

**LIBRO:** PRY. PROYECTO  
**TEMA:** CAR. Carreteras  
**PARTE:** 1. ESTUDIOS  
**TÍTULO:** 06. Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes  
**CAPÍTULO:** 003. Procesamiento de Información

## A. CONTENIDO

Este Manual contiene los procedimientos para procesar, conforme a lo señalado en la Norma N·PRY·CAR·1·06·003, *Procesamiento de Información*, la información disponible y todos los datos que se obtengan del reconocimiento de campo y del levantamiento topográfico para la elaboración de los estudios hidráulico-hidrológico para puentes que realice la Secretaría con recursos propios o mediante un Contratista de Servicios.

## B. REFERENCIAS

Es referencia de este Manual, la publicación *Isoyetas de Intensidad-Duración-Periodo de Retorno para la República Mexicana*, editada por la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría.

Además, este Manual se complementa con las siguientes:

NORMAS	DESIGNACIÓN
Ejecución de Estudios, Proyectos, Consultorías y Asesorías .....	N·LEG·2
Ejecución de Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes .....	N·PRY·CAR·1·06·001
Trabajos de Campo .....	N·PRY·CAR·1·06·002
Procesamiento de Información .....	N·PRY·CAR·1·06·003
Análisis Hidrológicos .....	N·PRY·CAR·1·06·004

## C. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICAS

Para determinar las características fisiográficas de la cuenca en estudio, el Ingeniero o Contratista de Servicios puede seguir los procedimientos que a continuación se indican:

### C.1. PERÍMETRO Y ÁREA DE LA CUENCA

El perímetro y área de la cuenca se determinan con base en las fotografías aéreas, imágenes satelitales, modelos digitales de elevación (MDE) o cartas topográficas a que se refieren la Fracción D.3. y el Inciso E.1.1. de la Norma N·PRY·CAR·1·06·001, *Ejecución de Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes*, mediante el siguiente procedimiento:

- C.1.1.** Una vez corroborada en campo la topografía como se indica en el Inciso C.1.1. de la Norma N·PRY·CAR·1·06·002, *Trabajos de Campo* y en su caso, ajustada según el Inciso C.2.1. de la misma Norma, se traza en las cartas topográficas, fotografías aéreas, modelos digitales de elevación o imágenes satelitales, el eje de la carretera para la que se proyecta el puente, con base en el proyecto geométrico a que se refiere la Fracción D.1. de la Norma N·PRY·CAR·1·06·001, *Ejecución de Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes*.

- C.1.2. Con ayuda de las fotografías aéreas, modelos digitales de elevación o imágenes satelitales, se identifican y se remarcan sobre las cartas topográficas, fotografías aéreas o imágenes satelitales todos los cauces, las zonas bajas, las canalizaciones y los almacenamientos de agua existentes que tengan influencia en el nuevo puente.
- C.1.3. En las cartas topográficas, fotografías aéreas, modelos digitales de elevación o imágenes satelitales, se traza el parteaguas que delimita la cuenca, por los puntos de mayor elevación topográfica, de forma que abarque todos los cauces y canalizaciones que influyan en el nuevo puente.
- C.1.4. Con herramientas de dibujo asistido por computadora, sistemas de información geográfica o un planímetro, se determina sobre las cartas topográficas, modelos digitales de elevación o imágenes satelitales, el perímetro ( $P$ ) en km y el área de la cuenca ( $A$ ) en km<sup>2</sup>, que corresponden respectivamente al contorno y a la superficie delimitada por el parteaguas y por el eje de la carretera.

## C.2. FORMA DE LA CUENCA Y COEFICIENTE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

### C.2.1. Forma de la cuenca

La forma de la cuenca influye en el comportamiento hidráulico de la corriente y correlaciona el tiempo de respuesta durante una avenida máxima, como se ilustra en la Figura 1 de este Manual.

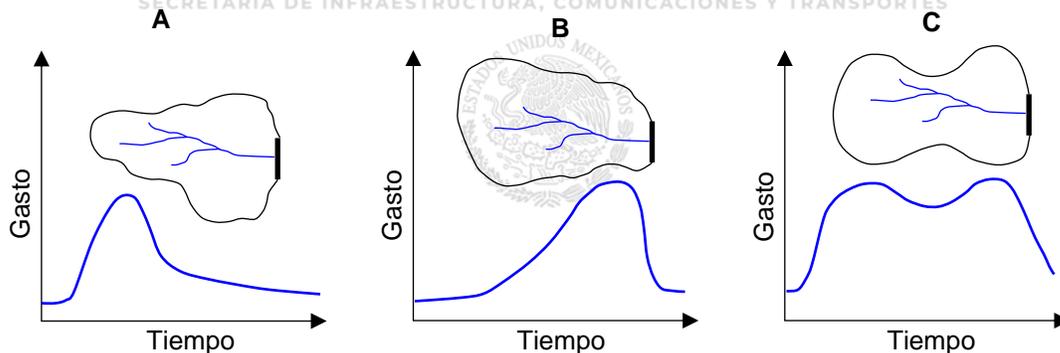


FIGURA 1.- Forma esquemática del hidrograma de salida, de acuerdo con la forma de la cuenca

### C.2.2. Coeficiente de compacidad de Gravelius

El coeficiente de compacidad de Gravelius considera la influencia de la forma de la cuenca en el escurrimiento, siendo que mientras más cercano sea su valor a la unidad, la forma de la cuenca tenderá a parecerse a la de un círculo. El coeficiente de compacidad de Gravelius se determina mediante la siguiente expresión:

