impresiones de pantalla de cómo se manipuló el programa CLICOM desde la ubicación de la estación climatológica en el estado de Oaxaca, hasta la descarga de la serie de lluvias máximas con duración de 24 horas (tabla 14).

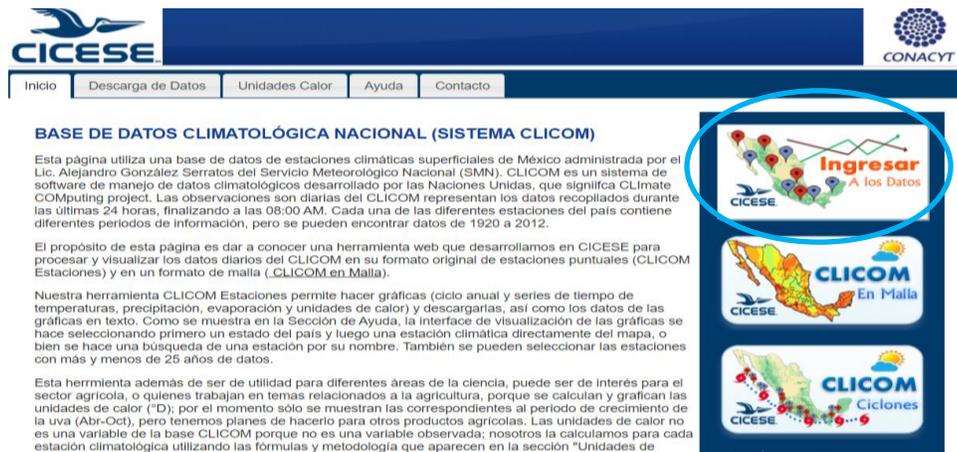


Figura 21. Plataforma CLICOM.

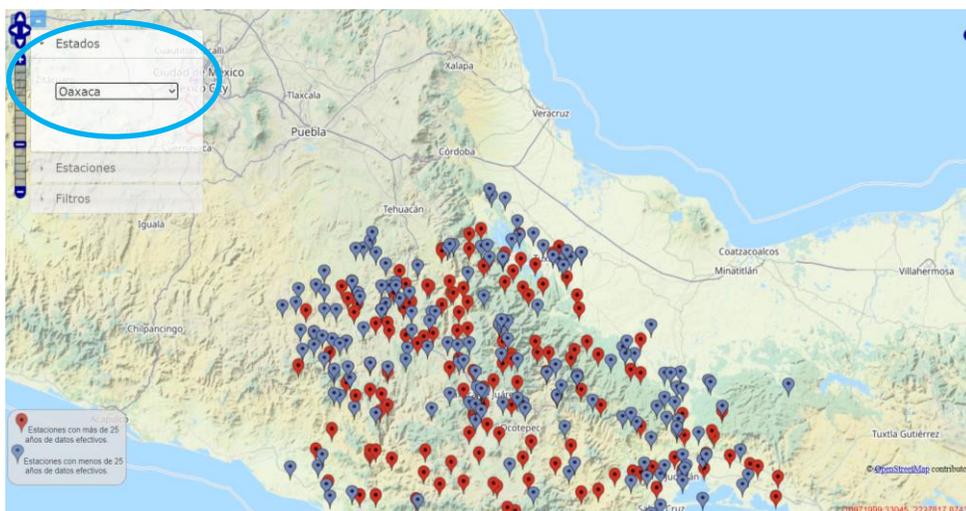


Figura 22. Estaciones climatológicas disponibles en el estado de Oaxaca.



Figura 23. Ubicación de la estación climatológica Santa Cruz Zenzontepec.

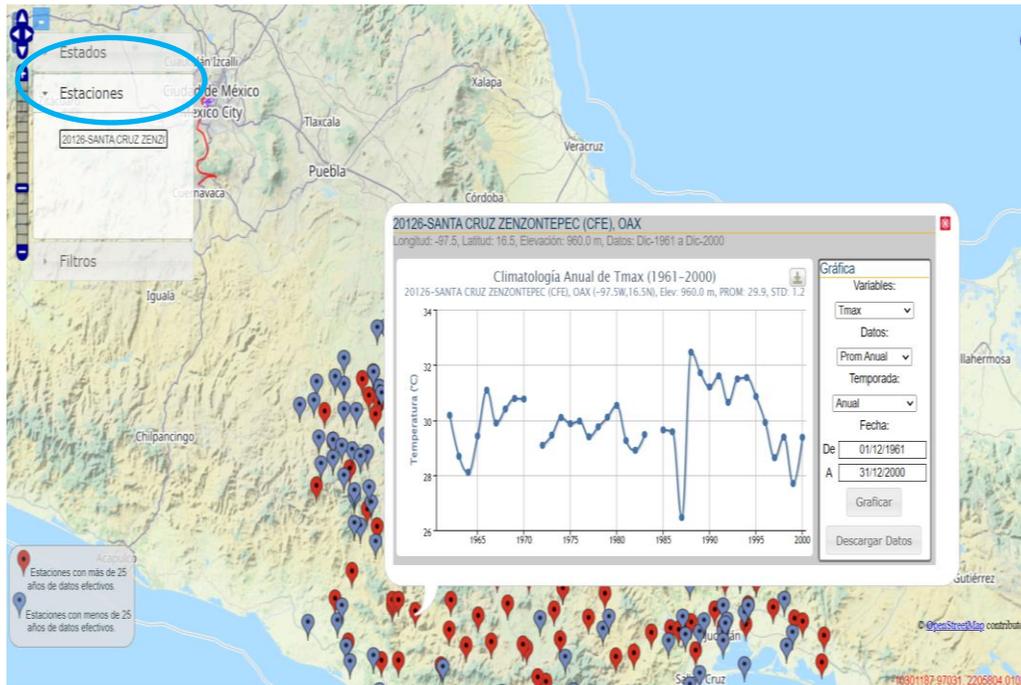


Figura 24. Serie de lluvias en la estación Santa Cruz Zenzontepec - 20126.

El registro de alturas de precipitación, en mm, que se descargó del programa CLICOM para la estación Santa Cruz Zenzontepec, presenta una longitud de registro de 40 años, desde 1961 hasta el año 2000, y está formado por lluvias máximas anuales, dicho registro se presenta en la tabla 14.

Tabla 14. hp máx. anual en 24 h. en la estación de Santa Cruz Zenzontepec

Estación: Santa Cruz Zenzontepec	
hp máx. anuales en 24 h.	
Año	hp máx. (mm)
1961	5
1962	374.5
1963	611.5
1964	504.5
1965	474
1966	491
1967	551
1968	474
1969	573
1970	590
1971	120.5
1972	440.5
1973	287
1974	765
1975	313
1976	238.5
1977	439
1978	377.1
1979	340
1980	395
1981	522.2
1982	226.5
1983	229
1984	16
1985	311
1986	272.5
1987	386.5
1988	341
1989	298.5
1990	246.5
1991	381.8
1992	298
1993	314
1994	248
1995	252.5
1996	342
1997	345
1998	352
1999	401
2000	302
N	40

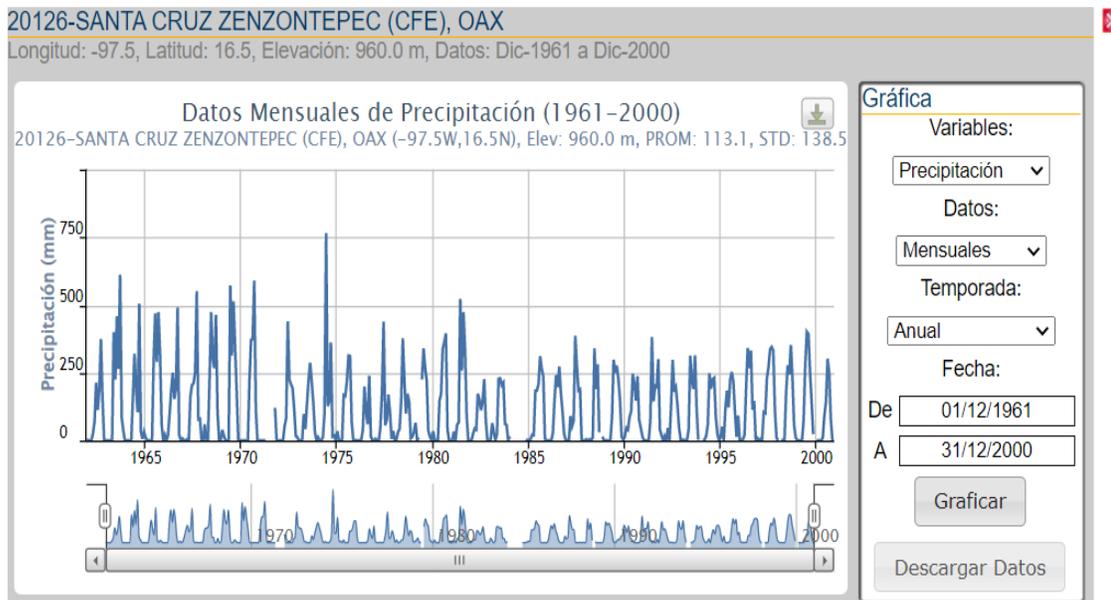


Figura 25. Datos mensuales de precipitación de la estación de Santa Cruz Zenzontepec.

IV.2 Prueba de Anderson

Para poder obtener las lluvias de diseño con el análisis de frecuencias y con ellas las alturas de precipitación efectivas, es condición necesaria corroborar que la serie de lluvias máximas anuales presenta un comportamiento aleatorio, por ello, en este subcapítulo se aplicó la prueba de Anderson al registro de lluvias de la tabla 14, como se indica a continuación.

- Primero se calculó la media de la serie hidrológica, con la ecuación no.16, obteniéndose el siguiente resultado:

$$\bar{x} = 361.3$$

- Posteriormente se calcularon los estadísticos de la serie hidrológica, empleando la ecuación no. 17, 18 y 19 (la tabla 15).
- Una vez obtenidos los estadísticos, se aplicó la ecuación no.51 en dos partes, $(x_i - \bar{x})$ y $(x_i - \bar{x})^2$, llegando a los resultados mostrados en la tabla 17.
- Con los valores de la tabla 17 se obtuvieron los valores de r_k junto con los límites confianza superior e inferior del correlograma, mediante la ecuación no.52, como se observa en la tabla 16.
- Finalmente se graficaron los valores de r_k junto con los límites confianza para así obtenerse la gráfica del correlograma (figura 26).

Al analizar los valores de r_k en el correlograma, se tiene que, de un total de 14 valores, solo 1 sobrepasa los límites de confianza, lo cual representa un 7.14%, por lo que menos del 10% de estos valores sobrepasan los límites de confianza, se dice entonces que la serie es independiente y que la variable (lluvias máximas anuales), sigue las leyes de probabilidad, por lo que sí es posible ajusta el análisis de frecuencias a la serie de lluvias máximas anuales.

Tabla 15. Estadísticos de la serie

Estadísticos	
No. Datos	40.0
Media	361.3
Varianza	22824.1
D. Estándar	151.1
C. Asimetría	0.1
C. Curtosis	1.0
C. Variación	0.4

Tabla 16. Correlograma de la serie

Correlograma				
k	C_k	r_k	lím sup	lím inf
0	890138.7	1.0	0.3	-0.3
1	142195.9	0.2	0.3	-0.3
2	102922.5	0.1	0.3	-0.3
3	-13353.9	0.0	0.3	-0.3
4	155802.0	0.2	0.3	-0.3
5	120711.2	0.1	0.3	-0.4
6	59271.3	0.1	0.3	-0.4
7	125633.1	0.1	0.3	-0.4
8	-55332.2	-0.1	0.3	-0.4
9	-62948.1	-0.1	0.3	-0.4
10	26321.1	0.0	0.3	-0.4
11	188585.6	0.2	0.3	-0.4
12	12896.2	0.0	0.3	-0.4
13	-103482.2	-0.1	0.3	-0.4

Tabla 17. Prueba de Anderson, estación Santa Cruz Zenzontepec.

