

---

---

# Vulnerabilidad de estructuras de puentes en zonas de gran influencia de ciclones tropicales.

## Informe de estudios Hidrológico Puente Azteca

**Elaborado por:**  
Instituto de Ingeniería  
UNAM

## Control documental

### Información del documento

	Información
<i>Numero de documento</i>	<i>Hidro-Azteca</i>
<i>Elaboro</i>	<i>Ing. David Flores Vidriales</i>
<i>Fecha de Expedición</i>	<i>26//06/2017</i>
<i>Fecha de Última Edición</i>	<i>28/08/2017</i>
<i>Nombre del archivo</i>	<i>Hidro-Azteca</i>

### Historia del documento

Versión	Fecha	Cambios
<i>1.0</i>	<i>26/06/2017</i>	<i>Propuesta para comentarios</i>
<i>1.1</i>	<i>28/08/2017</i>	<i>Correcciones menores</i>

## Contenido

Informe general.....	3
Objetivo.....	3
1.- Generalidades.....	3
2.- Estudio Hidrológico .....	4
Observaciones.....	4
3.- Estudio Hidráulico .....	5
4.- Conclusiones y recomendaciones.....	5
Memoria de cálculo.....	6
1.- Recopilación de información .....	6
2.- Desarrollo.....	7
3.- Gastos calculados.....	8
Descripción del método de Ven Te Chow .....	8
Método racional .....	13
Método del Hidrograma Unitario Triangular .....	19
4.- Resumen de resultados .....	23
5.- Simbología.....	23
7.- Isoyetas para método racional .....	24
8.- Croquis de localización .....	26
9.- Perfiles.....	28
8.- Método de TAYLOR - SCHWARZ.....	29

# 1

## Informe general

---

### Objetivo

El objetivo del estudio es obtener el gasto de diseño asociado a un periodo de retorno 100, 500 y 1,000 años, hasta el sitio donde se localiza el cruce, mediante la aplicación de métodos hidrológicos apropiados a las características de la cuenca.

### 1.- Generalidades

La corriente nace a 28.6 km del sitio de cruce y desemboca a 20.0 km, en el océano “Pacífico”; dicha descarga no provoca influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de 249.0 km<sup>2</sup> y pertenece a la Región Hidrológica No. 23 Costa de Chiapas según clasificación de la extinta SARH. Ver croquis de localización. En la zona del cruce, la vegetación se puede clasificar como pastizales y huertas y el terreno es de lomerío suave a sensiblemente plano.

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

El período de lluvias en la región comprende los meses de junio a septiembre.

La precipitación media anual es de 1,500 milímetros.

## 2.- Estudio Hidrológico

---

Para el cálculo probabilístico del gasto se compararon tres métodos de entre los cuales se adoptaron los resultados obtenidos con el método de Ven Te Chow, a continuación, se enlistan los métodos utilizados:

1. Método racional
2. Ven Te Chow
3. Hidrograma Triangular Unitario

Para el cálculo del gasto máximo se utilizaron las cartas topográficas del INEGI, E15C77 Tierra y Libertad y E15C87 Tonalá, escala 1: 50,000 para la delimitación de la cuenca de aportación y la obtención de la pendiente del cauce principal. Las características de la lluvia en la zona de estudio, se obtuvieron de los planos de Isoyetas de Intensidad de Lluvia – Duración – Periodo de retorno del estado de Chiapas, publicadas por la SCT. Cabe señalar que para la obtención de información para los periodos de retorno de 500 y 1000 años, se efectuó una extrapolación a partir de los datos contenidos en los planos de Isoyetas.

Se obtuvo un caudal máximo hasta el cruce, de 1,086.4 m<sup>3</sup>/s, asociado al período de retorno de 100 años.

Adicionalmente se determinaron los gastos para períodos de retorno de 500 y 1000 años, mismos que resultaron de 1,494.7 y 1,686.7 m<sup>3</sup>/s, respectivamente.

### Observaciones

El gasto obtenido se considera confiable, ya que la información de lluvia utilizada se obtuvo de las Isoyetas SCT y de acuerdo con los planos referidos, en la zona se cuenta con pluviógrafos suficientes que representan el comportamiento de la lluvia en la región. La estación Arriaga se localiza en la periferia de la cuenca en estudio.

### 3.- Estudio Hidráulico

---

Para realizar el estudio hidráulico se utilizaron tres secciones las cuales fueron levantadas en campo con las siguientes ubicaciones:

1. Sección hidráulica número 1 ubicada a 24.47 m aguas arriba del cruce, al realizar el cálculo hidráulico se obtuvo un caudal de  $Q=1,102.71 \text{ m}^3/\text{s}$ , con un nivel de aguas máximas extraordinarias de 94.655 m, referenciados al banco de nivel utilizado para el levantamiento en campo, asociado a una velocidad de  $V= 3.01 \text{ m/s}$ .
2. Sección hidráulica número 2 localizada en el cruce, se obtuvo un gasto de  $Q= 1,103 \text{ m}^3/\text{s}$ , asociado a una velocidad de  $V= 2.93 \text{ m/s}$ . con un nivel de aguas máximas extraordinarias de 94.575 m.
3. Sección hidráulica número 3 ubicada a 15.53 m aguas abajo del cruce se obtuvo un gasto de  $Q= 1212.25 \text{ m}^3/\text{s}$ , asociado a una velocidad de  $V= 3.13 \text{ m/s}$ .