$$C_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

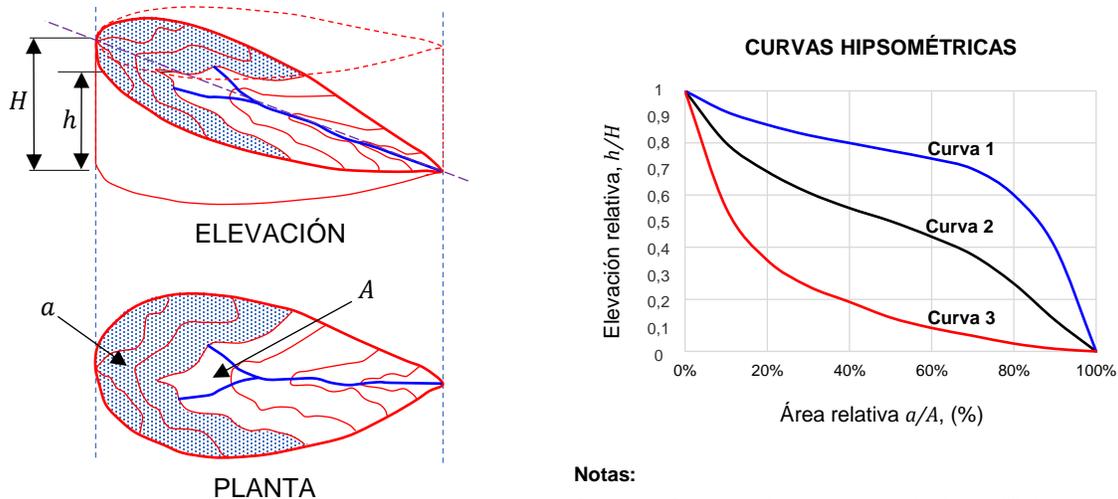
$C_c$  = Coeficiente de compacidad de Gravelius, (adimensional)

$P$  = Perímetro de la cuenca, (m)

$A$  = Área de la cuenca, (m<sup>2</sup>)

**C.3. CURVA HIPSOMÉTRICA**

La curva hipsométrica representa de forma gráfica la superficie de la cuenca que existe por encima de cierta elevación del terreno. La representación gráfica de los datos, como se muestra en la Figura 2 de este Manual, significa el ciclo de erosión de la cuenca.



**Notas:**

- Curva 1.-** Corresponde a una etapa de desequilibrio erosivo y representa una cuenca geológicamente joven o de meseta.
- Curva 2.-** Corresponde a una etapa de equilibrio erosivo y representa una cuenca geológicamente madura o de pie de montaña.
- Curva 3.-** Corresponde a una cuenca erosionada y representa una cuenca geológicamente vieja o de valle.

Donde:

- $H$  = Altura total de la cuenca, (m)
- $h$  = Altura entre curvas de la cuenca, (m)
- $A$  = Área total de la cuenca, ( $km^2$ )
- $a$  = Área parcial de la cuenca, ( $km^2$ )

FIGURA 2.- Características de las curvas hipsométricas y ciclo de la cuenca

Para el cálculo de la curva hipsométrica se recomienda el empleo de una tabla como la ejemplificada en la Tabla 1 de este Manual; en la Figura 3 de este Manual se muestra representada la curva hipsométrica correspondiente a dicha tabla.

**TABLA 1.- Ejemplo del cálculo de la curva hipsométrica**

Elevación entre curvas de nivel consecutivas m		Elevación media $E_i$ m	Área				$E_i \times a_i$
			Parcial, $a_i$		Acumulada		
			$km^2$	%	$km^2$	%	
2 860	2 800	2 830	0,10	0,12	0,10	0,12	283,00
2 800	2 700	2 750	0,50	0,62	0,60	0,74	1 375,00
2 700	2 600	2 650	2,10	2,59	2,70	3,33	5 565,00
2 600	2 500	2 550	4,80	5,93	7,50	9,26	12 240,00
2 500	2 400	2 450	11,50	14,20	19,00	23,46	28 175,00
2 400	2 300	2 350	15,50	19,14	34,50	42,59	36 425,00
2 300	2 200	2 250	23,00	28,40	57,50	70,99	51 750,00
2 200	2 100	2 150	18,75	23,15	76,25	94,14	40 312,50
2 100	2 030	2 065	4,75	5,86	81,00	100,00	9 808,75
			<b>81,00</b>	<b>100,00</b>			<b>185 934,25</b>

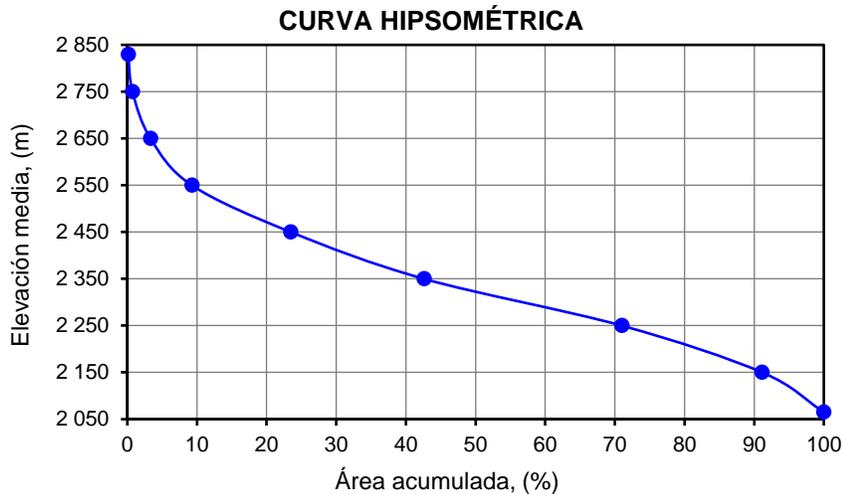


FIGURA 3.- Curva hipsométrica

La elevación media de la cuenca se determina a partir de la curva hipsométrica con la siguiente expresión:

$$\bar{E} = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i \times a_i)}{A}$$

Donde:

$\bar{E}$  = Elevación media de la cuenca, (km)

$E_i$  = Elevación media del  $i$ -ésimo intervalo, definida por la elevación entre 2 curvas de nivel consecutivas, (km)

$a_i$  = Área del  $i$ -ésimo intervalo, definida por dos curvas de nivel consecutivas, (km<sup>2</sup>)

$A$  = Área de la cuenca, (km<sup>2</sup>)

$n$  = Número total de intervalos definidos por dos curvas de nivel consecutivas, (adimensional)

#### C.4. RECTÁNGULO EQUIVALENTE

El rectángulo equivalente sirve como medio de comparación de las condiciones físicas y su influencia en el proceso de escurrimiento entre cuencas hidrográficas, transformando la geometría de la cuenca real en una superficie rectangular de ancho ( $B$ ) y largo ( $L$ ), como se muestra en la Figura 4 de este Manual.