Prueba de Anderson estación Santa Cruz Zenzontepec																
Año	X _i	X _i -X	(X _i -X) ²	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆	C ₇	C ₈	C ₉	C ₁₀	C ₁₁	C ₁₂	C ₁₃
1961	5.0	-356.3	126915.8	-4719.5	-89151.3	-51032.3	-40166.6	-46222.9	-67598.0	-40166.6	-75435.6	-81491.9	85768.7	-28232.1	26452.6	-143836.1
1962	374.5	13.2	175.5	3315.2	1897.7	1493.6	1718.8	2513.7	1493.6	2805.1	3030.3	-3189.4	1049.8	-983.7	5348.6	-639.2
1963	611.5	250.2	62623.8	35847.3	28214.8	32469.0	47483.8	28214.8	52989.3	57243.5	-60247.7	19831.5	-18581.5	101036.8	-12075.1	-30718.5
1964	504.5	143.2	20519.8	16150.8	18586.0	27180.9	16150.8	30332.3	32767.5	-34487.2	11352.0	-10636.5	57835.8	-6912.0	-17584.0	11137.1
1965	474.0	112.7	12712.0	14628.7	21393.6	12712.0	23874.0	25790.7	-27144.2	8935.0	-8371.8	45521.5	-5440.3	-13840.0	8765.8	1786.8
1966	491.0	129.7	16834.4	24619.3	14628.7	27473.7	29679.4	-31237.0	10282.2	-9634.1	52385.2	-6260.6	-15926.8	10087.5	2056.2	-2757.5
1967	551.0	189.7	36004.1	21393.6	40178.6	43404.3	-45682.2	15037.0	-14089.2	76610.1	-9155.8	-23292.0	14752.4	3007.0	-4032.6	6403.5
1968	474.0	112.7	12712.0	23874.0	25790.7	-27144.2	8935.0	-8371.8	45521.5	-5440.3	-13840.0	8765.8	1786.8	-2396.2	3804.9	18146.4
1969	573.0	211.7	44837.0	48436.7	-50978.7	16780.5	-15722.8	85492.5	-10217.3	-25992.5	16462.8	3355.7	-4500.2	7145.9	34080.2	-28533.5
1970	590.0	228.7	52325.4	-55071.5	18127.7	-16985.1	92356.2	-11037.6	-28079.3	17784.5	3625.1	-4861.5	7719.7	36816.3	-30824.3	-30252.4
1971	120.5	-240.8	57961.8	-19079.0	17876.5	-97203.2	11616.9	29553.0	-18717.9	-3815.3	5116.6	-8124.8	-38748.5	32442.0	31840.1	83120.4
1972	440.5	79.2	6280.2	-5884.3	31996.0	-3823.9	-9727.8	6161.3	1255.9	-1684.2	2674.4	12754.7	-10678.8	-10480.7	-27360.4	-3982.4
1973	287.0	-74.3	5513.4	-29979.3	3582.9	9114.7	-5772.9	-1176.7	1578.1	-2505.8	-11950.8	10005.7	9820.1	25635.9	3731.4	6590.1
1974	765.0	403.7	163012.0	-19481.8	-49561.0	31390.4	6398.4	-8580.6	13625.5	64982.2	-54406.0	-53396.6	-139394.8	-20289.3	-35833.6	10193.6
1975	313.0	-48.3	2328.3	5923.1	-3751.5	-764.7	1025.5	-1628.4	-7766.1	6502.1	6381.5	16659.3	2424.8	4282.5	-1218.3	977.2
1976	238.5	-122.8	15068.2	-9543.7	-1945.3	2608.8	-4142.6	-19756.7	16541.2	16234.3	42380.6	6168.6	10894.6	-3099.2	2486.0	7703.0
1977	439.0	77.7	6044.7	1232.1	-1652.3	2623.8	12513.3	-10476.7	-10282.3	-26842.5	-3907.0	-6900.3	1962.9	-1574.6	-4878.8	-8921.7
1978	377.1	15.8	251.1	-336.8	534.8	2550.6	-2135.5	-2095.9	-5471.4	-796.4	-1406.5	400.1	-321.0	-994.5	-1818.5	325.6
1979	340.0	-21.3	451.7	-717.2	-3420.5	2863.8	2810.7	7337.5	1068.0	1886.2	-536.6	430.4	1333.6	2438.8	-436.7	1344.3
1980	395.0	33.7	1138.9	5431.6	-4547.6	-4463.2	-11651.4	-1695.9	-2995.2	852.0	-683.5	-2117.7	-3872.6	693.4	-2134.6	-1594.7
1981	522.2	160.9	25904.1	-21688.1	-21285.7	-55567.5	-8088.0	-14284.5	4063.5	-3259.6	-10099.9	-18469.1	3307.1	-10180.3	-7605.2	-18227.7
1982	226.5	-134.8	18158.2	17821.4	46523.6	6771.7	11959.6	-3402.2	2729.1	8456.1	15463.2	-2768.8	8523.4	6367.4	15261.1	14654.7
1983	229.0	-132.3	17490.7	45660.5	6646.0	11737.7	-3339.0	2678.4	8299.2	15176.3	-2717.5	8365.3	6249.3	14977.9	14382.8	2546.2
1984	16.0	-345.3	119199.3	17349.8	30642.0	-8716.8	6992.2	21665.5	39618.6	-7094.1	21838.1	16314.0	39100.7	37547.1	6647.0	5611.2
1985	311.0	-50.3	2525.3	4460.0	-1268.7	1017.7	3153.5	5766.6	-1032.6	3178.6	2374.6	5691.2	5465.1	967.5	816.7	465.0
1986	272.5	-88.8	7877.0	-2240.8	1797.5	5569.4	10184.6	-1823.6	5613.8	4193.8	10051.4	9652.1	1708.7	1442.5	821.2	-3527.7
1987	386.5	25.2	637.4	-511.3	-1584.3	-2897.2	518.8	-1597.0	-1193.0	-2859.3	-2745.7	-486.1	-410.3	-233.6	1003.5	-1496.0
1988	341.0	-20.3	410.2	1270.9	2324.0	-416.1	1281.0	957.0	2293.6	2202.5	389.9	329.2	187.4	-805.0	1200.0	
1989	298.5	-62.8	3937.9	7201.0	-1289.4	3969.3	2965.2	7106.9	6824.5	1208.1	1019.9	580.6	-2494.3	3718.2		
1990	246.5	-114.8	13168.1	-2357.9	7258.4	5422.3	12996.0	12479.6	2209.3	1865.0	1061.7	-4561.1	6799.4			
1991	381.8	20.5	422.2	-1299.7	-970.9	-2327.1	-2234.6	-395.6	-333.9	-190.1	816.7	-1217.5				
1992	298.0	-63.3	4000.9	2988.8	7163.5	6878.9	1217.8	1028.0	585.2	-2514.1	3747.9					
1993	314.0	-47.3	2232.8	5351.5	5138.8	909.7	768.0	437.2	-1878.2	2799.8						
1994	248.0	-113.3	12826.1	12316.5	2180.4	1840.6	1047.9	-4501.5	6710.5							
1995	252.5	-108.8	11827.1	2093.8	1767.5	1006.2	-4322.6	6443.9								
1996	342.0	-19.3	370.7	312.9	178.1	-765.2	1140.8									
1997	345.0	-16.3	264.1	150.4	-646.0	963.0										
1998	352.0	-9.3	85.6	-367.8	548.2											
1999	401.0	39.7	1579.9	-2355.1												
2000	302.0	-59.3	3510.9													
	Σ	0.0	890138.7	142195.9	102922.5	-13353.9	155802.0	120711.2	59271.3	125633.1	-55332.2	-62948.1	26321.1	188585.6	12896.2	-103482.2

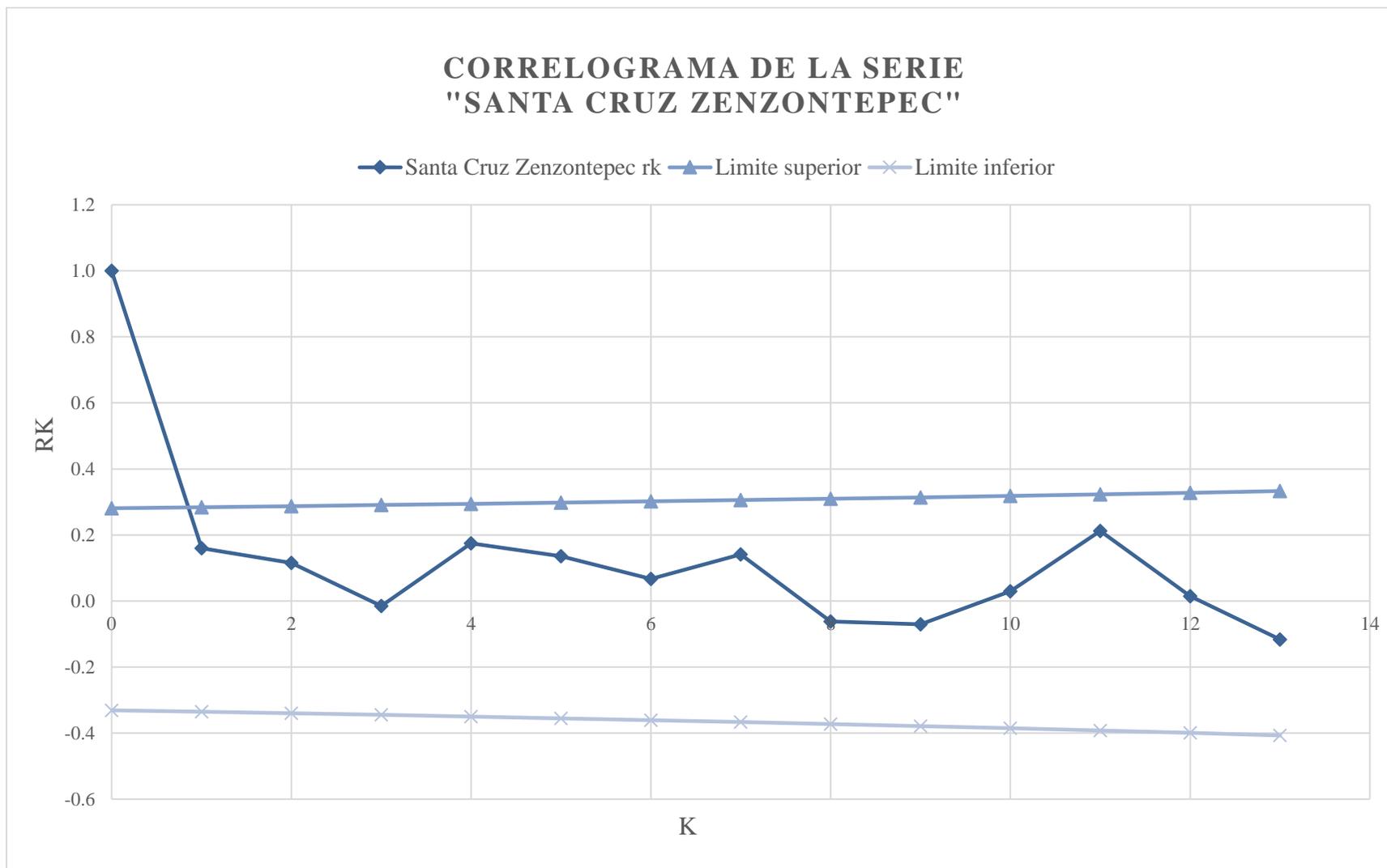


Figura 26. Correlograma de la serie de lluvias máximas anuales de la estación Santa Cruz Zenzontepec.

V. Análisis de la lluvia

V.1 Análisis de frecuencias de lluvias máximas con la técnica de momentos

Una vez analizada la serie de lluvias de la estación Santa Cruz Zenzontepec y determinado que es independiente, se procedió en este capítulo a calcular las lluvias de diseño hp^*_T (tabla 26), para los periodos de retorno mostrados en la tabla 13, mediante la técnica del análisis de frecuencias con el procedimiento indicado en el subtema II.4, y como se muestra a continuación:

Distribución Normal

El ajuste con esta distribución y la serie de lluvias estimada (hp^*_T), se realizó con la ecuación 25, y con la ecuación 50 se calculó el porcentaje error entre la serie original y la estimada, el cual dio un valor de 206.42 como se muestra en la tabla 19.

Distribución Log Normal 2 Parámetros

Este ajuste de distribución se hizo con las ecuaciones 26, 27 y 28, junto con la serie de lluvias estimada (hp^*_T), así como sus parámetros, determinando un porcentaje de error entre la serie original y la estimada de 501.13 como se muestra en la tabla 20.

Distribución Gumbel

Para el ajuste con esta distribución se empleó las ecuaciones 29, 30 y 31, junto con la serie de lluvias estimada (hp^*_T), así como sus parámetros, determinando un porcentaje de error entre la serie original y la estimada de 38.29 como se muestra en la tabla 21.

Distribución Log Normal 3 Parámetros

El ajuste mediante esta distribución se obtuvo de las ecuaciones 32, 33, 34, 35, 36 y 37, junto con la serie de lluvias estimada (hp^*_T), así como sus parámetros, determinando un porcentaje de error entre la serie original y la estimada de error de 513.19 como se muestra en la tabla 22.

Distribución Gamma 2 Parámetros

Este ajuste de distribución se hizo con las ecuaciones 38, 39 y 40, junto con la serie de lluvias estimada (hp^*_T), así como sus parámetros, determinando un porcentaje de error entre la serie original y la estimada igual a 335.93 como se muestra en la tabla 23.

Distribución Gamma 3 Parámetros

El ajuste mediante esta distribución se obtuvo de las ecuaciones 41, 42, 43 y 44, junto con la serie de lluvias estimada (hp^*_r), así como sus parámetros, determinando un porcentaje de error entre la serie original y la estimada de 209.74 como se muestra en la tabla 24.

Log Pearson Tipo III

Para el ajuste con esta distribución se empleó la ecuación 45, 46, 47, 48 y 49, junto con la serie de lluvias estimada (hp^*_r), así como sus parámetros, determinando un porcentaje de error entre la serie original y la estimada de 513.19 como se muestra en la tabla 25.

Para decidir con cuál de las distribuciones de probabilidad se van a determinar las lluvias de diseño hp^*_r , se analizaron los porcentajes de error como lo indica el procedimiento de análisis de frecuencias, y se eligió la distribución con el menor error, para este caso la mejor distribución de ajuste fue la distribución Gumbel. Un resumen de los porcentajes de error se muestra en la tabla 18.