### 4.- Conclusiones y recomendaciones

---

De acuerdo con los resultados obtenidos se recomienda adoptar un gasto de diseño obtenido del promedio de las tres secciones de  $Q= 1,139.32 \text{ m}^3/\text{s}$ , asociado a una velocidad de  $V= 3.00 \text{ m/s}$ . El nivel de aguas de diseño es de 95.99 m, asociado a un periodo de retorno de 100 años, este gasto es sensiblemente igual al obtenido con el estudio hidrológico es decir es el tránsito de este gasto.



## Memoria de cálculo

---

### 1.- Recopilación de información

Para realizar el estudio hidrológico se consultó la siguiente información:

Localización y ubicación del cruce:

1. Cartas topográficas del INEGI, E15C77 Tierra y Libertad y E15C87 Tonalá, escala 1: 50,000, editadas por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, INEGI.
2. Atlas de comunicaciones y transportes, del estado de Chiapas, editado por la Coordinación General de Planeación, de la SCT.
3. Planos de Isoyetas de Intensidad de lluvia Duración – Periodo de retorno, versión 2000, editadas por la SCT, del estado de Chiapas.

## 2.- Desarrollo

---

Con la información obtenida durante la visita de campo efectuada previamente a la realización del estudio, se localizó el cruce en las cartas topográficas E15C77 Tierra y Libertad y E15C87 Tonalá, escala 1: 50,000 y en el plano de la región hidrológica correspondiente.

Debido a que se observó que la cuenca de aportación hasta el cruce es chica, se optó por la aplicación de métodos semi-empíricos para la obtención de gasto hidrológico. Es importante mencionar que tanto para la corriente en estudio, como para corrientes vecinas de características similares a la cuenca en estudio no existen estaciones hidrométricas.

Se delimitó la cuenca de aportación hasta el cruce en la carta topográfica y se obtuvo su área mediante auxilio de herramientas computacionales. La longitud del cauce se obtuvo directamente de la carta topográfica sobre el cauce más alejado y en base a las curvas de nivel que cruza se obtuvo información para calcular su pendiente aplicando el método de Taylor Schwars.

De información de campo y cartográfica se determinó el coeficiente de escurrimiento de la cuenca y posteriormente, para determinar el gasto se aplicaron los métodos Racional, Ven Te Chow e Hidrograma Unitario Triangular, empleando para ello información de intensidad de lluvia de las Isoyetas y los datos fisiográficos previamente calculados.

### 3.- Gastos calculados

El método de Ven Te Chow fue deducido basándose en el concepto de hidrogramas unitarios e hidrogramas unitarios sintéticos.

#### Descripción del método de Ven Te Chow

Este método permite conocer el gasto máximo para un determinado periodo de retorno, es aplicable a cuencas no urbanas con áreas menores a 250 Km<sup>2</sup>, El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. De acuerdo al tipo y uso del suelo se calcula el número de escurrimiento N ayudados con las tablas presentadas a continuación:

TIPO A	(Eskurrimiento mínimo). Incluye grava y arena de tamaño medio, limpias y mezcla de ambas
TIPO B	Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.
TIPO C	Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla
TIPO D	(Eskurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

#### MANUAL

M-PRY-CAR-1-06-004/00

**TABLA 3.- Selección del número de escurrimiento  $\eta$**

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques sembrados y cultivados	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	De superficie dura	72	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso o alta transpiración	26	52	62	69
Descanso (sin cultivo)	Muy espeso o alta transpiración	15	44	54	61
	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potreo (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

2. Se escoge una cierta duración de lluvia  $d$  (en horas) arbitraria.
3. De las Isoyetas de Intensidad de Lluvia – Duración – Frecuencia, con el valor de  $d$  y el período de retorno elegido, se obtiene la intensidad de lluvia para la tormenta. La precipitación  $P$  (en centímetros) asociada a esta intensidad se obtiene multiplicando dicha intensidad por la duración elegida.
4. Con el valor de  $N$  y el valor de  $P$ , se determina la lluvia en exceso  $P_e$  (en cm/h) empleando la ecuación:

$$P_e = \frac{\left[ P - \frac{508}{N} + 5,08 \right]^2}{P + \frac{2,032}{N} - 20,32}$$

5. Con el valor de  $P_e$  y el valor de  $d$ , se calcula  $X$  aplicando la ecuación:

$$X = \frac{P_e}{d}$$

6. Con la longitud del cauce (en metros) y pendiente del mismo (en %), se calcula el valor de  $t_p$  (en horas)

$$t_p = 0,00505 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,64}$$

7. Se calcula la relación  $d/t_p$  a fin de determinar el valor de  $Z$ :

Para  $d/t_p$  entre 0.05 y 0.4  $Z = 0.73 \left( \frac{d}{t_p} \right)^{0.97}$

Para  $0.4 \leq d/t_p \leq 2$   $Z = 1.89 \left( \frac{d}{t_p} \right)^{0.23} - 1.23$

Para  $d/t_p > 2$   $Z = 1$

8. Luego se calcula el valor  $Q_m$  mediante la siguiente expresión:

$$Q_m = \frac{2.78(A \cdot Z \cdot P_c)}{d} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