El rectángulo equivalente se determina mediante las siguientes expresiones:

$$L = \frac{C_c \sqrt{A}}{1,128} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{C_c} \right)^2} \right]$$

$$B = \frac{C_c \sqrt{A}}{1,128} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{C_c} \right)^2} \right]$$

Donde:

$L$  = Largo del rectángulo equivalente, (km)

$B$  = Ancho del rectángulo equivalente, (km)

$A$  = Área de la cuenca, (km<sup>2</sup>)

$C_c$  = Coeficiente de compacidad de Gravelius, (adimensional)

Para el ejemplo mostrado en la Tabla 1 de este Manual, donde el área de la cuenca  $A$  es de  $81 \text{ km}^2$ , y considerando un perímetro de la cuenca  $P$  de  $45 \text{ km}$ , se tiene que el coeficiente de compacidad de Gravelius a que se refiere el Inciso C.2.2. de este Manual es de:

$$C_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}} = 0,282 \frac{45}{\sqrt{81}} = 1,41$$

Con lo cual, resulta que el rectángulo equivalente está definido por  $L = 18 \text{ km}$  y  $B = 4,5 \text{ km}$ .

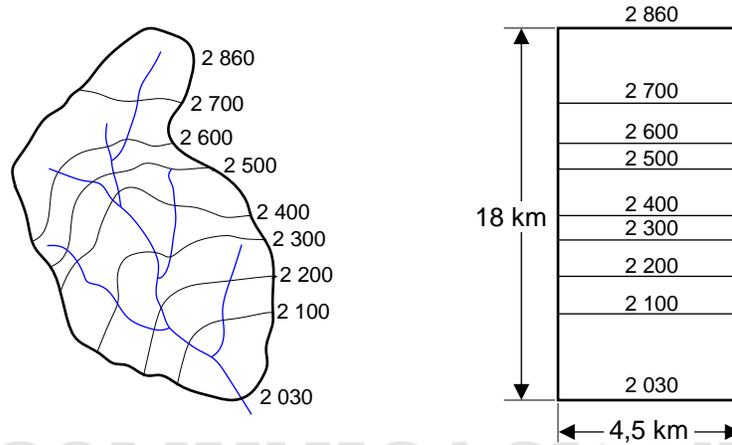


FIGURA 4.- Ejemplo de un rectángulo equivalente

**C.5. PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA**

La pendiente media de la cuenca es un factor que influye en el proceso de infiltración y escurrimiento superficial, su determinación se realizará mediante los procedimientos que se describen a continuación.

**C.5.1. Método de J. W. Alvord**

Como se muestra en la Figura 5 de este Manual, este método analiza la pendiente existente entre curvas de nivel y trabaja con franjas definidas por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel.

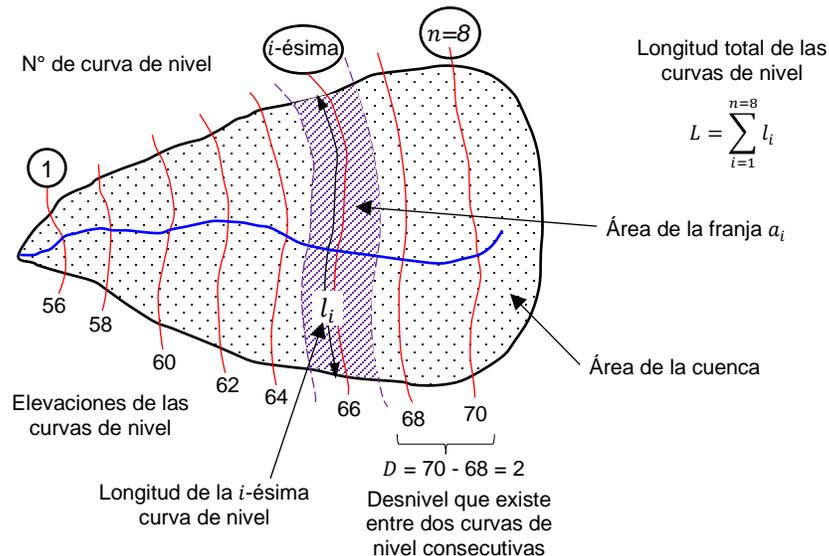


FIGURA 5.- Ejemplo de una cuenca aplicando el método de J. W. Alvord

En este método se emplea la siguiente expresión:

$$S = \frac{D \times L}{A}$$

Donde:

$S$  = Pendiente media de la cuenca, (adimensional)

$D$  = Desnivel que existe entre dos curvas de nivel consecutivas, este valor por lo general será el mismo para todas las curvas de nivel de la cuenca, (km)

$A$  = Área total de la cuenca, (km<sup>2</sup>)

$L$  = Longitud total de las curvas de nivel comprendidas dentro de la cuenca, la cual es igual a la suma de la longitud de cada curva de nivel, (km) y se determina como:

$$L = \sum_{i=1}^n l_i$$

Donde:

$l_i$  = Longitud de la  $i$ -ésima curva de nivel comprendida dentro de la cuenca, (km)

$n$  = Número total de curvas de nivel comprendidas dentro de la cuenca bajo estudio, (adimensional)

### C.5.2. Método de Horton

Este método consiste en trazar una malla cuadrícula sobre la proyección planimétrica de la cuenca, considerando la dirección de la corriente principal, como se muestra en la Figura 6 de este Manual. Si la cuenca es menor a 250 km<sup>2</sup>, la malla contará con al menos 4 cuadros por lado, considerando que, a mayor número de cuadros, mayor será la precisión en el resultado. El procedimiento de cálculo se muestra a continuación, para lo cual se recomienda el empleo de una tabla como la mostrada en la Tabla 2 de este Manual.