Tabla 18. Porcentaje de error para las diferentes distribuciones de probabilidad

Selección de mejor distribución	
Distribución de Probabilidad	% error
Normal	206.42
Log Normal 2 parámetros	501.13
Gumbel	38.29
Log Normal 3 parámetros	513.19
Gamma 2 parámetros	335.93
Gamma 3 parámetros	209.74
Log Pearson tipo III	232.25

Tabla 19. Ajuste con la Distribución Normal

Serie original		Distribución Normal					Estadísticos	
Año	hp (mm)	hp* (mm)	T	u _T	hp* _T	% error		
1961	5.0	765.0	41.00	1.97	659.01	11232.91	No. Datos	40.0
1962	374.5	611.5	20.50	1.66	611.61	0.01	Media	361.3
1963	611.5	590.0	13.67	1.45	580.74	85.67	Varianza	22824.1
1964	504.5	573.0	10.25	1.30	557.01	255.64	D. Estandar	151.1
1965	474.0	551.0	8.20	1.17	537.31	187.29	C. Asimetría	0.1
1966	491.0	522.2	6.83	1.05	520.22	3.90	C. Curtosis	1.0
1967	551.0	504.5	5.86	0.95	504.96	0.21	C. Variación	0.4
1968	474.0	491.0	5.13	0.86	491.03	0.00	% error total	206.42
1969	573.0	474.0	4.56	0.77	478.13	17.04		
1970	590.0	474.0	4.10	0.69	466.03	63.57		
1971	120.5	440.5	3.73	0.62	454.56	197.79		
1972	440.5	439.0	3.42	0.55	443.62	21.31		
1973	287.0	401.0	3.15	0.48	433.09	1029.51		
1974	765.0	395.0	2.93	0.41	422.90	778.22		
1975	313.0	386.5	2.73	0.34	412.98	701.34		
1976	238.5	381.8	2.56	0.28	403.29	461.84		
1977	439.0	377.1	2.41	0.22	393.77	277.96		
1978	377.1	374.5	2.28	0.15	384.39	97.73		
1979	340.0	352.0	2.16	0.09	375.09	533.29		
1980	395.0	345.0	2.05	0.03	365.86	435.08		
1981	522.2	342.0	1.95	0.03	365.86	569.23		
1982	226.5	341.0	1.86	0.09	375.09	1162.34		
1983	229.0	340.0	1.78	0.15	384.39	1970.09		
1984	16.0	314.0	1.71	0.22	393.77	6363.59		
1985	311.0	313.0	1.64	0.28	403.29	8152.38		
1986	272.5	311.0	1.58	0.34	412.98	10400.51		
1987	386.5	302.0	1.52	0.41	422.90	14615.97		
1988	341.0	298.5	1.46	0.48	433.09	18113.40		
1989	298.5	298.0	1.41	0.55	443.62	21203.96		
1990	246.5	287.0	1.37	0.62	454.56	28077.62		
1991	381.8	272.5	1.32	0.69	466.03	37452.61		
1992	298.0	252.5	1.28	0.77	478.13	50908.11		
1993	314.0	248.0	1.24	0.86	491.03	59064.04		
1994	248.0	246.5	1.21	0.95	504.96	66800.14		
1995	252.5	238.5	1.17	1.05	520.22	79368.91		
1996	342.0	229.0	1.14	1.17	537.31	95057.94		
1997	345.0	226.5	1.11	1.30	557.01	109237.78		
1998	352.0	120.5	1.08	1.45	580.74	211824.62		
1999	401.0	16.0	1.05	1.66	611.61	354750.94		
2000	302.0	5.0	1.03	1.97	659.01	427735.08		

Tabla 20. Ajuste con la Distribución Log Normal 2 Parámetros

Serie original		Distribución Log Normal 2 Parámetros					Estadísticos	
Año	hp (mm)	hp* (mm)	T	u _T	hp* _T	% error		
1961	5.0	765.0	41.00	1.97	1734.11	939178.15	No. Datos	40.0
1962	374.5	611.5	20.50	1.66	1310.05	487978.29	Media	361.3
1963	611.5	590.0	13.67	1.45	1091.42	251423.38	Varianza	22824.1
1964	504.5	573.0	10.25	1.30	948.46	140973.12	D. Estandar	151.1
1965	474.0	551.0	8.20	1.17	844.15	85935.02	C. Asimetría	0.1
1966	491.0	522.2	6.83	1.05	762.98	57974.52	C. Curtosis	1.0
1967	551.0	504.5	5.86	0.95	697.09	37090.66	C. Variación	0.4
1968	474.0	491.0	5.13	0.86	641.96	22790.04	% error total	501.13
1969	573.0	474.0	4.56	0.77	594.79	14589.73		
1970	590.0	474.0	4.10	0.69	553.70	6351.63		
1971	120.5	440.5	3.73	0.62	517.40	5912.93		
1972	440.5	439.0	3.42	0.55	484.95	2111.33		
1973	287.0	401.0	3.15	0.48	455.66	2988.09		
1974	765.0	395.0	2.93	0.41	429.01	1156.61		
1975	313.0	386.5	2.73	0.34	404.57	326.64		
1976	238.5	381.8	2.56	0.28	382.03	0.05		
1977	439.0	377.1	2.41	0.22	361.11	255.59		
1978	377.1	374.5	2.28	0.15	341.61	1081.87		
1979	340.0	352.0	2.16	0.09	323.34	821.61		
1980	395.0	345.0	2.05	0.03	306.15	1509.55		
1981	522.2	342.0	1.95	0.03	306.15	1285.43		
1982	226.5	341.0	1.86	0.09	323.34	312.00		
1983	229.0	340.0	1.78	0.15	341.61	2.59		
1984	16.0	314.0	1.71	0.22	361.11	2219.62		
1985	311.0	313.0	1.64	0.28	382.03	4765.03		
1986	272.5	311.0	1.58	0.34	404.57	8755.96		
1987	386.5	302.0	1.52	0.41	429.01	16131.27		
1988	341.0	298.5	1.46	0.48	455.66	24700.34		
1989	298.5	298.0	1.41	0.55	484.95	34949.99		
1990	246.5	287.0	1.37	0.62	517.40	53082.12		
1991	381.8	272.5	1.32	0.69	553.70	79071.82		
1992	298.0	252.5	1.28	0.77	594.79	117161.05		
1993	314.0	248.0	1.24	0.86	641.96	155207.40		
1994	248.0	246.5	1.21	0.95	697.09	203030.77		
1995	252.5	238.5	1.17	1.05	762.98	275078.21		
1996	342.0	229.0	1.14	1.17	844.15	378405.53		
1997	345.0	226.5	1.11	1.30	948.46	521231.84		
1998	352.0	120.5	1.08	1.45	1091.42	942688.29		
1999	401.0	16.0	1.05	1.66	1310.05	1674576.86		
2000	302.0	5.0	1.03	1.97	1734.11	2989828.45		

Tabla 21. Ajuste con la Distribución Gumbel

Serie original		Distribución Gumbel					Estadísticos	
Año	hp (mm)	hp^* (mm)	T	u_T	hp^*_T	% error		
1961	5.0	765.0	41.00	1.97	729.42	1265.80	No. Datos	40.0
1962	374.5	611.5	20.50	1.66	646.26	1208.21	Media	361.3
1963	611.5	590.0	13.67	1.45	596.97	48.51	Varianza	22824.1
1964	504.5	573.0	10.25	1.30	561.52	131.86	D. Estandar	151.1
1965	474.0	551.0	8.20	1.17	533.64	301.41	C. Asimetría	0.1
1966	491.0	522.2	6.83	1.05	510.53	136.09	C. Curtosis	1.0
1967	551.0	504.5	5.86	0.95	490.71	190.16	C. Variación	0.4
1968	474.0	491.0	5.13	0.86	473.28	314.17	Parámetros	
1969	573.0	474.0	4.56	0.77	457.65	267.23	u =	293.27
1970	590.0	474.0	4.10	0.69	443.45	933.38	a =	117.84
1971	120.5	440.5	3.73	0.62	430.38	102.40	% error total	38.29
1972	440.5	439.0	3.42	0.55	418.24	431.01		
1973	287.0	401.0	3.15	0.48	406.86	34.39		
1974	765.0	395.0	2.93	0.41	396.13	1.28		
1975	313.0	386.5	2.73	0.34	385.94	0.32		
1976	238.5	381.8	2.56	0.28	376.20	31.30		
1977	439.0	377.1	2.41	0.22	366.86	104.83		
1978	377.1	374.5	2.28	0.15	357.85	277.23		
1979	340.0	352.0	2.16	0.09	349.12	8.30		
1980	395.0	345.0	2.05	0.03	340.63	19.12		
1981	522.2	342.0	1.95	0.03	332.33	93.45		
1982	226.5	341.0	1.86	0.09	324.20	282.24		
1983	229.0	340.0	1.78	0.15	316.19	566.70		
1984	16.0	314.0	1.71	0.22	308.28	32.67		
1985	311.0	313.0	1.64	0.28	300.44	157.85		
1986	272.5	311.0	1.58	0.34	292.62	337.85		
1987	386.5	302.0	1.52	0.41	284.80	295.87		
1988	341.0	298.5	1.46	0.48	276.94	464.84		
1989	298.5	298.0	1.41	0.55	269.00	840.91		
1990	246.5	287.0	1.37	0.62	260.94	679.19		
1991	381.8	272.5	1.32	0.69	252.70	392.15		
1992	298.0	252.5	1.28	0.77	244.21	68.71		
1993	314.0	248.0	1.24	0.86	235.40	158.86		
1994	248.0	246.5	1.21	0.95	226.14	414.53		
1995	252.5	238.5	1.17	1.05	216.29	493.41		
1996	342.0	229.0	1.14	1.17	205.61	547.24		
1997	345.0	226.5	1.11	1.30	193.73	1073.93		
1998	352.0	120.5	1.08	1.45	179.99	3539.65		
1999	401.0	16.0	1.05	1.66	163.01	21611.52		
2000	302.0	5.0	1.03	1.97	138.66	17865.88		

Tabla 22. Ajuste con la Distribución Log Normal 3 Parámetros

Serie original		Distribución Log Normal 3 Parámetros						Estadísticos	
Año	hp (mm)	hp^* (mm)	T	u_T	hp^*_T	% error			
1961	5.0	765.0	41.00	1.97	1742.45	955404.96	No. Datos	40.0	
1962	374.5	611.5	20.50	1.66	1318.39	499694.29	Media	361.3	
1963	611.5	590.0	13.67	1.45	1099.76	259852.72	Varianza	22824.1	
1964	504.5	573.0	10.25	1.30	956.80	147302.46	D. Estandar	151.1	
1965	474.0	551.0	8.20	1.17	852.48	90891.94	C. Asimetría	0.1	
1966	491.0	522.2	6.83	1.05	771.32	62058.35	C. Curtosis	1.0	
1967	551.0	504.5	5.86	0.95	705.43	40371.06	C. Variación	0.4	
1968	474.0	491.0	5.13	0.86	650.30	25376.44	Parámetros		
1969	573.0	474.0	4.56	0.77	603.12	16673.04	w =	3.72	
1970	590.0	474.0	4.10	0.69	562.03	7749.86	$N_z =$	-0.90	
1971	120.5	440.5	3.73	0.62	525.73	7264.45	$N_x =$	0.42	
1972	440.5	439.0	3.42	0.55	493.29	2946.89	$X_o =$	8.34	
1973	287.0	401.0	3.15	0.48	464.00	3968.95	% error total	513.19	
1974	765.0	395.0	2.93	0.41	437.35	1793.11			
1975	313.0	386.5	2.73	0.34	412.91	697.46			
1976	238.5	381.8	2.56	0.28	390.37	73.37			
1977	439.0	377.1	2.41	0.22	369.45	58.54			
1978	377.1	374.5	2.28	0.15	349.94	602.98			
1979	340.0	352.0	2.16	0.09	331.67	413.21			
1980	395.0	345.0	2.05	0.03	314.48	931.27			
1981	522.2	342.0	1.95	0.03	314.48	757.17			
1982	226.5	341.0	1.86	0.09	331.67	87.00			
1983	229.0	340.0	1.78	0.15	349.94	98.89			
1984	16.0	314.0	1.71	0.22	369.45	3074.59			
1985	311.0	313.0	1.64	0.28	390.37	5985.40			
1986	272.5	311.0	1.58	0.34	412.91	10385.53			
1987	386.5	302.0	1.52	0.41	437.35	18318.29			
1988	341.0	298.5	1.46	0.48	464.00	27390.11			
1989	298.5	298.0	1.41	0.55	493.29	38136.35			
1990	246.5	287.0	1.37	0.62	525.73	56992.84			
1991	381.8	272.5	1.32	0.69	562.03	83829.51			
1992	298.0	252.5	1.28	0.77	603.12	122937.27			
1993	314.0	248.0	1.24	0.86	650.30	161845.18			
1994	248.0	246.5	1.21	0.95	705.43	210612.62			
1995	252.5	238.5	1.17	1.05	771.32	283891.97			
1996	342.0	229.0	1.14	1.17	852.48	388730.93			
1997	345.0	226.5	1.11	1.30	956.80	533338.13			
1998	352.0	120.5	1.08	1.45	1099.76	958945.27			
1999	401.0	16.0	1.05	1.66	1318.39	1696221.21			
2000	302.0	5.0	1.03	1.97	1742.45	3018726.21			