### MÉTODO : VEN TE CHOW

#### DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO

Area cuenca	249.000	<i>CRUCE :</i>	<i>SIN NOMBRE 2</i>
Long. cauce	28600.000	<i>CAMINO:</i>	<i>TAPANATEPEC - TAPACHULA</i>
Pendiente	1.160	<i>TRAMO:</i>	<i>TAPANATEPEC - ARRIAGA</i>
No. Escurrimiento	60.9	<i>KM :</i>	<i>33+340</i>

d (hrs)	i (cm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	X	TP	d/TP	Z	Q (m <sup>3</sup> /s)
0.08	42.30	3.51	0.0194	0.2342	3.4256	0.0242	0.0208	3.38
0.17	32.10	5.46	0.3589	2.1109	3.4256	0.0496	0.0401	58.63
0.33	21.50	7.10	0.9003	2.7281	3.4256	0.0963	0.0756	142.74
0.50	17.90	8.95	1.7219	3.4438	3.4256	0.1460	0.1133	270.01
0.60	16.80	10.08	2.3081	3.8468	3.4256	0.1752	0.1354	360.62
0.80	14.60	11.68	3.2273	4.0342	3.4256	0.2335	0.1798	501.97
1.00	12.40	12.40	3.6703	3.6703	3.4256	0.2919	0.2241	569.31
1.20	11.40	13.68	4.4964	3.7470	3.4256	0.3503	0.2684	696.17
1.40	10.40	14.56	5.0898	3.6356	3.4256	0.4087	0.3127	787.03
1.60	9.40	15.04	5.4214	3.3884	3.4256	0.4671	0.3571	837.48
1.80	8.40	15.12	5.4772	3.0429	3.4256	0.5255	0.3971	836.33
2.00	7.40	14.80	5.2549	2.6275	3.4256	0.5838	0.4315	784.73
2.25	7.11	16.00	6.1022	2.7121	3.4256	0.6568	0.4745	890.74
2.50	6.83	17.06	6.8727	2.7491	3.4256	0.7298	0.5175	984.73
2.75	6.54	17.98	7.5552	2.7474	3.4256	0.8028	0.5605	1,065.90
3.00	6.25	18.75	8.1414	2.7138	3.4256	0.8758	0.6035	1,133.67
3.50	5.68	19.86	9.0022	2.5721	3.4256	1.0217	0.6837	1,217.31
4.00	5.10	20.40	9.4243	2.3561	3.4256	1.1677	0.7309	1,192.05

Para  $Tr = 100$  años  $Q(\text{m}^3/\text{s}) = \underline{\underline{1,217.3}}$

#### CALCULO DE N

TIPO	A (%)	N
Bosque natural Normal, suelo B, N= 60.00	0.65	39.00
Pastizal Normal, suelo B, N= 69.00	0.35	24.15
	1.00	63.15

## MÉTODO : VEN TE CHOW

### DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO

Area cuenca	249.000	<b>CRUCE :</b>	<b>SIN NOMBRE 2</b>
Long. cauce	28600.000	<b>CAMINO:</b>	<b>TAPANATEPEC - TAPACHULA</b>
Pendiente	1.160	<b>TRAMO:</b>	<b>TAPANATEPEC - ARRIAGA</b>
No. Escurrimient	60.9	<b>KM :</b>	<b>33+340</b>

d (hrs)	i (cm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	X	TP	d/TP	Z	Q (m <sup>3</sup> /s)
0.08	53.30	4.42	0.1308	1.5764	3.4256	0.0242	0.0208	22.75
0.17	40.20	6.83	0.8011	4.7126	3.4256	0.0496	0.0401	130.90
0.33	26.50	8.75	1.6220	4.9150	3.4256	0.0963	0.0756	257.17
0.50	22.00	11.00	2.8250	5.6500	3.4256	0.1460	0.1133	442.98
0.60	20.66	12.40	3.6678	6.1130	3.4256	0.1752	0.1354	573.07
0.80	17.98	14.38	4.9696	6.2120	3.4256	0.2335	0.1798	772.95
1.00	15.30	15.30	5.6032	5.6032	3.4256	0.2919	0.2241	869.13
1.20	14.04	16.85	6.7150	5.5958	3.4256	0.3503	0.2684	1,039.68
1.40	12.78	17.89	7.4904	5.3503	3.4256	0.4087	0.3127	1,158.23
1.60	11.52	18.43	7.8988	4.9367	3.4256	0.4671	0.3571	1,220.18
1.80	10.26	18.47	7.9262	4.4034	3.4256	0.5255	0.3971	1,210.27
2.00	9.00	18.00	7.5717	3.7859	3.4256	0.5838	0.4315	1,130.70
2.25	8.68	19.52	8.7343	3.8819	3.4256	0.6568	0.4745	1,274.95
2.50	8.35	20.88	9.8004	3.9202	3.4256	0.7298	0.5175	1,404.22
2.75	8.03	22.07	10.7580	3.9120	3.4256	0.8028	0.5605	1,517.76
3.00	7.70	23.10	11.5983	3.8661	3.4256	0.8758	0.6035	1,615.03
3.50	7.05	24.68	12.9023	3.6864	3.4256	1.0217	0.6837	1,744.71
4.00	6.40	25.60	13.6788	3.4197	3.4256	1.1677	0.7309	1,730.20