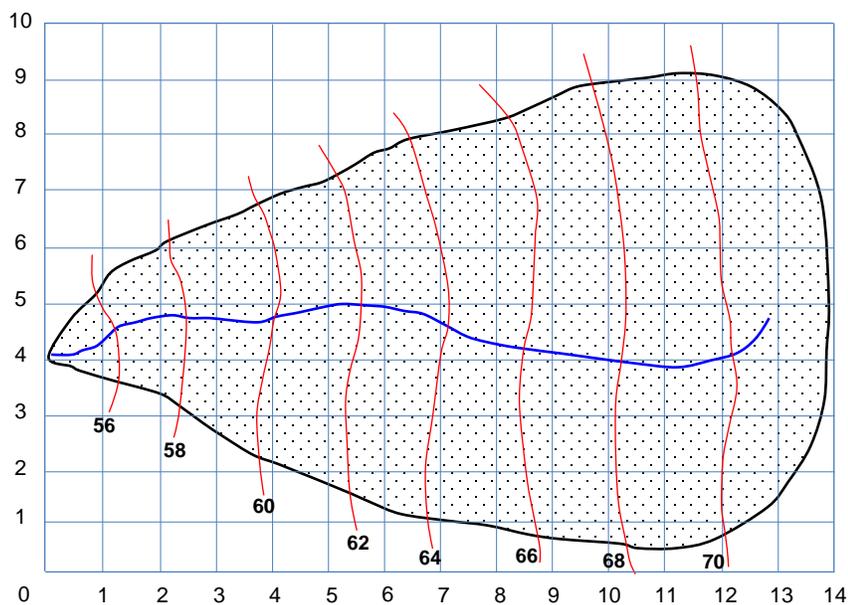


FIGURA 6.- Ejemplo de una cuenca aplicando el método de Horton

**TABLA 2.- Determinación de  $L_x$  y  $L_y$  para el método de Horton**

Número de la línea de malla	Número de intersecciones		Longitudes km	
	$N_x$	$N_y$	$L_x$	$L_y$
1	3	1	4,8	1,7
2	5	0	8,7	2,6
3	6	0	11,2	3,7
4	8	2	13,8	4,8
5	8	0	13,2	5,4
6	7	0	11,9	6,5
7	5	2	9,5	7,0
8	3	0	6,4	7,3
9	2	0	2,0	8,0
10	-	1	-	8,4
11	-	0	-	8,7
12	-	4	-	8,4
13	-	0	-	7,0
14	-	0	-	0,0
<b>Σ Parcial</b>	<b>47</b>	<b>10</b>	<b>81,50</b>	<b>79,50</b>

**C.5.2.1.** Se determina la pendiente en el sentido  $x$  mediante la siguiente expresión:

$$S_x = \frac{N_x \times D}{L_x}$$

Donde:

$S_x$  = Pendiente en el sentido  $x$ , (adimensional)

$N_x$  = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla con las curvas de nivel en el sentido  $x$ , (adimensional)

$L_x$  = Longitud total de las líneas de la malla en el sentido  $x$  dentro de la cuenca, (km)

$D$  = Equidistancia entre curvas de nivel, (km)

**C.5.2.2.** Se determina la pendiente en el sentido  $y$  mediante la siguiente expresión:

$$S_y = \frac{N_y \times D}{L_y}$$

Donde:

$S_y$  = Pendiente en el sentido  $y$ , (adimensional)

$N_y$  = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla con las curvas de nivel en el sentido  $y$ , (adimensional)

$L_y$  = Longitud total de las líneas de la malla en el sentido  $y$  dentro de la cuenca, (km)

$D$  = Equidistancia entre curvas de nivel, (km)

**C.5.2.3.** Finalmente, se determina la pendiente media de la cuenca mediante las siguientes expresiones, empleando aquella que proporcione el valor numérico más alto:

$$S = (S_x + S_y)/2 \quad \text{Para el promedio aritmético}$$

$$S = \sqrt{S_x \times S_y} \quad \text{Para el promedio geométrico}$$

Donde:

$S$  = Pendiente media, (adimensional)

$S_x$  = Pendiente en el sentido  $x$ , (adimensional)

$S_y$  = Pendiente en el sentido  $y$ , (adimensional)

### C.5.3. Método de Roche

En este método se considera la pendiente media de la cuenca como un índice de pendiente ( $I_p$ ), que se desprende del rectángulo equivalente descrito en la Fracción C.4. de este Manual. El índice de pendiente ( $I_p$ ) se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n-1} \sqrt{\beta_i (c_i - c_{i-1})}$$

Donde:

$I_p$  = Índice de pendiente, (adimensional)

$L$  = Largo del rectángulo equivalente, (km)

$n$  = Número total de curvas de nivel existentes en el rectángulo equivalente, incluyendo las externas, es decir, los extremos de los lados menores, (adimensional)

$\beta_i$  = Porción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas  $c_i$  y  $c_{i-1}$ , expresada como una fracción del área total, (adimensional)

$c_i$  = Elevaciones de las  $n$  curvas de nivel consideradas, donde  $c_0$  es la elevación de la salida de la cuenca, es decir, el punto más bajo y  $c_n$  es la cota de su punto más alto, (km)

### C.6. PENDIENTE MEDIA Y LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

En las cartas topográficas o imágenes satelitales se selecciona el cauce o canalización más largo dentro de la cuenca, desde su inicio hasta su cruce con el eje de la carretera, que se considera como cauce principal, determinando su longitud y pendiente media como sigue:

**C.6.1.** La longitud del cauce principal ( $L$ ), expresada en km, es la distancia desde su origen en el parteaguas hasta su cruce con el eje de la carretera. El cauce es trazado perpendicularmente a las curvas de nivel y su longitud es medida con un curvómetro, escalímetro, herramientas de dibujo asistido por computadora o sistemas de análisis de información geográfica.

**C.6.2.** Se deduce y dibuja el perfil del eje del cauce principal, desde su origen hasta su cruce con el eje de la carretera, con el propósito de observar, en su caso, las variaciones de las pendientes a lo largo del cauce, seleccionar los tramos de igual pendiente y determinar, de cada tramo, sus longitudes ( $L_j$ ) en m y sus pendientes ( $S_{cj}$ ) expresadas de forma adimensional con aproximación al diezmilésimo.