Tabla 23. Ajuste con la Distribución Gamma 2 Parámetros

Serie original		Distribución Gamma 2 Parámetros						Estadísticos	
Año	hp (mm)	hp^* (mm)	T	u_T	hp^*_T	% error			
1961	5.0	765.0	41.00	1.97	714.61	2538.78	No. Datos	40.0	
1962	374.5	611.5	20.50	1.66	642.48	960.06	Media	361.3	
1963	611.5	590.0	13.67	1.45	598.23	67.79	Varianza	22824.1	
1964	504.5	573.0	10.25	1.30	565.63	54.38	D. Estandar	151.1	
1965	474.0	551.0	8.20	1.17	539.48	132.70	C. Asimetría	0.1	
1966	491.0	522.2	6.83	1.05	517.46	22.48	C. Curtosis	1.0	
1967	551.0	504.5	5.86	0.95	498.30	38.44	C. Variación	0.4	
1968	474.0	491.0	5.13	0.86	481.24	95.22	Parámetros		
1969	573.0	474.0	4.56	0.77	465.79	67.42	a =	63.18	
1970	590.0	474.0	4.10	0.69	451.60	501.78	b =	5.72	
1971	120.5	440.5	3.73	0.62	438.43	4.30	% error total	335.93	
1972	440.5	439.0	3.42	0.55	426.09	166.70			
1973	287.0	401.0	3.15	0.48	414.44	180.68			
1974	765.0	395.0	2.93	0.41	403.38	70.14			
1975	313.0	386.5	2.73	0.34	392.80	39.68			
1976	238.5	381.8	2.56	0.28	382.64	0.70			
1977	439.0	377.1	2.41	0.22	372.83	18.20			
1978	377.1	374.5	2.28	0.15	363.33	124.78			
1979	340.0	352.0	2.16	0.09	354.08	4.33			
1980	395.0	345.0	2.05	0.03	345.05	0.00			
1981	522.2	342.0	1.95	0.03	345.05	9.28			
1982	226.5	341.0	1.86	0.09	354.08	171.11			
1983	229.0	340.0	1.78	0.15	363.33	544.27			
1984	16.0	314.0	1.71	0.22	372.83	3461.39			
1985	311.0	313.0	1.64	0.28	382.64	4849.60			
1986	272.5	311.0	1.58	0.34	392.80	6691.06			
1987	386.5	302.0	1.52	0.41	403.38	10276.92			
1988	341.0	298.5	1.46	0.48	414.44	13442.49			
1989	298.5	298.0	1.41	0.55	426.09	16406.71			
1990	246.5	287.0	1.37	0.62	438.43	22930.29			
1991	381.8	272.5	1.32	0.69	451.60	32076.66			
1992	298.0	252.5	1.28	0.77	465.79	45492.15			
1993	314.0	248.0	1.24	0.86	481.24	54401.70			
1994	248.0	246.5	1.21	0.95	498.30	63403.17			
1995	252.5	238.5	1.17	1.05	517.46	77818.14			
1996	342.0	229.0	1.14	1.17	539.48	96397.99			
1997	345.0	226.5	1.11	1.30	565.63	115006.03			
1998	352.0	120.5	1.08	1.45	598.23	228229.14			
1999	401.0	16.0	1.05	1.66	642.48	392483.22			
2000	302.0	5.0	1.03	1.97	714.61	503551.58			

Tabla 24. Ajuste con la Distribución Gamma 3 Parámetros

Serie original		Distribución Gamma 3 Parámetros					Estadísticos	
Año	hp (mm)	hp* (mm)	T	u _T	hp* _T	% error		
1961	5.0	765.0	41.00	1.97	664.48	10104.90	No. Datos	40.0
1962	374.5	611.5	20.50	1.66	614.89	11.51	Media	361.3
1963	611.5	590.0	13.67	1.45	582.82	51.62	Varianza	22824.1
1964	504.5	573.0	10.25	1.30	558.26	217.26	D. Estandar	151.1
1965	474.0	551.0	8.20	1.17	537.95	170.21	C. Asimetría	0.1
1966	491.0	522.2	6.83	1.05	520.39	3.28	C. Curtosis	1.0
1967	551.0	504.5	5.86	0.95	504.74	0.06	C. Variación	0.4
1968	474.0	491.0	5.13	0.86	490.50	0.25	Parámetros	
1969	573.0	474.0	4.56	0.77	477.33	11.09	b =	698.46
1970	590.0	474.0	4.10	0.69	465.01	80.87	a =	5.72
1971	120.5	440.5	3.73	0.62	453.36	165.32	X _o =	-3631.46
1972	440.5	439.0	3.42	0.55	442.25	10.58	% error total	209.74
1973	287.0	401.0	3.15	0.48	431.59	935.72		
1974	765.0	395.0	2.93	0.41	421.29	691.14		
1975	313.0	386.5	2.73	0.34	411.28	614.29		
1976	238.5	381.8	2.56	0.28	401.52	388.86		
1977	439.0	377.1	2.41	0.22	391.94	220.37		
1978	377.1	374.5	2.28	0.15	382.52	64.29		
1979	340.0	352.0	2.16	0.09	373.20	449.42		
1980	395.0	345.0	2.05	0.03	363.95	359.24		
1981	522.2	342.0	1.95	0.03	363.95	481.97		
1982	226.5	341.0	1.86	0.09	373.20	1036.81		
1983	229.0	340.0	1.78	0.15	382.52	1807.77		
1984	16.0	314.0	1.71	0.22	391.94	6075.42		
1985	311.0	313.0	1.64	0.28	401.52	7835.73		
1986	272.5	311.0	1.58	0.34	411.28	10057.07		
1987	386.5	302.0	1.52	0.41	421.29	14229.98		
1988	341.0	298.5	1.46	0.48	431.59	17712.83		
1989	298.5	298.0	1.41	0.55	442.25	20808.63		
1990	246.5	287.0	1.37	0.62	453.36	27674.86		
1991	381.8	272.5	1.32	0.69	465.01	37059.05		
1992	298.0	252.5	1.28	0.77	477.33	50548.46		
1993	314.0	248.0	1.24	0.86	490.50	58804.04		
1994	248.0	246.5	1.21	0.95	504.74	66686.36		
1995	252.5	238.5	1.17	1.05	520.39	79460.84		
1996	342.0	229.0	1.14	1.17	537.95	95452.34		
1997	345.0	226.5	1.11	1.30	558.26	110064.80		
1998	352.0	120.5	1.08	1.45	582.82	213735.21		
1999	401.0	16.0	1.05	1.66	614.89	358673.17		
2000	302.0	5.0	1.03	1.97	664.48	434909.71		

Tabla 25. Ajuste con la Distribución Log Pearson tipo III

Serie original		Distribución Log Pearson Tipo III					Estadísticos	
Año	hp (mm)	hp^* (mm)	T	u_T	hp^*_T	% error		
1961	5.0	765.0	41.00	1.97	24.04	549016.03	No. Datos	40.0
1962	374.5	611.5	20.50	1.66	54.75	309974.61	Media	361.3
1963	611.5	590.0	13.67	1.45	85.56	254464.40	Varianza	22824.1
1964	504.5	573.0	10.25	1.30	115.39	209407.09	D. Estandar	151.1
1965	474.0	551.0	8.20	1.17	143.92	165711.91	C. Asimetría	0.1
1966	491.0	522.2	6.83	1.05	171.06	123300.99	C. Curtosis	1.0
1967	551.0	504.5	5.86	0.95	196.79	94687.84	C. Variación	0.4
1968	474.0	491.0	5.13	0.86	221.14	72826.04	Parámetros	
1969	573.0	474.0	4.56	0.77	244.15	52828.91	a =	-1.54
1970	590.0	474.0	4.10	0.69	265.89	43310.18	b =	0.34
1971	120.5	440.5	3.73	0.62	286.39	23749.44	$Y_0 =$	6.22
1972	440.5	439.0	3.42	0.55	305.71	17765.74	% error total	232.25
1973	287.0	401.0	3.15	0.48	323.90	5944.77		
1974	765.0	395.0	2.93	0.41	340.99	2916.70		
1975	313.0	386.5	2.73	0.34	357.04	867.83		
1976	238.5	381.8	2.56	0.28	372.08	94.50		
1977	439.0	377.1	2.41	0.22	386.14	81.76		
1978	377.1	374.5	2.28	0.15	399.26	613.23		
1979	340.0	352.0	2.16	0.09	411.47	3537.08		
1980	395.0	345.0	2.05	0.03	422.80	6052.71		
1981	522.2	342.0	1.95	0.03	422.80	6528.51		
1982	226.5	341.0	1.86	0.09	411.47	4966.50		
1983	229.0	340.0	1.78	0.15	399.26	3512.16		
1984	16.0	314.0	1.71	0.22	386.14	5204.45		
1985	311.0	313.0	1.64	0.28	372.08	3490.29		
1986	272.5	311.0	1.58	0.34	357.04	2119.78		
1987	386.5	302.0	1.52	0.41	340.99	1520.50		
1988	341.0	298.5	1.46	0.48	323.90	645.04		
1989	298.5	298.0	1.41	0.55	305.71	59.47		
1990	246.5	287.0	1.37	0.62	286.39	0.37		
1991	381.8	272.5	1.32	0.69	265.89	43.71		
1992	298.0	252.5	1.28	0.77	244.15	69.65		
1993	314.0	248.0	1.24	0.86	221.14	721.62		
1994	248.0	246.5	1.21	0.95	196.79	2471.47		
1995	252.5	238.5	1.17	1.05	171.06	4548.48		
1996	342.0	229.0	1.14	1.17	143.92	7238.14		
1997	345.0	226.5	1.11	1.30	115.39	12345.48		
1998	352.0	120.5	1.08	1.45	85.56	1221.13		
1999	401.0	16.0	1.05	1.66	54.75	1501.28		
2000	302.0	5.0	1.03	1.97	24.04	362.67		

V.2 Lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno

Una vez determinada la distribución Gumbel como la mejor distribución de ajuste para la serie de lluvias de la estación Santa Cruz Zenzontepec, se procedió a obtener con esta distribución las lluvias de diseño para los periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años, sin embargo, para este trabajo solo se emplearán las lluvias de diseño hasta el periodo de retorno de 1000 años, como se encuentra indicado en la tabla 13.

Empleando las ecuaciones 29, 30 y 31 se obtuvieron los eventos de diseño hp^*_T con la distribución Gumbel, como se muestra en la tabla 26, y en la figura 27 se presenta la gráfica del comportamiento de la serie ajustada con la distribución Gumbel.

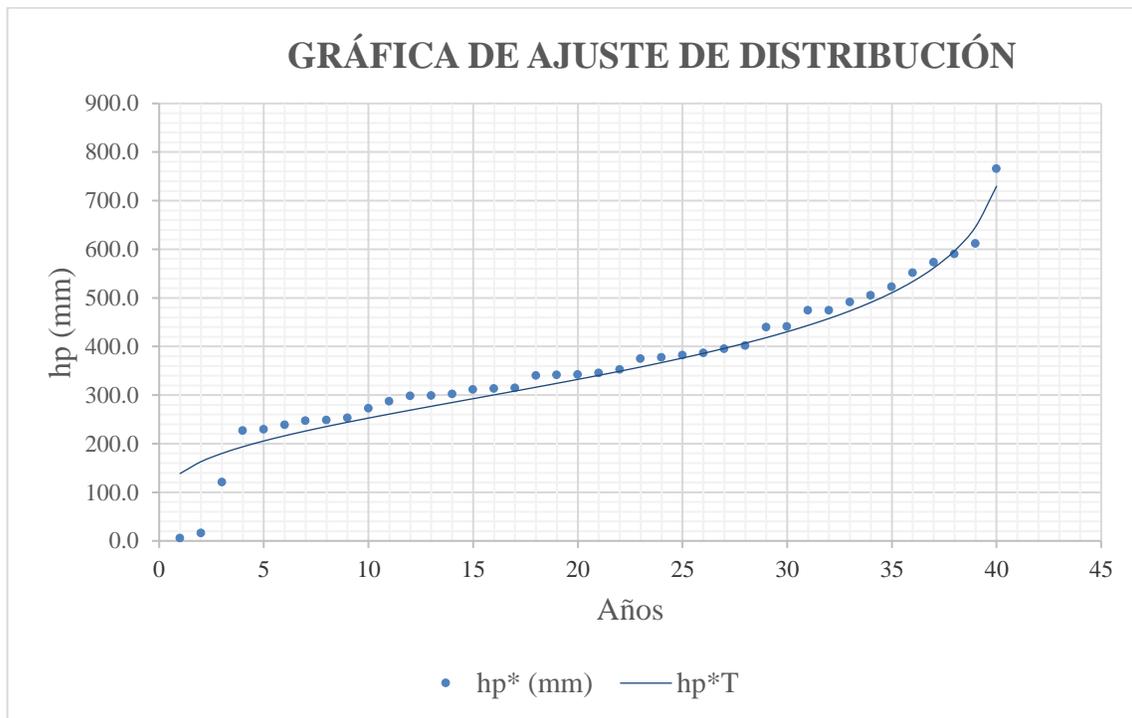


Figura 27. Gráfica de ajuste de distribución.

Tabla 26. Lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno con la distribución Gumbel

Evento de diseño hp_T (mm)					
N	T (años)	u_T	hp^*_T (mm)	Estadísticos y parámetros Gumbel	
1	2	0.00	336.46	No. Datos	40
2	5	0.84	470.02	Media	361.253
3	10	1.28	558.45	Varianza	22824.070
4	20	1.65	643.27	D. Estándar	151.076
5	50	2.05	753.07	C. Asimetría	0.076
6	100	2.33	835.35	C. Curtosis	0.974
7	500	2.88	1025.48	C. Variación	0.418
8	1000	3.09	1107.22	Parámetros	
9	5000	3.54	1296.92	$u =$	293.27
10	10000	3.72	1378.60	$a =$	117.84

VI. Hidrogramas de diseño

VI.1 Lluvias efectivas de diseño

En este capítulo se procedió a calcular las alturas de precipitación efectiva o lluvias en exceso de diseño, para los diferentes periodos de retorno mediante el criterio del coeficiente de escurrimiento, empleando la ecuación no.53, para ello se despejó el coeficiente de escurrimiento y se obtuvo la siguiente ecuación:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} \quad (55)$$

Posteriormente, al sustituir en la ecuación 55 los volúmenes por la multiplicación de lluvia por el área de la cuenca, la ecuación quedó como:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} = \frac{hp_e * A}{\overline{hp} * A} \quad (56)$$

Simplificando, obtenemos la expresión que en función de la lluvia media y del coeficiente de escurrimiento nos permitirá determinar las lluvias en exceso de diseño:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} = \frac{hp_e}{\overline{hp}} \quad (57)$$

Por otro lado, se calculó la altura de precipitación media en la cuenca (ecuación 58), empleando el método de polígonos de Thiessen, cabe mencionar que para nuestro caso, al solo tener una estación climatológica dentro de la cuenca, el área de influencia de la estación es igual al área total de la cuenca, por lo cual, la altura de precipitación media es igual a la lluvia de diseño para diferentes periodos de retorno (ecuación 59), obtenidas en la tabla 26, como se muestra a continuación:

$$\overline{hp}_T = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n A_i \times hp *_{Ti} \quad (58)$$

Donde:

\overline{hp}_T : altura de precipitación media

A : área de la cuenca

A_i : área de influencia de la estación

$hp *_{Ti}$: altura de precipitación para diferentes periodos de retorno

Por lo anterior, la ecuación 58 queda expresada de la siguiente forma:

$$\overline{hp}_T = hp * _T \quad (59)$$

Sustituyendo la ecuación 59 en la ecuación 57, obtenemos la siguiente expresión para el coeficiente de escurrimiento:

$$C_e = \frac{hp_{eT}}{hp * _T} \quad (60)$$

Donde:

C_e : coeficiente de escurrimiento

hp_{eT} : altura de precipitación para un periodo de retorno

$hp * _T$: lluvias de diseño

Finalmente, despejando de la ecuación anterior la lluvia en exceso se obtiene las alturas de precipitación efectivas que se estaba buscando, para poder determinar las avenidas de diseño:

$$hp_{eT} = C_e \times hp * _T \quad (61)$$

Para la ecuación anterior, el valor del coeficiente de escurrimiento en nuestra cuenca se obtuvo ponderando los valores obtenidos de la figura 20 junto con las áreas de influencia, como se muestra a continuación:

- De 20% a 30% tiene un área de 627.91 km²
- Mayor a 30 % se tiene un área de 52.51km²
- De 10% a 20 % se tiene un área de 22.77 km²

Por lo que el coeficiente de escurrimiento en términos de las tres áreas, queda de la siguiente manera:

$$C_e = \frac{(A_1 \times C_{e1}) + (A_2 \times C_{e2}) + (A_3 \times C_{e3})}{A} \quad (62)$$

Sustituyendo los valores antes mencionados en la ecuación 62, tenemos que:

$$C_e = \frac{(627.91 \times 25\%) + (55.42 \times 30\%) + (22.77 \times 15\%)}{702.35} = 25.20\%$$

Expresando el coeficiente de escurrimiento de manera adimensional sin porcentaje, se tiene:

$$C_e = \frac{25.20\%}{100} = 0.25$$

Para interpretar el resultado anterior se tiene que considerar que el coeficiente de escurrimiento puede variar de 0 a 1, donde un coeficiente de escurrimiento más cercano a cero indica que la cuenca es muy permeable y un coeficiente de escurrimiento más cercano a 1 indica que la cuenca es poco permeable.

Con los valores mencionados en el párrafo anterior se puede hacer un análisis del valor del coeficiente de escurrimiento obtenido, concluyendo que nuestra cuenca presenta un valor muy cercano a cero por lo que la cuenca de estudio presenta un grado de infiltración alto considerándose así una cuenca muy permeable, este comportamiento se puede relacionar con el uso del suelo, el cual se muestra en la imagen figura 19, donde podemos observar que gran parte de la cuenca presenta un suelo cuenta con diferentes tipos de vegetación, mientras que solo 2.01 (km²) es suelo urbano construido.

Por otro lado, para lograr el objetivo de este capítulo y determinar las lluvias en exceso de diseño, se sustituyó en la ecuación 61 el valor del coeficiente de escurrimiento de 0.25 obtenido, quedando la siguiente expresión sólo en función de las lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno, las cuales se obtuvieron con el análisis de frecuencias y que se presentan en la tabla 26:

$$hp_{eT} = 0.25 \times hp_{*t} \quad (63)$$

Finalmente se procedió a sustituir las alturas de precipitación de diseño de la tabla 26 en la ecuación 63, quedando las lluvias en exceso de diseño siguientes:

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 2 años

$$hp_{e2} = 0.25 * hp_{*2} = 0.25 * 336.46 = 84.10 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 5 años

$$hp_{e5} = 0.25 * hp_{*5} = 0.25 * 470.02 = 117.51 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 10 años

$$hp_{e10} = 0.25 * hp_{*10} = 0.25 * 558.45 = 139.61 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 20 años

$$hp_{e20} = 0.25 * hp_{*20} = 0.25 * 643.27 = 160.82 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 50 años

$$hp_{e50} = 0.25 * hp_{*50} = 0.25 * 753.07 = 188.27 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 100 años

$$hp_{e100} = 0.25 * hp_{*100} = 0.25 * 835.35 = 208.84 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 500 años

$$hp_{e500} = 0.25 * hp_{*500} = 0.25 * 1025.48 = 256.37 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 1000 años

$$hp_{e1000} = 0.25 * hp_{*1000} = 0.25 * 1107.22 = 276.81 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 5000 años

$$hp_{e5000} = 0.25 * hp_{*5000} = 0.25 * 1296.92 = 324.23 \text{ (mm)}$$

- Altura de precipitación en exceso para un periodo de retorno de 10000 años

$$hp_{e10000} = 0.25 * hp_{*10000} = 0.25 * 1378.60 = 344.65 \text{ (mm)}$$

VI.2 Avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno

El objetivo propuesto en este trabajo se ve plasmado en este capítulo, el cual es obtener las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno, los cuales se presentaron en la tabla 13.

Para la determinación de las avenidas se procedió a emplear el método del hidrograma Unitario Sintético Adimensional del Soil Conserve Service (HUSA del SCS), (tema II.7), para ello se procedió a obtener el hidrograma unitario en la cuenca (tabla 28 y figura 28), empleando las siguientes expresiones, así como los cocientes adimensionales del HUSA del SCS (tabla 27):

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad (64)$$

$$q_p = \frac{0.208 * A}{t_p} \quad (65)$$

Donde:

t_p : tiempo pico

t_c : tiempo de concentración

q_p : gasto pico

A : área de la cuenca

El tiempo de concentración que se empleó fue el obtenido del programa SIATL, el cual se encuentra el min, por lo que para aplicar la expresión 64 se realizó la conversión a horas:

$$t_c = 333.85 \text{ (min)} * \frac{1 \text{ (h)}}{60 \text{ (min)}} = 5.56 \text{ (h)}$$

Aplicando las fórmulas 64 y la 65, obtenemos que:

$$t_p = \sqrt{5.56} + 0.6(5.56) = 5.69 \text{ (h)}$$

$$q_p = \frac{0.208 * 702.35}{5.69} = 25.67 \left(\frac{m^3}{s} / mm \right)$$

Tabla 27. Cocientes adimensionales del HUSA del SCS

Cocientes adimensionales del HUS del SCS	
t/t_p	q/q_p
0.00	0.00
0.10	0.03
0.20	0.10
0.30	0.19
0.40	0.31
0.50	0.47
0.60	0.66
0.70	0.82
0.80	0.93
0.90	0.99
1.00	1.00
1.10	0.99
1.20	0.93
1.30	0.86
1.40	0.78
1.50	0.68
1.60	0.56
1.70	0.46
1.80	0.39
1.90	0.33
2.00	0.28
2.20	0.21
2.40	0.15
2.60	0.11
2.80	0.08
3.00	0.06
3.20	0.04
3.40	0.03
3.80	0.02
4.00	0.01
4.50	0.01
5.00	0.00

Tabla 28. Coordenadas del hidrograma unitario de la cuenca

Hidrograma Unitario	
t (h)	q (m³/s/mm)
0.00	0.00
0.57	0.77
1.14	2.57
1.71	4.88
2.28	7.96
2.85	12.06
3.41	16.94
3.98	21.05
4.55	23.87
5.12	25.41
5.69	25.67
6.26	25.41
6.83	23.87
7.40	22.08
7.97	20.02
8.54	17.46
9.10	14.38
9.67	11.81
10.24	10.01
10.81	8.47
11.38	7.19
12.52	5.31
13.66	3.77
14.79	2.75
15.93	1.98
17.07	1.41
18.21	1.03
19.35	0.74
21.62	0.39
22.76	0.28
25.61	0.13
28.45	0.00

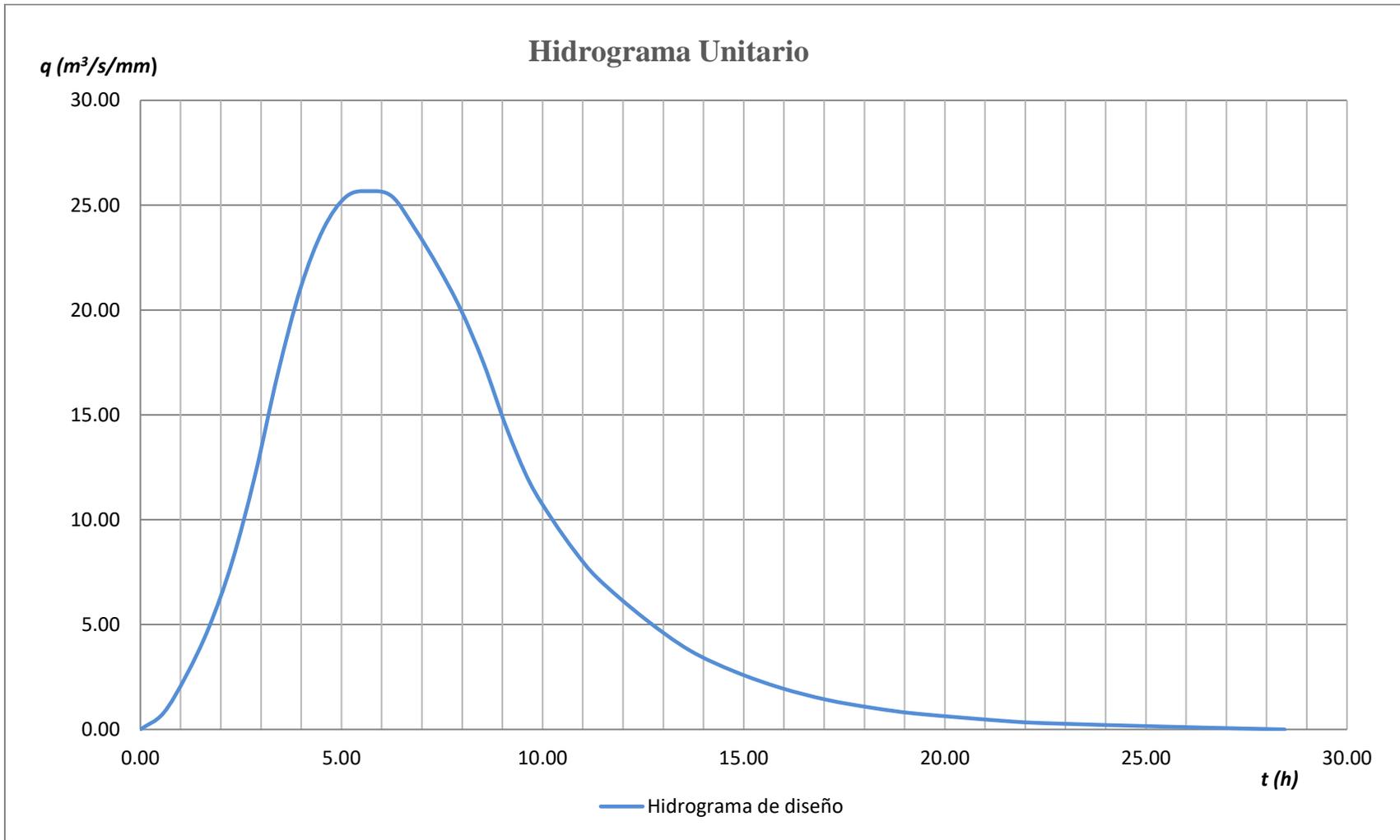


Figura 28. Hidrograma Unitario en la cuenca de estudio.

Una vez obtenido el hidrograma unitario en la cuenca, se procedió a obtener las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno, multiplicando los valores de la tabla 28 por cada uno de los valores de lluvia en exceso obtenidos en el capítulo anterior, que dando así las avenidas (tabla 29 a 36) y (figura 29 a 26).

Avenida de diseño para un periodo de retorno de 2 años

$$hp_{e2} = 84.10 \text{ (mm)}$$

Tabla 29. Coordenadas de la avenida de diseño para un periodo de retorno de dos años

Avenida de diseño para T=2	
t (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.57	64.77
1.14	215.88
1.71	410.18
2.28	669.24
2.85	1014.66
3.41	1424.84
3.98	1770.25
4.55	2007.73
5.12	2137.26
5.69	2158.85
6.26	2137.26
6.83	2007.73
7.40	1856.61
7.97	1683.90
8.54	1468.02
9.10	1208.95
9.67	993.07
10.24	841.95
10.81	712.42
11.38	604.48
12.52	446.88
13.66	317.35
14.79	231.00
15.93	166.23
17.07	118.74
18.21	86.35
19.35	62.61
21.62	32.38
22.76	23.75
25.61	10.79
28.45	0.00