Para Tr = 500 años      Q(máx) =      1,744.7 m<sup>3</sup>/s

#### CALCULO DE N

TIPO	A (%)	N
Bosque natural Normal, suelo B, N= 60.00	0.65	39.00
Pastizal Normal, suelo B, N= 69.00	0.35	24.15
	1.00	63.15

## MÉTODO : VEN TE CHOW

### DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO

Area cuenca	249.000	<b>CRUCE :</b>	<b>SIN NOMBRE 2</b>
Long. cauce	28600.000	<b>CAMINO:</b>	<b>TAPANATEPEC - TAPACHULA</b>
Pendiente	1.160	<b>TRAMO:</b>	<b>TAPANATEPEC - ARRIAGA</b>
No. Escurrimient	60.9	<b>KM :</b>	<b>33+340</b>

d (hrs)	i (cm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	X	TP	d/TP	Z	Q (m <sup>3</sup> /s)
0.08	58.10	4.82	0.2070	2.4935	3.4256	0.0242	0.0208	35.98
0.17	43.70	7.43	1.0335	6.0796	3.4256	0.0496	0.0401	168.87
0.33	28.60	9.44	1.9680	5.9635	3.4256	0.0963	0.0756	312.03
0.50	23.70	11.85	3.3304	6.6608	3.4256	0.1460	0.1133	522.24
0.60	22.26	13.36	4.2829	7.1382	3.4256	0.1752	0.1354	669.18
0.80	19.38	15.50	5.7469	7.1836	3.4256	0.2335	0.1798	893.85
1.00	16.50	16.50	6.4609	6.4609	3.4256	0.2919	0.2241	1,002.17
1.20	15.14	18.17	7.6985	6.4154	3.4256	0.3503	0.2684	1,191.96
1.40	13.78	19.29	8.5585	6.1132	3.4256	0.4087	0.3127	1,323.39
1.60	12.42	19.87	9.0096	5.6310	3.4256	0.4671	0.3571	1,391.77
1.80	11.06	19.91	9.0378	5.0210	3.4256	0.5255	0.3971	1,380.01
2.00	9.70	19.40	8.6422	4.3211	3.4256	0.5838	0.4315	1,290.55
2.25	9.35	21.04	9.9298	4.4132	3.4256	0.6568	0.4745	1,449.46
2.50	9.00	22.50	11.1080	4.4432	3.4256	0.7298	0.5175	1,591.57
2.75	8.65	23.79	12.1646	4.4235	3.4256	0.8028	0.5605	1,716.19
3.00	8.30	24.90	13.0905	4.3635	3.4256	0.8758	0.6035	1,822.83
3.50	7.60	26.60	14.5263	4.1504	3.4256	1.0217	0.6837	1,964.31
4.00	6.90	27.60	15.3816	3.8454	3.4256	1.1677	0.7309	1,945.57

Para Tr = 1000 años Q(máx) = 1,964.3 m<sup>3</sup>/s

CALCULO DE N

TIPO	A (%)	N
Bosque natural Normal, suelo B, N= 60.00	0.65	39.00
Pastizal Normal, suelo B, N= 69.00	0.35	24.15
	1.00	63.15

## Método racional

Este método, que la literatura inglesa atribuye a Lloyd-George en 1906, si bien los principios del mismo fueron establecidos por Mulvaney en 1850, permite determinar el caudal máximo que escurrirá por una determinada sección, bajo el supuesto que éste acontecerá para una lluvia de intensidad máxima constante y uniforme en la cuenca correspondiente a una duración  $D$  igual al tiempo de concentración de la sección.

1. El gasto de una corriente utilizando el método antes mencionado se calcula con la siguiente expresión.

Donde:

$$Q_p = 0.278CIA$$

$Q_p$	Gasto máximo, en $m^3/s$ .
$C$	Coefficiente de escurrimiento, adimensional.
$I$	Intensidad de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en $mm/h$ .
$A$	Área de la cuenca drenada, en $km^2$ .
0.278	Factor de homogeneidad de unidades.

El coeficiente  $C$  representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido, y depende del tipo de terreno o superficie de la cuenca en estudio. En la tabla siguiente se muestran los valores que se usualmente se adoptan para dicho coeficiente.