La pendiente media del cauce principal ( $S_c$ ), desde su origen hasta su cruce con el eje de la carretera, se determina mediante la expresión de Taylor-Schwarz, de acuerdo con lo siguiente:

$$S_c = \left[ \frac{L_c}{\sum_{j=1}^N \frac{L_{cj}}{\sqrt{S_{cj}}}} \right]^2$$

Donde:

$S_c$  = Pendiente media del cauce principal, (adimensional), con aproximación al diezmilésimo

$S_{cj}$  = Pendiente del  $j$ -ésimo tramo, (adimensional), con aproximación al diezmilésimo

$L_c$  = Longitud del cauce principal, (m)

$L_{cj}$  = Longitud del  $j$ -ésimo tramo, (m)

$N$  = Número total de tramos, (adimensional)

Si el cauce principal, ya sea natural o canalizado, muestra una sola pendiente desde su origen hasta su cruce con el eje de la carretera, dicha pendiente se considera como la pendiente media del cauce principal ( $S_c$ ).

**C.7. LONGITUD AL CENTROIDE DE LA CUENCA**

Se refiere a la longitud del escurrimiento principal de la cuenca, medido desde el centroide de la misma hasta el punto en el que el escurrimiento cruza con el eje de la carretera, expresado en km.

**D. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS**

Para determinar las características hidrológicas de la cuenca en estudio, el Ingeniero o Contratista de Servicios seguirá los procedimientos que a continuación se indican:

**D.1. CARACTERÍSTICAS DE PRECIPITACIÓN**

La precipitación se caracteriza por la variación de las intensidades de lluvia dentro de la cuenca respecto a la duración de las tormentas que las generan, con diferentes periodos de retorno ( $Tr$ ) obtenidos conforme a lo indicado en la Cláusula D. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-004, *Análisis Hidrológicos*. La intensidad de lluvia ( $I$ ), expresada en mm/h, es la relación entre un incremento de altura de precipitación ( $P$ ) ocurrida y el tiempo de duración ( $t$ ) que la generó; su variación se representa en forma gráfica mediante curvas de *intensidad-duración-periodo de retorno*, las que se determinan en función de los datos hidrológicos disponibles, mediante alguno de los siguientes procedimientos.

**D.1.1. A partir de las isoyetas de intensidad de lluvia**

A menos que se indique otra cosa en los términos de referencia a que se refiere el Inciso C.1.2. de la Norma N-LEG-2, *Ejecución de Estudios, Proyectos, Consultorías y Asesorías*, las características de la precipitación se determinan como se describe a continuación, mediante la utilización de las isoyetas o curvas de igual intensidad de lluvia contenidas en la publicación *Isoyetas de Intensidad-Duración-Periodo de Retorno para la República Mexicana*, editada por la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría, mismas que se han determinado con base en datos obtenidos de estaciones pluviográficas, así como en alturas de precipitación medidas en estaciones pluviométricas de las que se infirieron sus distribuciones en el tiempo, y se han trazado en mapas geográficos de cada estado de la República Mexicana para diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno.

**D.1.1.1.** En los mapas geográficos correspondientes se ubica la cuenca bajo estudio e interpolando las isoyetas se estima la intensidad de lluvia ( $I$ ) para cada duración de tormenta ( $t$ ) y periodo de retorno ( $Tr$ ), asentándola en un registro como el que se muestra en la Tabla 3 de este Manual.

**TABLA 3.- Ejemplo de registro de intensidades de lluvia obtenidas de isoyetas para diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno**

Duración $t$ min	Periodo de retorno $Tr$ , años					
	5	10	25	50	100	500
	Intensidad de lluvia $I$ , mm/h					
10	145,0	163,0	190,0	210,0	230,0	274,0
30	84,5	97,6	115,0	129,0	143,0	177,0
60	42,5	63,5	75,0	85,0	96,0	120,0
120	20,4	36,0	44,7	51,0	56,0	68,0
240	10,0	19,5	23,1	26,8	31,0	37,0

**D.1.1.2.** Mediante el uso de hojas de cálculo, procesador de datos o un papel semilogarítmico, se grafican los datos obtenidos del registro de intensidades de lluvia, donde las ordenadas en escala natural corresponden a las intensidades de lluvia y las abscisas en escala logarítmica a las duraciones, dibujando para cada periodo de retorno los datos del registro, definiendo así las curvas intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno respectivas, como se ilustra en la Figura 7 de este Manual, donde se grafican los datos de la Tabla 3 de este Manual.