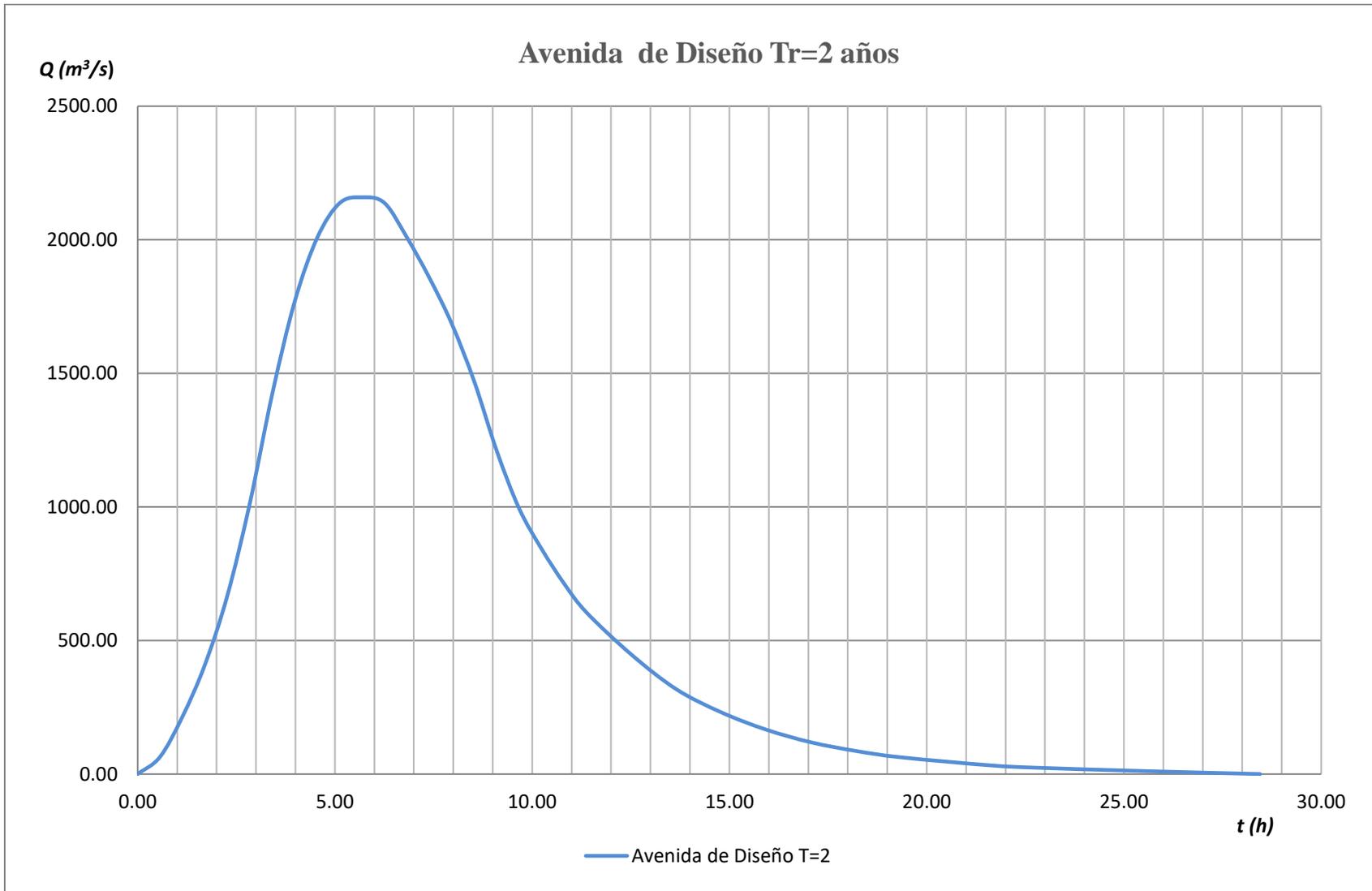


Figura 29. Avenida de diseño para un periodo de retorno de dos años

Avenida de diseño para un periodo de retorno de 5 años

$$hp_{e5} = 117.51 \text{ (mm)}$$

Tabla 30. Coordenadas de la avenida de diseño para un periodo de retorno de cinco años

Avenida de diseño para T=5	
t (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.57	90.49
1.14	301.65
1.71	573.13
2.28	935.11
2.85	1417.75
3.41	1990.88
3.98	2473.51
4.55	2805.33
5.12	2986.32
5.69	3016.48
6.26	2986.32
6.83	2805.33
7.40	2594.17
7.97	2352.86
8.54	2051.21
9.10	1689.23
9.67	1387.58
10.24	1176.43
10.81	995.44
11.38	844.61
12.52	624.41
13.66	443.42
14.79	322.76
15.93	232.27
17.07	165.91
18.21	120.66
19.35	87.48
21.62	45.25
22.76	33.18
25.61	15.08
28.45	0.00

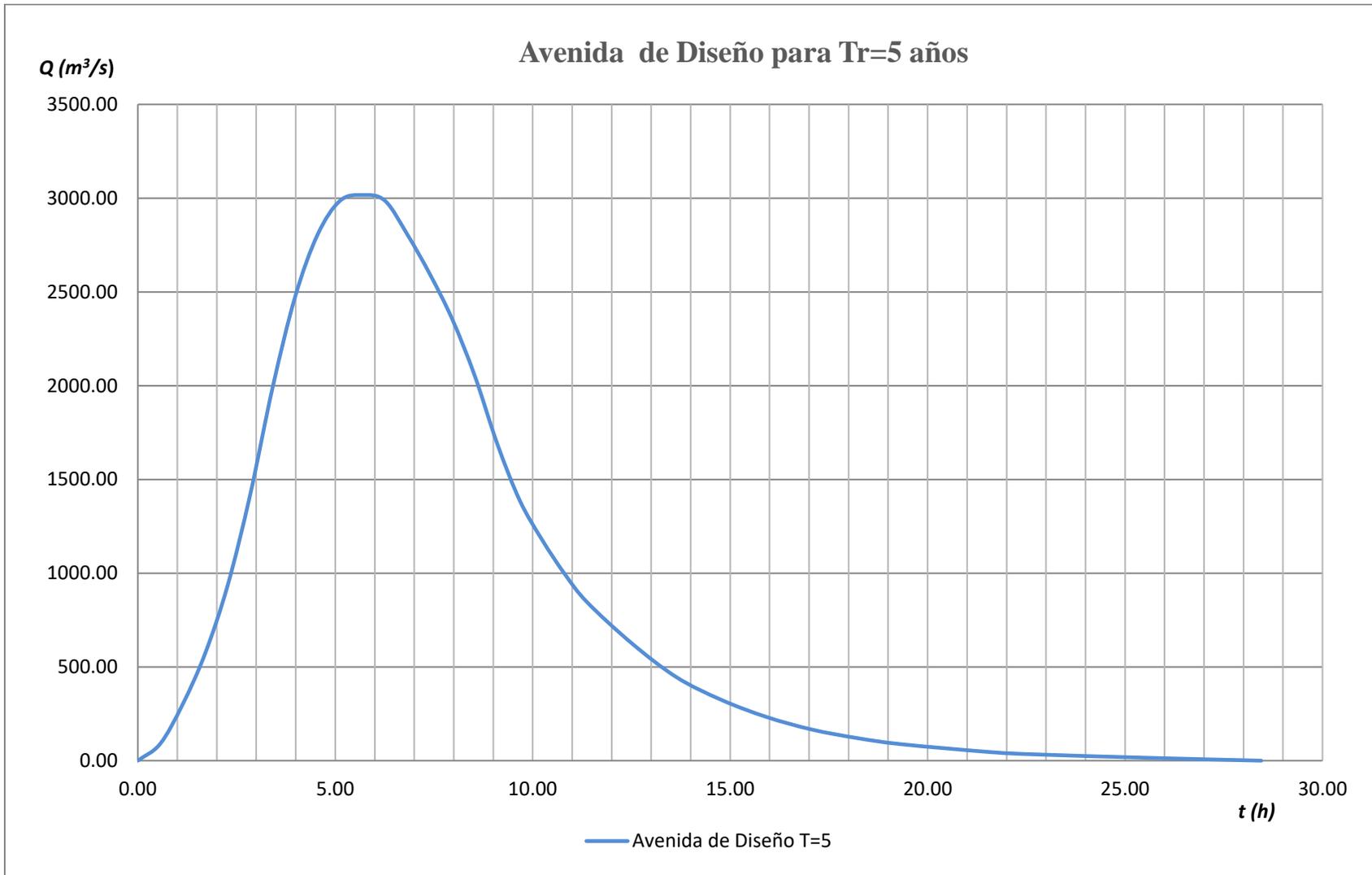


Figura 30. Avenida de diseño para un periodo de retorno de cinco años

Avenida de diseño para un periodo de retorno de 10 años

$$h_{pe10} = 139.61 \text{ (mm)}$$

Tabla 31. Coordenadas de la avenida de diseño para un periodo de retorno de diez años

Avenida de diseño para T=10	
t (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.57	107.51
1.14	358.38
1.71	680.92
2.28	1110.97
2.85	1684.38
3.41	2365.30
3.98	2938.71
4.55	3332.92
5.12	3547.95
5.69	3583.79
6.26	3547.95
6.83	3332.92
7.40	3082.06
7.97	2795.36
8.54	2436.98
9.10	2006.92
9.67	1648.54
10.24	1397.68
10.81	1182.65
11.38	1003.46
12.52	741.84
13.66	526.82
14.79	383.47
15.93	275.95
17.07	197.11
18.21	143.35
19.35	103.93
21.62	53.76
22.76	39.42
25.61	17.92
28.45	0.00

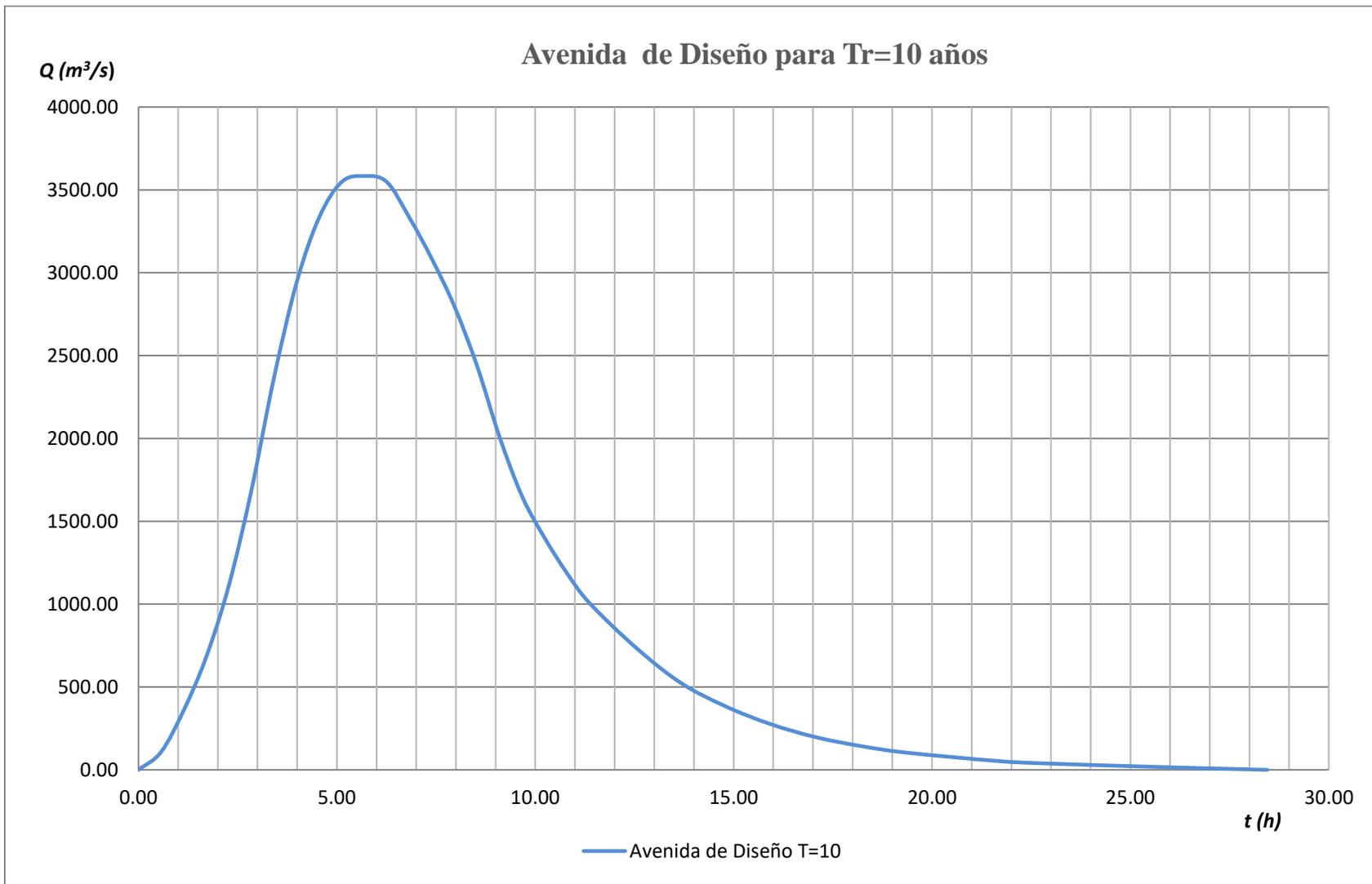


Figura 31. Avenida de diseño para un periodo de retorno de diez años

Avenida de diseño para un periodo de retorno de 20 años

$$hp_{e20} = 160.82 \text{ (mm)}$$

Tabla 32. Coordenadas de la avenida de diseño para un periodo de retorno de veinte años

Avenida de diseño para T=20	
t (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.57	123.85
1.14	412.82
1.71	784.37
2.28	1279.76
2.85	1940.28
3.41	2724.64
3.98	3385.16
4.55	3839.27
5.12	4086.97
5.69	4128.25
6.26	4086.97
6.83	3839.27
7.40	3550.29
7.97	3220.03
8.54	2807.21
9.10	2311.82
9.67	1898.99
10.24	1610.02
10.81	1362.32
11.38	1155.91
12.52	854.55
13.66	606.85
14.79	441.72
15.93	317.88
17.07	227.05
18.21	165.13
19.35	119.72
21.62	61.92
22.76	45.41
25.61	20.64
28.45	0.00