Tipo del área por drenar	Pendiente (%)	Coefficiente de escurrimiento c
<b>Con césped</b>		
<b>Suelo arenoso</b>	2	0.05 – 0.10
<b>Suelo arenoso</b>	2 a 7	0.10 – 0.15
<b>Suelo arenoso</b>	7	0.15 – 0.20
<b>Suelo grueso</b>	2	0.13 – 0.17
<b>Suelo grueso</b>	2 a 7	0.18 – 0.22
<b>Suelo grueso</b>	7	0.25 – 0.35
<b>Zonas comerciales</b>		
<b>Áreas céntricas</b>		0.70 – 0.95
<b>Áreas vecinas</b>		0.50 – 0.70
<b>Zonas residenciales</b>		
<b>Áreas familiares</b>		0.30 – 0.50
<b>Áreas multifamiliares separadas</b>		0.40 – 0.60
<b>Áreas multifamiliares juntas</b>		0.60 – 0.75
<b>Áreas suburbanas</b>		0.25 – 0.40
<b>Áreas de apartamentos habitacionales</b>		0.50 – 0.70
<b>Zonas industriales</b>		
<b>Claros</b>		0.50 – 0.80
<b>Zonas densamente construidas</b>		0.60 – 0.90
<b>Parques y cementerios</b>		0.10 – 0.25
<b>Áreas de recreo</b>		0.20 – 0.35
<b>Patios de FF CC</b>		0.20 – 0.40
<b>Áreas provisionales</b>		0.10 – 0.30
<b>Calles</b>		
<b>Asfaltadas</b>		0.70-0.95
<b>De concreto</b>		0.80-0.95
<b>Enladrillado</b>		0.70-0.85
<b>Calzadas y banquetas</b>		0.75-0.85
<b>Azoteas y techados</b>		0.75-0.95
<b>Zonas rurales</b>		
<b>Campos cultivados</b>		0.20-0.40
<b>Zonas forestadas</b>		0.10-0.30

2. En caso de que la cuenca por drenar esté compuesta por diferentes tipos de suelo, el coeficiente de escurrimiento global  $C$  se debe obtener mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A}$$

Donde:

	Coeficiente de escurrimiento global.
$C_i$	Coeficiente de cada área parcial.
$A_i$	Área parcial, en $\text{km}^2$ .
$n$	Número de áreas parciales.
$A$	Área total de la cuenca, en $\text{km}^2$ .

3. Para evaluar el tiempo de concentración puede emplearse la siguiente ecuación determinada por Kirpich.

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

	Tiempo de concentración, en h.
$L$	Longitud del cauce principal, más la distancia desde el inicio del escurrimiento, al parteaguas, medida perpendicularmente a las curvas de nivel, en km.
$S$	Pendiente del cauce, adimensional y en decimales.

4. Una vez determinado el tiempo de concentración se debe determinar la intensidad de lluvia a partir de las Isoyetas de Intensidad de Lluvia – Duración – Frecuencia para la República Mexicana, elaboradas y publicadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes; se debe considerar la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado y el período de retorno se fija de acuerdo al criterio mencionado anteriormente.







### Método del Hidrograma Unitario Triangular

Los métodos que se basan en hidrogramas unitarios sintéticos permiten obtener hidrogramas unitarios a partir de las características generales de la cuenca. Uno de estos métodos es el hidrograma unitario triangular, desarrollado por Mockus (1957, en Aparicio, 2007). La figura presentada esquematiza este tipo de hidrograma. En un hidrograma triangular, el gasto pico se calcula:

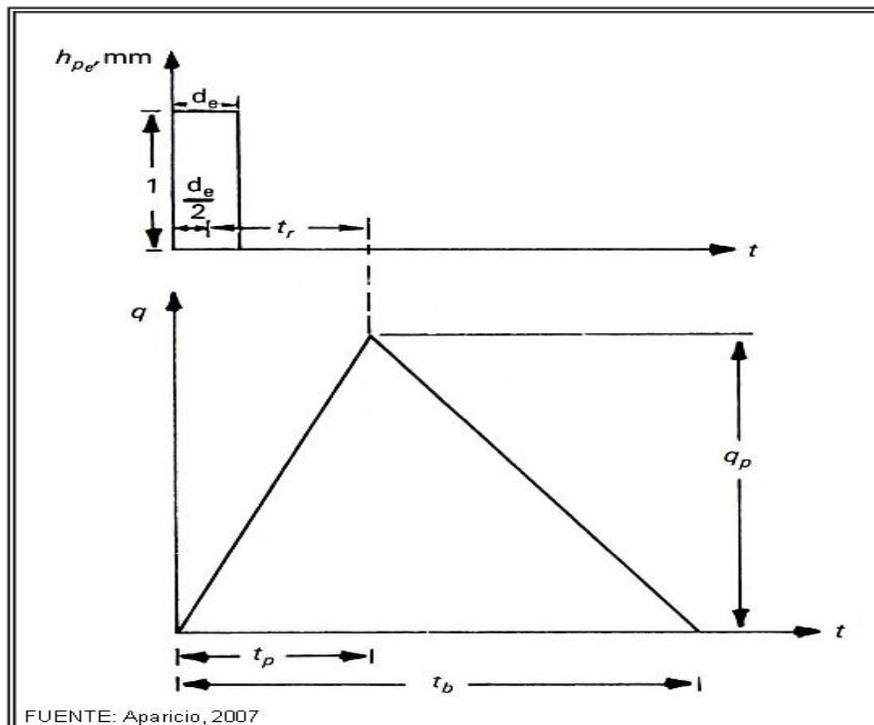
$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b}$$

Donde:

$q_p$ , gasto pico unitario, en  $m^3/s / mm$

$A$ , área de la cuenca, en  $km^2$

$t_b$ , tiempo base, en h



Del análisis de varios hidrogramas, Mockus determinó que el tiempo base puede calcularse en función del tiempo pico:

$$t_b = 2.67 t_p$$

El tiempo pico es:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

La duración en exceso con la que se tiene mayor gasto del pico, a falta de mejores datos, se puede calcular como:

$$d_e = 2\sqrt{tc}$$

#### METODO HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

$$Q = qp * Pe$$

$$qp = \frac{0.208A}{tp}$$

$$tp = \sqrt{tc} + 0.6tc$$

Q -Gasto de la cuenca, en m<sup>3</sup>/s  
qp - Gasto de pico, en m<sup>3</sup>/s/mm  
Pe - Precipitación en exceso en cm.  
A - Area de la cuenca, en km<sup>2</sup>  
tp - tiempo pico, en hrs  
tc - tiempo de concentración, en hrs

CRUCE: SIN NOMBRE 2  
CAMINO: TAPANATEPEC - TAPACHULA  
TRAMO: TAPANATEPEC - ARRIAGA  
KM: 33+340  
ORIGEN: TAPANATEPEC, OAX.