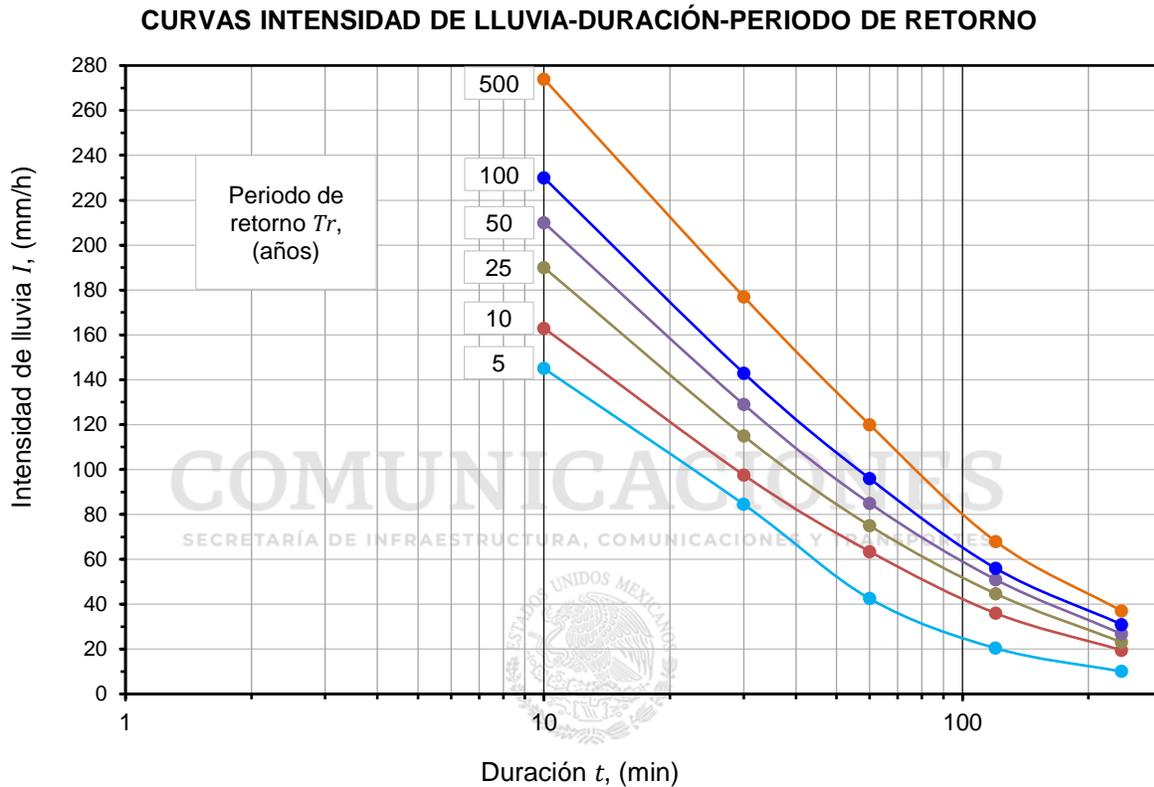


FIGURA 7.- Ejemplo de curvas de intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno obtenidas a partir de isoyetas

**D.1.2. A partir de datos obtenidos en estaciones pluviométricas**

Si se establece en los términos de referencia a que se refiere el Inciso C.1.2. de la Norma N-LEG-2, *Ejecución de Estudios, Proyectos, Consultorías y Asesorías*, que se proporcionarán los registros de lluvias generados en las estaciones pluviométricas, recopilados conforme a lo señalado en el Inciso E.1.2. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-001, *Ejecución de Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes*, que representan la altura de la precipitación en 24 h, ignorándose la forma en que dicha precipitación se distribuye en ese lapso; estos se analizarán para inferir la distribución de la lluvia en el tiempo, con base en la información obtenida de estaciones pluviométricas vecinas, con el propósito de determinar las curvas intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno mediante el siguiente procedimiento:

**D.1.2.1. Ordenación de datos**

Los datos de precipitación en 24 h se ordenarán de forma descendente para la correcta aplicación de los modelos estocásticos y probabilísticos.

### D.1.2.2. Pruebas de homogeneidad

Las características estadísticas de las series hidrológicas, como la media, la desviación estándar y los coeficientes de correlación serial, se afectarán cuando la serie presente tendencia en la media o en la varianza, o también cuando ocurran saltos negativos o positivos; tales anomalías son producidas por pérdida de homogeneidad y por inconsistencias, por lo tanto, se revisa la calidad de la información obtenida para garantizar una estimación de precipitación óptima para diferentes periodos de retorno.

Las pruebas que se pueden realizar para conocer la homogeneidad de los datos se describen a continuación:

#### a) Prueba estadística de Helmert

Esta prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento en estudio con respecto a su media. Si una desviación es seguida de otra con el mismo signo, se considera secuencia (*s*), en caso contrario se considera cambio (*c*). La serie es homogénea si cumple la siguiente relación:

$$-\sqrt{n-1} \leq (s - c) \leq \sqrt{n-1}$$

Donde *n* es el tamaño de la muestra y es adimensional.

En la Tabla 4 de este Manual se presenta un ejemplo de la prueba estadística de Helmert.

#### b) Prueba estadística *t* de Student

Esta prueba se utiliza cuando existe una aparente falta de homogeneidad en los datos, considerando un tamaño de muestra *n*, el cual se divide en dos conjuntos de tamaño lo más parecido posible ( $n_1 \approx n_2$ ) y se analiza mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\left(\frac{n_1 s_1^2 + n_2 s_2^2}{n_1 + n_2 - 2}\right) \times \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)}}$$

Donde:

*T* = Distribución *t* de Student estadístico de contraste, (adimensional)

$n_1$  = Tamaño del primer conjunto de datos, (adimensional)

$\bar{x}_1$  = Media del primer conjunto de datos de tamaño  $n_1$

$s_1^2$  = Varianza del primer conjunto de datos de tamaño  $n_1$

$n_2$  = Tamaño del segundo conjunto de datos, (adimensional)

$\bar{x}_2$  = Media del segundo conjunto de datos de tamaño  $n_2$

$s_2^2$  = Varianza del segundo conjunto de datos de tamaño  $n_2$

El valor absoluto del estadístico *T* se compara con el valor de la distribución *t* de Student de dos colas, con un valor para los grados de libertad (*v*) igual a  $n_1 + n_2 - 2$  y para un nivel de significancia ( $\alpha$ ) de 0,05. Los valores de significancia para varios grados de libertad se obtienen de la Tabla 5 de este Manual.

Si el valor del estadístico *T* es mayor al obtenido de la distribución *t* de Student de dos colas, se considera que la serie no es homogénea. En la Tabla 6 de este Manual se muestra un ejemplo de esta prueba.