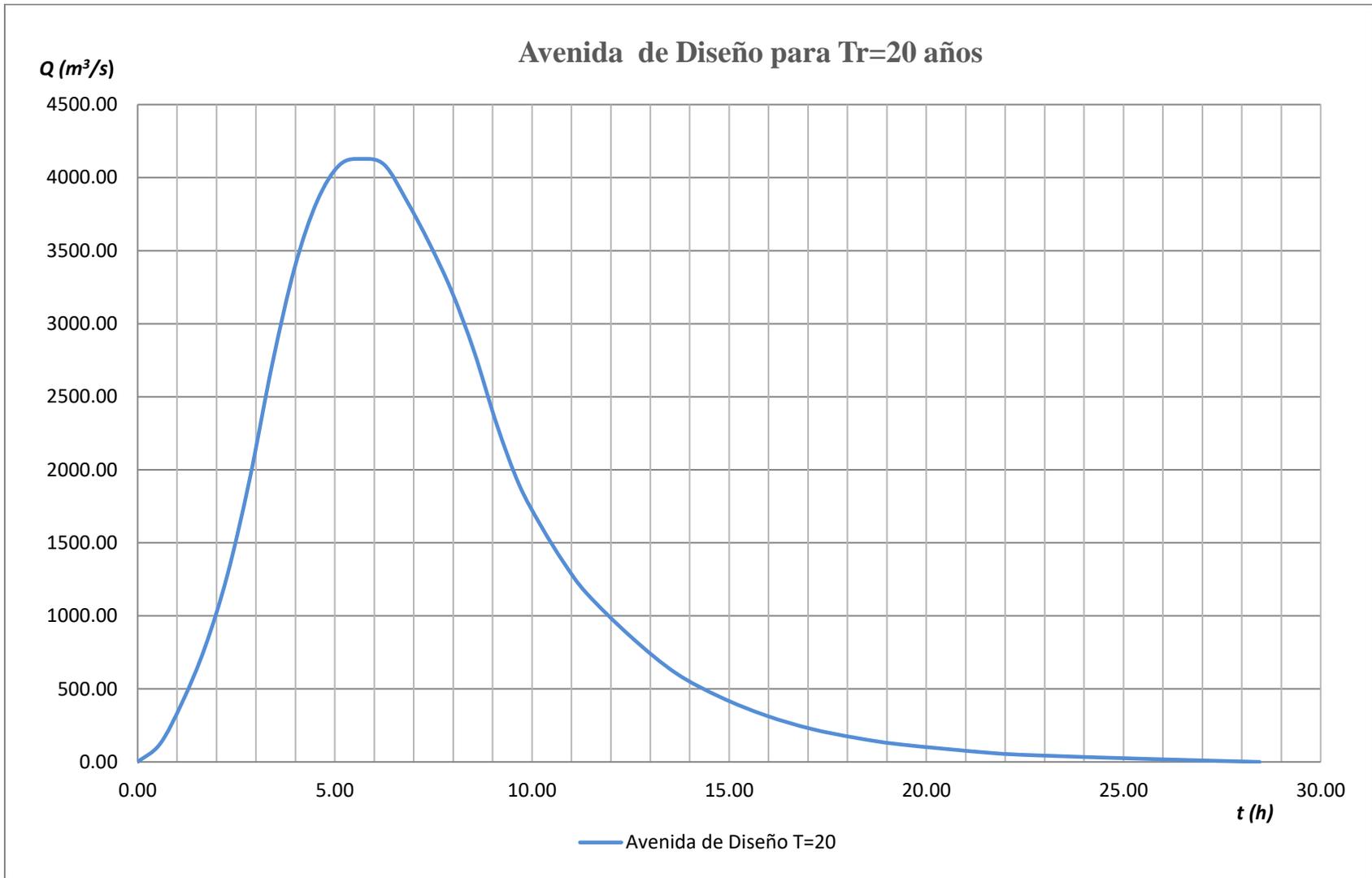


Figura 32. Avenida de diseño para un periodo de retorno de veinte años

Avenida de diseño para un periodo de retorno de 50 años

$$h_{p_{e50}} = 188.27 \text{ (mm)}$$

Tabla 33. Coordenadas de la avenida de diseño para un periodo de retorno de cincuenta años

Avenida de diseño para T=50	
t (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.57	144.99
1.14	483.29
1.71	918.25
2.28	1498.20
2.85	2271.46
3.41	3189.71
3.98	3962.97
4.55	4494.59
5.12	4784.56
5.69	4832.89
6.26	4784.56
6.83	4494.59
7.40	4156.29
7.97	3769.65
8.54	3286.37
9.10	2706.42
9.67	2223.13
10.24	1884.83
10.81	1594.85
11.38	1353.21
12.52	1000.41
13.66	710.43
14.79	517.12
15.93	372.13
17.07	265.81
18.21	193.32
19.35	140.15
21.62	72.49
22.76	53.16
25.61	24.16
28.45	0.00

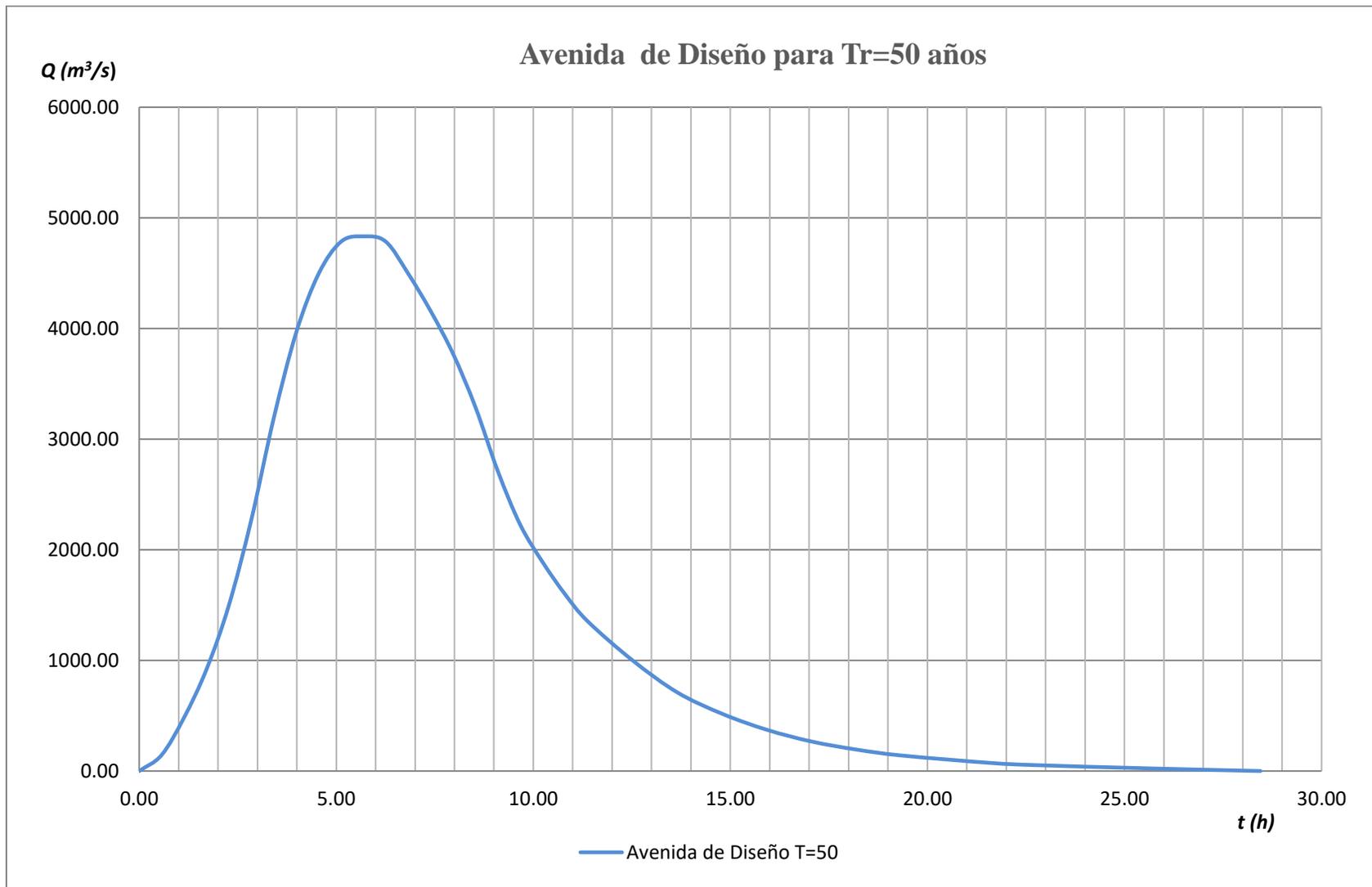


Figura 33. Avenida de diseño para un periodo de retorno de cincuenta años

Avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años

$$hp_{e100} = 208.84 \text{ (mm)}$$

Tabla 34. Coordenadas de la avenida de diseño para un periodo de retorno de cien años

Avenida de diseño para T=100	
t (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.57	160.83
1.14	536.09
1.71	1018.58
2.28	1661.89
2.85	2519.63
3.41	3538.21
3.98	4395.96
4.55	4985.66
5.12	5307.31
5.69	5360.92
6.26	5307.31
6.83	4985.66
7.40	4610.39
7.97	4181.52
8.54	3645.43
9.10	3002.12
9.67	2466.02
10.24	2090.76
10.81	1769.10
11.38	1501.06
12.52	1109.71
13.66	788.06
14.79	573.62
15.93	412.79
17.07	294.85
18.21	214.44
19.35	155.47
21.62	80.41
22.76	58.97
25.61	26.80
28.45	0.00

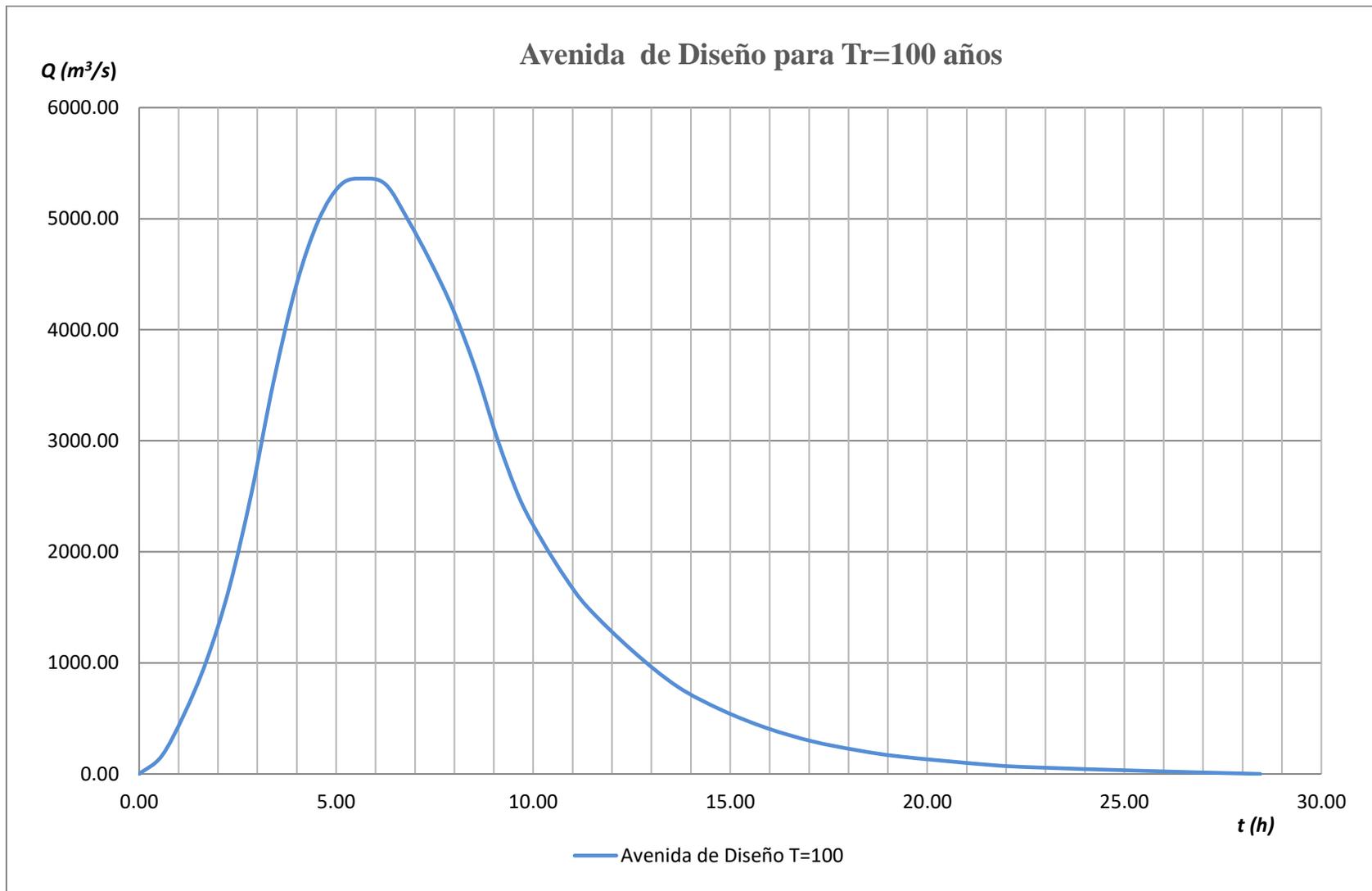


Figura 34. Avenida de diseño para un periodo de retorno de cien años

Avenida de diseño para un periodo de retorno de 500 años

$$h_{p_{e500}} = 256.37 \text{ (mm)}$$

Tabla 35. Coordenadas de la avenida de diseño para un periodo de retorno de quinientos años

Avenida de diseño para T=500	
t (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.57	197.43
1.14	658.10
1.71	1250.39
2.28	2040.12
2.85	3093.08
3.41	4343.47
3.98	5396.43
4.55	6120.35
5.12	6515.21
5.69	6581.02
6.26	6515.21
6.83	6120.35
7.40	5659.68
7.97	5133.19
8.54	4475.09
9.10	3685.37
9.67	3027.27
10.24	2566.60
10.81	2171.74
11.38	1842.69
12.52	1362.27
13.66	967.41
14.79	704.17
15.93	506.74
17.07	361.96
18.21	263.24
19.35	190.85
21.62	98.72
22.76	72.39
25.61	32.91
28.45	0.00