#### DATOS DE CALCULO

Área de cuenca 249.00 km<sup>2</sup> Tr 100 I 50.00 P 220.92  
Longitud del cauce principal hasta el parteaguas 28.60 km  
Pendiente media del cauce principal 1.160 %  
No. De Escurrimiento N 63.15 SUELO B

CUENCA	PENDIENTE DE LA CUENCA	LONGITUD DEL CAUCE	AREA DE CUENCA	NUMERO DE ESCURRIMIENTO	PRECIPITACION	TIEMPO DE CONCENTRACION	DURACION EN EXCESO	TIEMPO DE RETRASO	TIEMPO PICO	TIEMPO BASE	GASTO PICO	PRECIPITACION EXCEDENTE	GASTO MAXIMO
	S (adim.)	L (m)	A (km <sup>2</sup> )	N (adim)	P (cm)	t <sub>c</sub> (hr)	D <sub>e</sub> (hr)	t <sub>r</sub>	t <sub>p</sub>	T <sub>b</sub>	q <sub>p</sub>	P <sub>e</sub>	Q máx.
1	0.0116	28600	249	63.15	22.09197	4.880551284	4.418394	2.928331	5.13753	13.7172	10.0811134	10.7768346	1086.4

I = P / d donde: I = Intensidad de lluvia (mm/hr)  
P = Altura de precipitación (mm)  
d = Duración de la precipitación ( hr )

Despejando: P = I \* d

Como d = de, d = 4.4 Entonces I = 50.00 mm/hr, y P = 220.9197 mm

D (min)	I (mm/hr)
265.10	50.00

Figura 1 H.U.T para Tr = 100 años



### METODO HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

$$Q = qp * Pe$$

$$qp = \frac{0.208A}{tp}$$

$$tp = \sqrt{tc} + 0.6tc$$

Q -Gasto de la cuenca, en m<sup>3</sup>/s  
qp - Gasto de pico, en m<sup>3</sup>/s/mm  
Pe - Precipitación en exceso en cm.  
A - Area de la cuenca, en km<sup>2</sup>  
tp - tiempo pico, en hrs  
tc - tiempo de concentración, en hrs

CRUCE: SIN NOMBRE 2  
CAMINO: TAPANATEPEC - TAPACHULA  
TRAMO: TAPANATEPEC - ARRIAGA  
KM: 33+340  
ORIGEN: TAPANATEPEC, OAX.

#### DATOS DE CALCULO

Área de cuenca 249.00 km<sup>2</sup>      Tr      I      P  
1000      66.00      291.61

Longitud del cauce principal hasta el parteaguas 28.60 km

Pendiente media del cauce principal 1.160 %

No. De Escurrimiento N 63.15 SUELO B

cuenca	PENDIENTE DE LA CUENCA	LONGITUD DEL CAUCE	AREA DE CUENCA	NUMERO DE ESCURRIMIENTO	PRECIPITACION	TIEMPO DE CONCENTRACION	DURACION EN EXCESO	TIEMPO DE RETRASO	TIEMPO PICO	TIEMPO BASE	GASTO PICO	PRECIPITACION EXCEDENTE	GASTO MAXIMO
	S (adim.)	L (m)	A (km <sup>2</sup> )	N (adim)	P (cm)	t <sub>c</sub> (hr)	D <sub>e</sub> (hr)	t <sub>r</sub>	t <sub>p</sub>	T <sub>b</sub>	q <sub>p</sub>	P <sub>e</sub>	Q máx.
1	0.0116	28600	249	63.15	29.1614	4.880551284	4.418394	2.928331	5.13753	13.7172	10.0811134	16.7310297	1686.7

I = P / d    donde:    I = Intensidad de lluvia (mm/hr)  
P = Altura de precipitación (mm)  
d = Duración de la precipitación ( hr )

Despejando: P = I \* d

Como d = de, d = 4.4    Entonces I = 66.00 mm/hr, y P = 291.614 mm

D (min)	I (mm/hr)
265.10	66.00



Figura 5 H.U.T para Tr = 1,000 años

#### 4.- Resumen de resultados

METODO	GASTO (m <sup>3</sup> /s) TR 100 AÑOS	GASTO (m <sup>3</sup> /s) TR 200 AÑOS	GASTO (m <sup>3</sup> /s) TR 500 AÑOS
Racional	1038.3	1225.2	1329.1
Ven Te Chow	1217.3	1744.7	1964.3
<b>Hidrograma Unitario Triangular</b>	<b>1086.4</b>	<b>1494.7</b>	<b>1686.7</b>

Cabe señalar que, de acuerdo con sus hipótesis y rangos de aplicación, los tres métodos semiempíricos son adecuados, sin embargo, tanto para el método Racional como para Ven Te Chow, se advierte que los resultados serán menos confiables en cuanto la cuenca se va incrementando en magnitud, por lo que el Hidrograma Unitario Triangular resulta más confiable, y se adopta como gasto del estudio hidrológico.