TABLA 4.- Ejemplo prueba estadística de Helmert

Año	P mm	Signo de desviación respecto a su media	Secuencia (s) / cambio (c)	Número de eventos n	Contador s	Contador c
1982	75,71	-	---	1	X	
1983	94,92	-	s	2	X	
1984	50,85	-	s	3	X	
1985	144,64	+	c	4		X
1986	232,78	+	s	5	X	
1988	77,97	-	c	6		X
1989	374,26	+	c	7		X
1990	46,44	-	c	8		X
1991	12,43	-	s	9	X	
1992	58,31	-	s	10	X	
1993	66,67	-	s	11	X	
1994	212,44	+	c	12		X
1995	127,69	+	s	13	X	
1996	153,68	+	s	14	X	
1997	100,57	-	c	15		X
1998	73,56	-	s	16	X	
1999	113,57	-	s	17	X	
2000	67,80	-	s	18	X	
2001	71,19	-	s	19	X	
2002	88,14	-	s	20	X	
2003	226,00	+	c	21		X
2004	135,60	+	s	22	X	
2005	32,88	-	c	23		X
2006	118,09	+	c	24		X
2007	102,27	-	c	25		X
2008	68,93	-	s	26	X	
2009	92,66	-	s	27	X	
2010	57,63	-	s	28	X	
2011	93,79	-	s	29	X	
2012	205,66	+	c	30		X
2013	192,10	+	s	31	X	
2014	1,70	-	c	32		X
2015	36,05	-	s	33	X	
2016	270,30	+	c	34		X
2017	104,53	-	c	35		X
<b>Media</b>	<b>113,77</b>		$\Sigma$	<b>n = 35</b>	<b>s = 21</b>	<b>c = 14</b>

Analizando los resultados:

$$\frac{-\sqrt{n-1}}{-5,83} \leq \frac{s-c}{7} \geq \frac{\sqrt{n-1}}{5,83}$$

Por tanto:

La serie se considera **no homogénea**

**TABLA 5.- Valores de  $t$  de Student de dos colas**

Grados de libertad $\nu$	Nivel de significancia		Grados de libertad $\nu$	Nivel de significancia	
	Una cola $\alpha = 5 \%$	Dos colas $\alpha = 5 \%$		Una cola $\alpha = 5 \%$	Dos colas $\alpha = 5 \%$
1	6,314	12,706	18	1,734	2,101
2	2,920	4,303	19	1,729	2,093
3	2,353	3,182	20	1,725	2,086
4	2,132	2,776	21	1,721	2,080
5	2,015	2,571	22	1,717	2,074
6	1,943	2,447	23	1,714	2,069
7	1,895	2,365	24	1,711	2,064
8	1,860	2,306	25	1,708	2,060
9	1,833	2,262	26	1,706	2,056
10	1,812	2,228	27	1,703	2,052
11	1,796	2,201	28	1,701	2,048
12	1,782	2,179	29	1,699	2,045
13	1,771	2,160	30	1,697	2,042
14	1,761	2,145	40	1,684	2,021
15	1,753	2,131	60	1,671	2,000
16	1,746	2,120	120	1,658	1,980
17	1,740	2,110	$\infty$	1,645	1,960

NOTA: Cuando los grados de libertad requeridos no coincidan con los mostrados en esta Tabla, se interpolará de forma lineal.

**TABLA 6.- Ejemplo de la prueba estadística  $t$  de Student de dos colas**

Conjunto $n_1$			Conjunto $n_2$		
ID	Año	$P$ en 24 h, mm	ID	Año	$P$ en 24 h, mm
1	1982	75,71	19	2001	71,19
2	1983	94,92	20	2002	88,14
3	1984	50,85	21	2003	226,00
4	1985	144,64	22	2004	135,60
5	1986	232,78	23	2005	32,88
6	1988	77,97	24	2006	118,09
7	1989	374,26	25	2007	102,27
8	1990	46,44	26	2008	68,93
9	1991	12,43	27	2009	92,66
10	1992	58,31	28	2010	57,63
11	1993	66,67	29	2011	93,79
12	1994	212,44	30	2012	205,66
13	1995	127,69	31	2013	192,10
14	1996	153,68	32	2014	1,70
15	1997	100,57	33	2015	36,05
16	1998	73,56	34	2016	270,30
17	1999	113,57	35	2017	104,53
18	2000	67,80			

VALORES CALCULADOS:		
Conjunto $n_1$	Media, $\bar{x}_1 =$	115,79
18 elementos	Varianza, $s_1^2 =$	7 380,22
Conjunto $n_2$	Media, $\bar{x}_2 =$	111,62
17 elementos	Varianza, $s_2^2 =$	5 370,70
Valor del estadístico $T$ obtenido mediante la expresión del punto b) de este Párrafo = 0,150 0		

VALOR OBTENIDO DE LA TABLA 5:	
Para:	
Grados de libertad	$\nu = 18 + 17 - 2 = 33$
Nivel de significancia	$\alpha = 5 \%$
Para dos colas e interpolando entre 30 y 40 grados de libertad, se tiene un valor de 2,035 7	

$T = 0,150 0 < 2,035 7 \therefore$  La serie **es homogénea**

### D.1.2.3. Funciones de distribución de probabilidad

Se pueden emplear las siguientes funciones de distribución de probabilidad a fin de determinar la precipitación máxima en 24 h para diferentes periodos de retorno, usando estimado de parámetros por momentos, máxima verosimilitud, máxima entropía y momentos pesados de probabilidad, según sea el caso:

- Distribución Normal
- Distribución Log-Normal doble
- Distribución Exponencial
- Distribución Exponencial de dos parámetros
- Distribución Log-Normal con dos parámetros
- Distribución Log-Normal con tres parámetros
- Distribución Gamma con dos parámetros
- Distribución Gamma con tres parámetros
- Distribución de Gumbel
- Distribución doble Gumbel
- Distribución Frechet
- Doble Frechet
- Método de Nash (método analítico)

### D.1.2.4. Prueba de bondad de ajuste

Para encontrar la función de distribución que cuenta con el mejor ajuste, se emplean las siguientes pruebas de bondad de ajuste:

- Error cuadrático
- Kolmogorov-Smirnov
- Chi Cuadrado

Se determina que función de distribución presenta el mejor ajuste a los datos y se estiman con dicha función, las precipitaciones máximas en 24 h para diferentes periodos de retorno.

### D.1.2.5. Curvas de precipitación-duración-periodo de retorno

Este método se basa en la formulación de Cheng-Lung-Chen y aplica para duraciones de tormenta ( $t$ ) de 5 min a 24 h y para periodos de retorno ( $Tr$ ) de 5 a 100 años.