Figura 35. Avenida de diseño para un periodo de retorno de quinientos años

Avenida de diseño para un periodo de retorno de 1000 años

$$hp_{e1000} = 276.81 \text{ (mm)}$$

Tabla 36. Coordenadas de la avenida de diseño para un periodo de retorno de mil años

Avenida de diseño para T=1000	
t (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.57	213.17
1.14	710.57
1.71	1350.09
2.28	2202.77
2.85	3339.68
3.41	4689.77
3.98	5826.68
4.55	6608.31
5.12	7034.66
5.69	7105.71
6.26	7034.66
6.83	6608.31
7.40	6110.91
7.97	5542.46
8.54	4831.88
9.10	3979.20
9.67	3268.63
10.24	2771.23
10.81	2344.89
11.38	1989.60
12.52	1470.88
13.66	1044.54
14.79	760.31
15.93	547.14
17.07	390.81
18.21	284.23
19.35	206.07
21.62	106.59
22.76	78.16
25.61	35.53
28.45	0.00

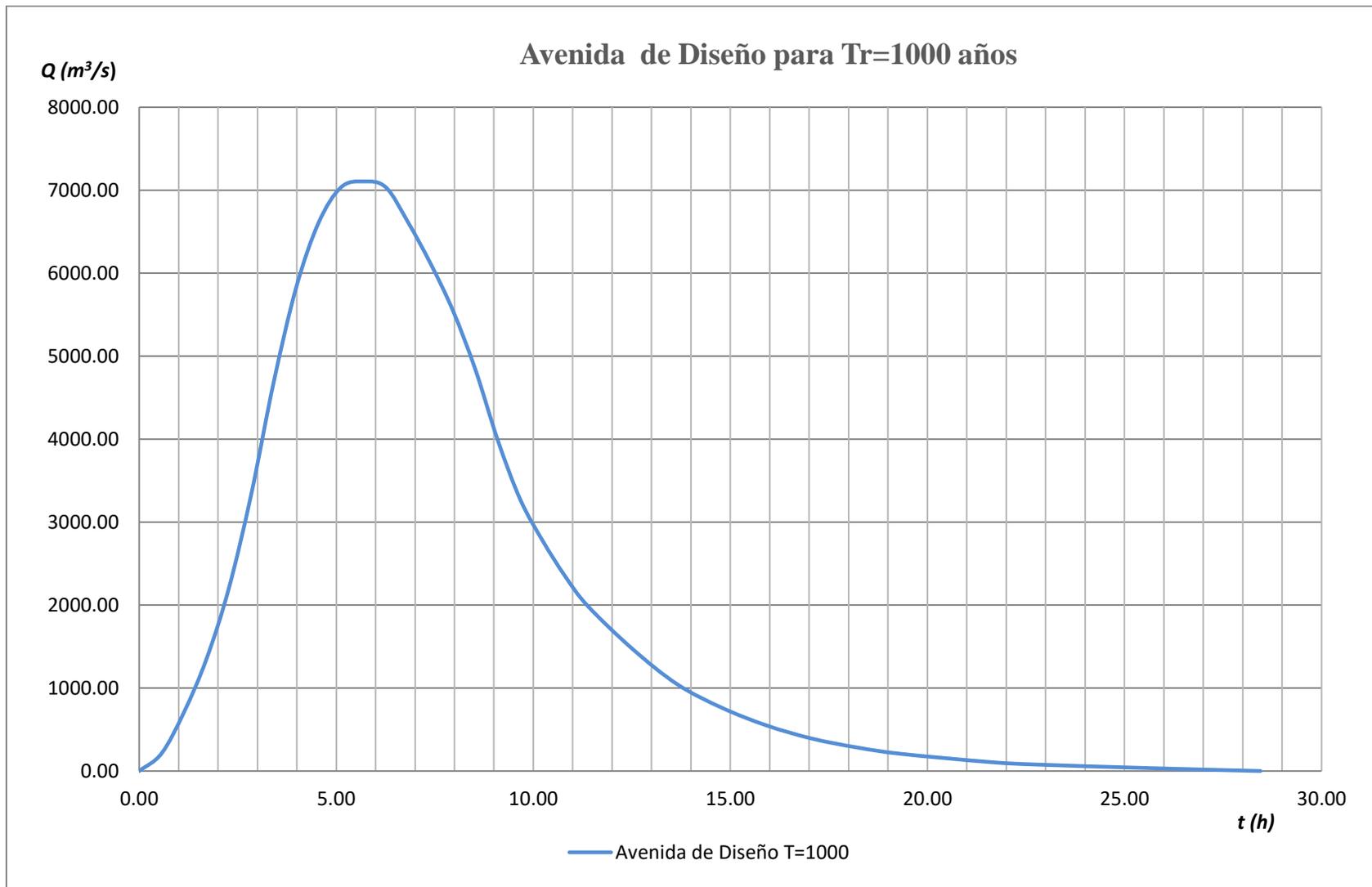


Figura 36. Avenida de diseño para un periodo de retorno de mil años

Finalmente, en la figura 37 se presenta el abanico de avenidas de diseño obtenidas para los diferentes periodos de retorno.

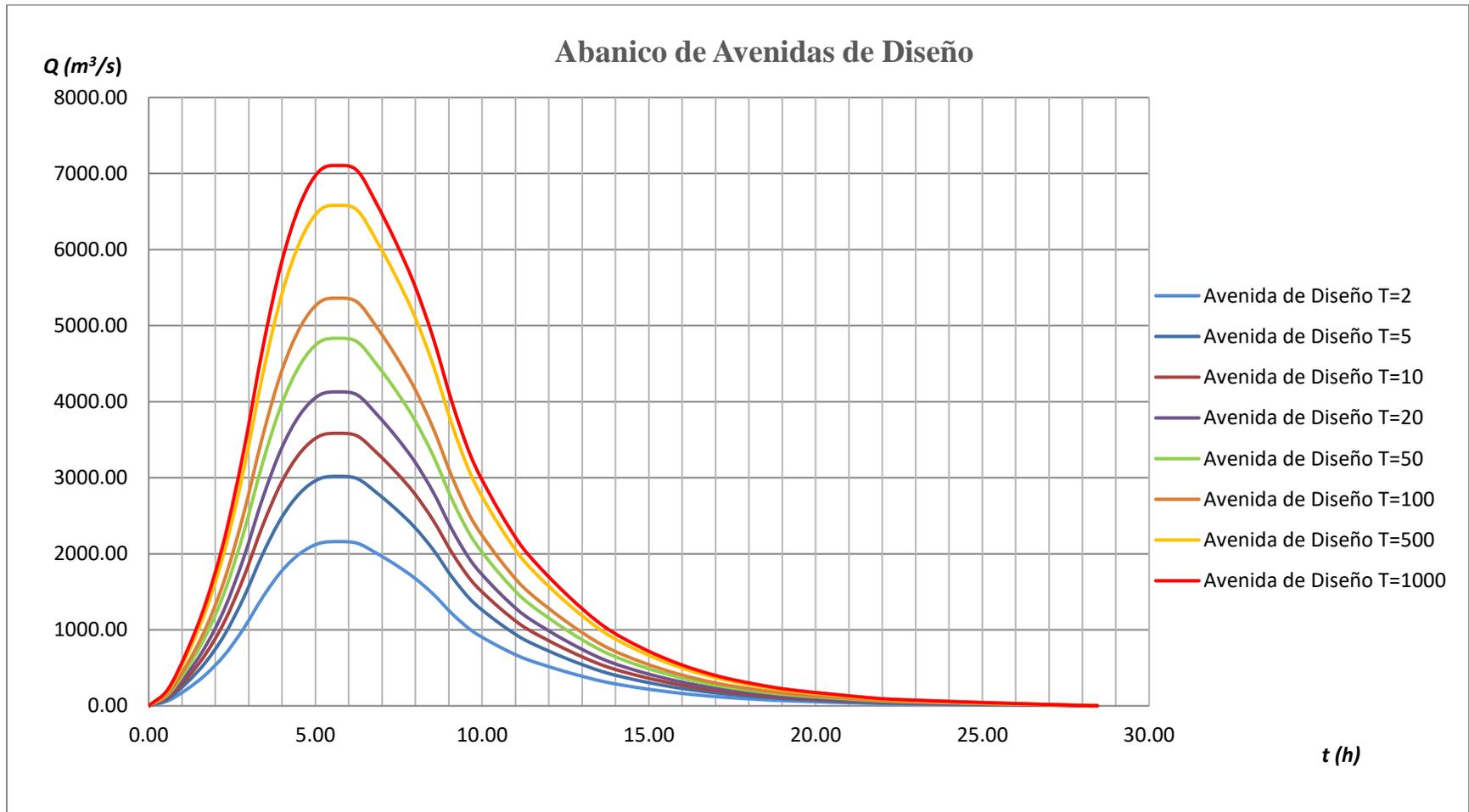


Figura 37. Abanicó de Avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno

VII. Conclusiones

En el presente trabajo se logró analizar una cuenca rural de aproximadamente 700 km², que con base en la clasificación que da CONAGUA, manejamos una cuenca Intermedio a Grande, la cual está ubicada sobre el río San Pedro en el municipio de Santa Cruz Zenzontepec en el estado de Oaxaca.

El análisis hidrológico que se realizó en esta tesis tuvo por objetivo estimar las avenidas de diseño empleando el método del hidrograma Unitario Sintético Adimensional del SCS, el cual nos proporciona avenidas de forma curvilínea con gran información para el diseño, planeación y operación de las obras hidráulicas.

Los periodos de retorno empleados para el cálculo de las avenidas fueron de 5 a 10 años para avenidas máximas ordinarias, de 100 años para avenidas máximas extraordinarias, de 500 años para avenidas excepcionales y de 1000 años para avenidas catastróficas, (estos periodos de retorno fueron tomados de la clasificación que da CONAGUA para avenidas de diseño). La obtención de esta variedad de avenidas nos permitió ver la magnitud de los gastos pico y comprender que entre más grande sea el periodo de retorno más grande es la magnitud de la avenida y las dimensiones de la obra hidráulica.

Así también, las avenidas que se determinaron en este trabajo se utilizan para el diseño de las siguientes obras hidráulicas:

- La avenida con un periodo de retorno de 2 años se emplea para el diseño de drenaje lateral de los pavimentos, drenajes urbanos y bordos de bajo costo.
- La avenida con un periodo de retorno de 5 años se emplea para el diseño de drenaje lateral de los pavimentos, drenajes urbanos y bordos de costo moderado.
- La avenida con un periodo de retorno de 10 años se emplea para el diseño de drenajes urbanos, bordos y alcantarillas de costo alto.
- La avenida con un periodo de retorno de 20 años se emplea para el diseño de bordos y alcantarillados sobre carreteras.
- La avenida con un periodo de retorno de 50 años se emplea para el diseño de bordos, puente sobre carretera importante y presa categoría A para vertedor.
- La avenida con un periodo de retorno de 100 años se emplea para el diseño de puente sobre carretera importante y presa categoría C para vertedor.
- La avenida con un periodo de retorno de 500 años se emplea para el diseño de presa categoría C para bordo libre.
- La avenida con un periodo de retorno de 1000 años se emplea para un tipo de avenida catastrófica.

Para la obtención de las avenidas fue necesario determinar la lluvia en exceso, la cual está en función de las lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno, que para este

trabajo fueron obtenidas mediante un análisis de frecuencias que utilizó 7 distribuciones de probabilidad desde la Normal hasta Log Pearson III, permitiendo que el análisis fuera más preciso y completo en comparación de cuando se hace con una sola distribución. El haber realizado un análisis de frecuencias de esta magnitud el cual incluyó la prueba de Anderson para verificar la aleatoriedad de la serie de lluvias, me permitió como alumna robustecer mis conocimientos de Hidrología y aprender de mejor manera a realizar un estudio hidrológico.

Por otro lado, el uso de la plataforma SIATL para delimitar la cuenca y obtener las características fisiográficas fue de gran ayuda ya que da muy buenas aproximaciones de los valores de las características, por ejemplo, se hizo una correcta estimación del coeficiente de escurrimiento con los porcentajes de área que proporcionó SIATL y con ello se pudo determinar las lluvias en exceso que es una de las variables hidrológicas más importantes en la obtención de avenidas.

Por lo anterior, el objetivo de este trabajo se cumplió, o sea, se pusieron en práctica conocimientos de hidrología diferentes a los vistos en la universidad, así como, los aprendidos en la carrera que me permitieron desarrollar un correcto estudio hidrológico para la obtención de avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno.

Bibliografía

- Comisión Nacional Del Agua. (2018) Atlas Del Agua En México, http://sina.conagua.gob.mx/publicaciones/AAM_2018.pdf
- Sotelo A. G. Hidráulica General Vol. 1, Ed. Limusa. México 1990.
- Aparicio M. F. J. Fundamentos de Hidrología de Superficie, Ed. Limusa. México, 2008.
- Springal G. R., Hidrología de Superficial, Instituto de Ingeniería. UNAM, 1970.
- Chow, V. T. Hidrología aplicada, Ed. McGraw Hill. México, 1994.
- Escalante Sandoval C.A., Reyes Chávez L. 2002 Técnicas Estadísticas en Hidrología. Facultad de Ingeniería UNAM.
- Martínez M.S.I. (2000). Introducción a la Hidrología Superficial. Textos universitarios, UAA, México
- Fuentes M. O. y Franco V. (1999). Estudio Hidrológico para Obras de Protección Manual. Series del Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- Campos A. D. F (1998). Procesos del Ciclo Hidrológico. Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Facultad de Ingeniería. San Luis Potosí, México.
- Campos A. D. F (2010). Introducción a la Hidrología Urbana. Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Facultad de Ingeniería. San Luis Potosí, México
- SARH (1982). Manual para la estimación de avenidas máximas en Cuencas y Presas pequeñas. Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el desarrollo rural, México.