#### 5.- Simbología

Simbología	
d	Duración total de la tormenta, en h.
de	Duración en exceso, en h.
L	Longitud del cauce principal, en m.
N	Número de escurrimiento, adimensional.
P	Altura de precipitación en la zona en estudio para una duración d, en cm.
P <sub>b</sub>	Altura de precipitación en la estación base para la duración d en cm.
P <sub>a</sub>	Altura de precipitación media anual en la zona en estudio, en mm.
P <sub>ab</sub>	Altura de precipitación media anual en la estación base, en mm.
P <sub>e</sub>	Altura de precipitación en exceso en la zona en estudio, para una duración d, en cm.
Q <sub>b</sub>	Gasto base, en m <sup>3</sup> /s.
Q <sub>d</sub>	Gasto hidrológico, en m <sup>3</sup> /s.
Q <sub>m</sub>	Gasto de pico del hidrograma del escurrimiento directo, en m <sup>3</sup> /s.
q <sub>m</sub>	Gasto de pico del hidrograma unitario, en m <sup>3</sup> /s por cm de lluvia en exceso para una duración de d en horas.
S	Pendiente media del cauce, en porcentaje.
tr	Tiempo de retraso, en h.
tc	Tiempo de concentración, en h.
t <sub>p</sub>	Tiempo de retraso, en h.
X	Factor de escurrimiento, en cm/h.
Y	Factor climático, adimensional.
Z	Factor de reducción del pico, adimensional.

## 7.- Isoyetas para método racional



## 8.- Croquis de localización



Figura 6 Croquis de localización

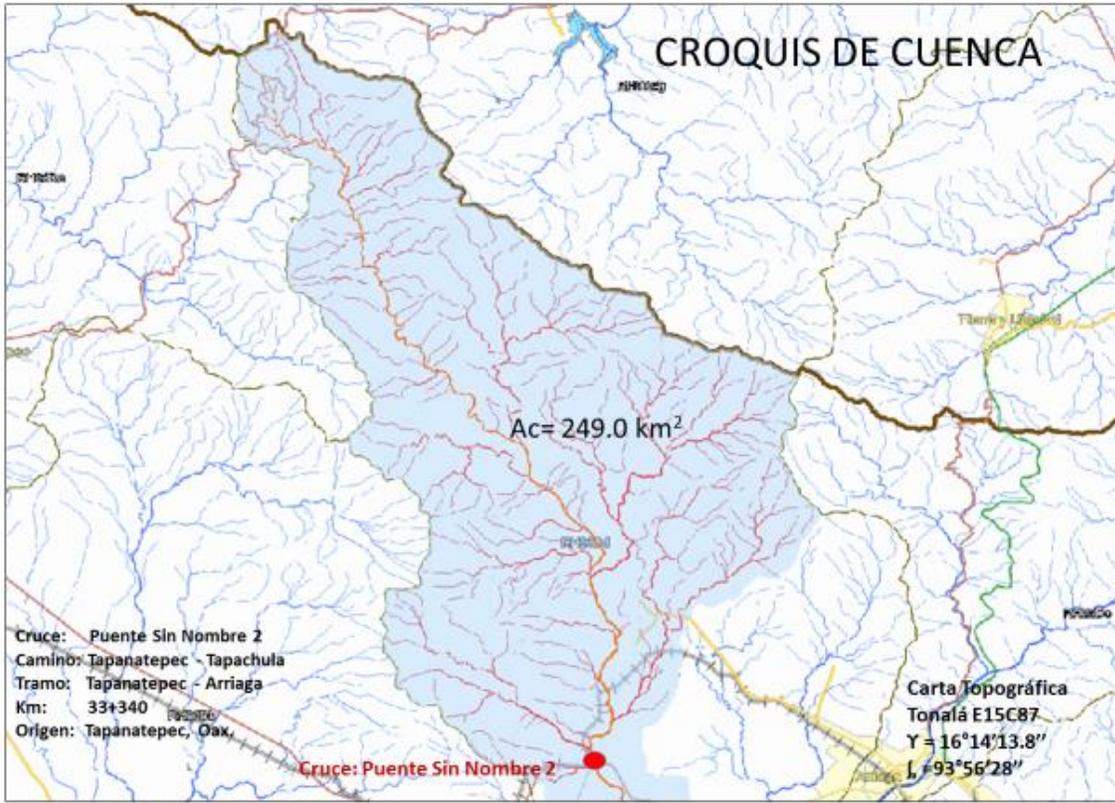
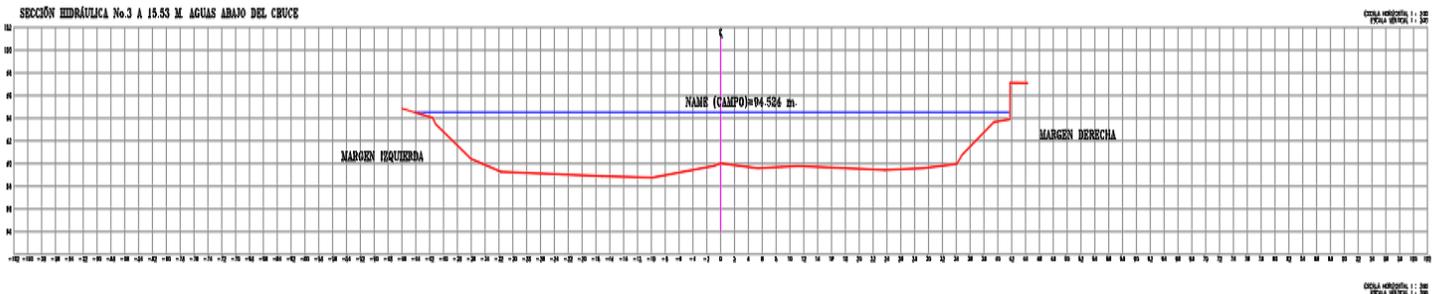
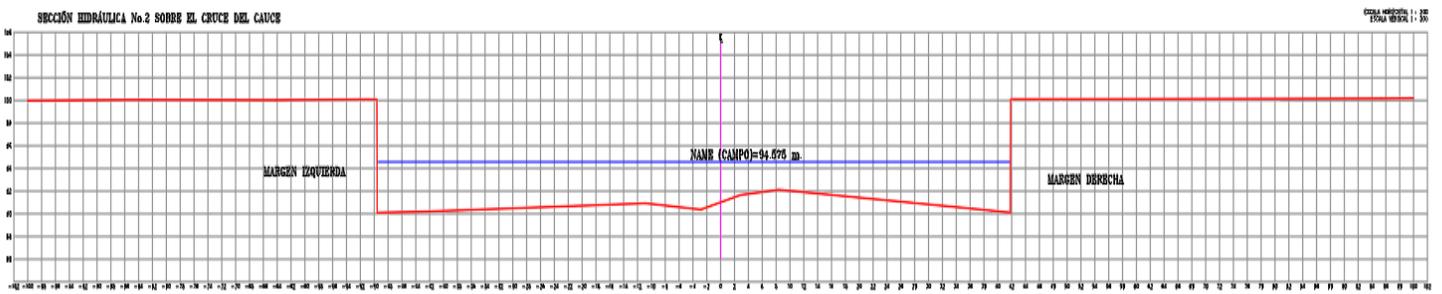
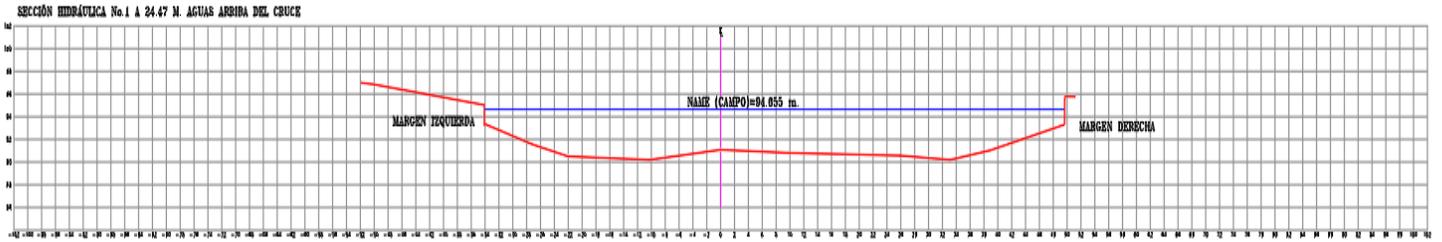


Figura 7 Croquis de la cuenca

## 9.- Perfiles



## 8.- Método de TAYLOR - SCHWARZ

### METODO DE TAYLOR - SCHWARZ CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA

Número de tramos	Longitud (m)	Nivel inicial (m)	Nivel final (m)	Desnivel (m)	Si	$\sqrt{Si}$	$\frac{1}{\sqrt{Si}}$	$\frac{1}{\sqrt{Si}} \times N^\circ \text{ de tramos}$
1	2860	800	449.4	350.6	0.122587413	0.3501	8168.5147	8168.514679
1	2860	449.4	283	166	0.0581	0.2410	11867.6	11867.6
1	2860	283.3	217	67	0.0233	0.1526	18741.8	18741.8
1	2860	216.7	168	49	0.0171	0.1306	21894.7	21894.7
1	2860	167.9	125	43	0.0150	0.1225	23351.8	23351.8
1	2860	125.0	94	31	0.0109	0.1046	27338.6	27338.6
1	2860	93.7	79	15	0.0053	0.0727	39360.5	39360.5
1	2860	78.6	63	15	0.0053	0.0729	39230.8	39230.8
1	2860	63.4	48	15	0.0053	0.0727	39360.5	39360.5
1	2860	48.3	30	18	0.0064	0.0800	35753.9	35753.9
10	28600.0						265068.8	265068.8

Pendiente longitudinal del cauce  
 $Sc = [ N^\circ \text{ de tramos} / \text{sumatoria de } ((1/(Si)^{1/2}) * N^\circ \text{ de tramos}) ]$

Sc= 0.0116 adimensional  
 Sc= 1.16 Por ciento

Sg= 0.027