#### a) Determinación de la precipitación para una duración de tormenta de 60 min y un periodo de retorno de 10 años ( $P_{60}^{10}$ )

Para determinar la precipitación para una duración de tormenta de 60 min y un periodo de retorno de 10 años ( $P_{60}^{10}$ ), se emplea la fórmula de Bell, misma que se describe en la siguiente expresión:

$$P_{60}^{10} = [0,35 \times \ln(Tr) + 0,76] \times (0,54 \times t^{0,25} - 0,5) \times P_{60}^2$$

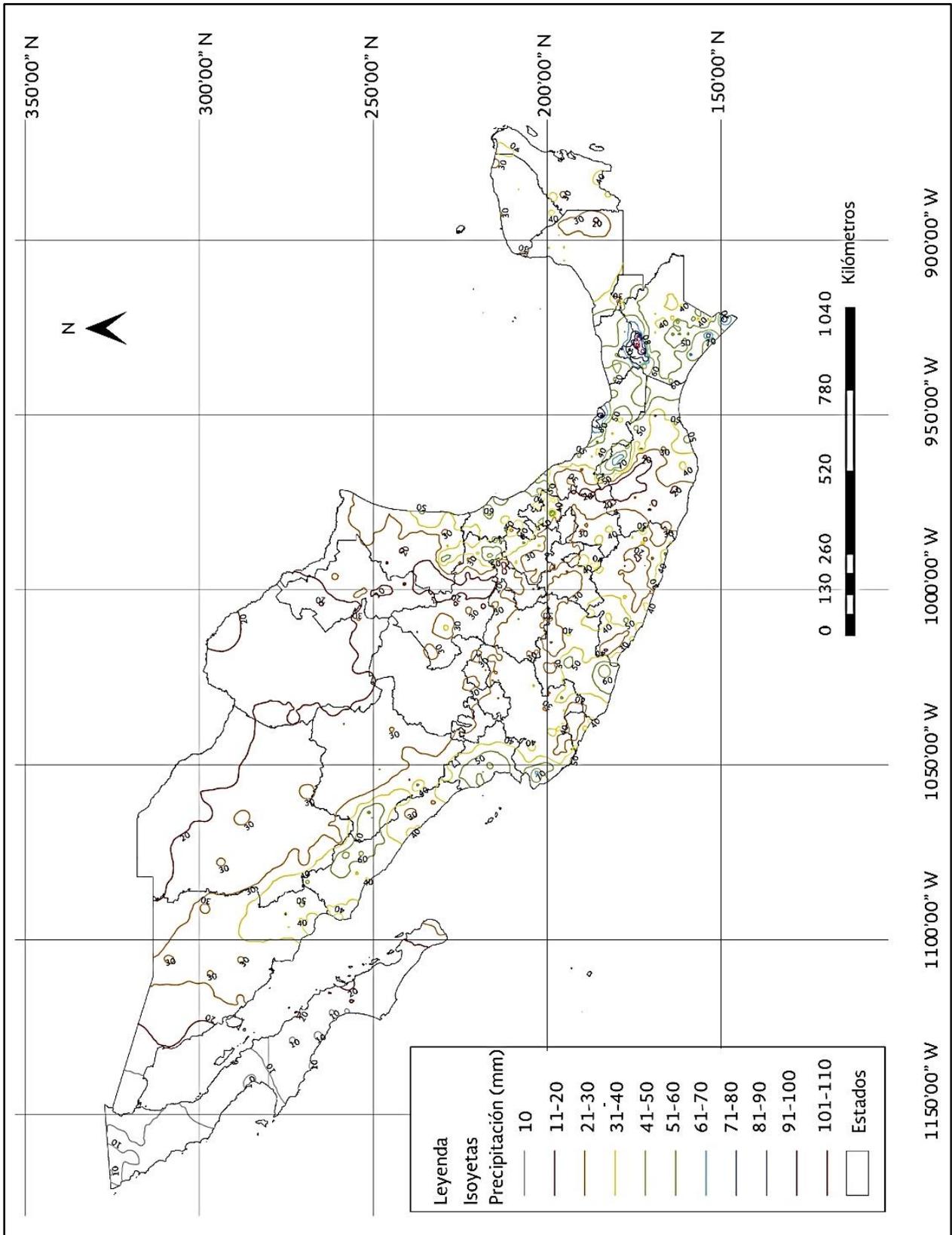
Donde:

$P_{60}^{10}$  = Precipitación para una duración de tormenta de 60 min y un periodo de retorno de 10 años, (mm)

$Tr$  = Periodo de retorno, (años)

$t$  = Duración de tormenta de la que se desea conocer la precipitación, (min)

$P_{60}^2$  = Precipitación para una duración de tormenta de 60 min y un periodo de retorno de 2 años, obtenida a partir de las isoyetas presentadas en la Figura 8 de este Manual o de la capa Lluvia Probabilística (CENAPRED) del Simulador de Flujos de Aguas de Cuencas Hidrográficas, SIATL, (mm)



Fuente: CONAGUA, *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Urbano*, 3.2.4 Desarrollo de la curva de precipitación-duración-periodo de retorno, pág. 170.

FIGURA 8.- Plano de isoyetas con periodo de retorno de 2 años y duración de 60 min

**b) Determinación de la precipitación para una duración seleccionada y el periodo de retorno de diseño ( $P_t^{Tr}$ ).**

Con la siguiente formulación se determina la precipitación para la duración seleccionada y el periodo de retorno de diseño ( $P_t^{Tr}$ ):

$$P_t^{Tr} = \frac{a \times P_{60}^{10} \times \log(10^{2-F_{ch}} Tr^{F_{ch}-1}) \times t}{60 \times (t + b)^c}$$

Donde

$P_t^{Tr}$  = Precipitación para la duración seleccionada y el periodo de retorno de diseño, (mm)

$a, b, c$  = Parámetros de la función que se determinan conforme a lo indicado en el siguiente Punto, (adimensionales)

$P_{60}^{10}$  = Precipitación para una duración de tormenta de 60 min y un periodo de retorno de 10 años, obtenido conforme a lo indicado en el Punto anterior, (mm)

$F_{ch}$  = Parámetro de lluvia-frecuencia que se determinan conforme a lo indicado en el Punto d) de este Párrafo, (adimensional)

$Tr$  = Periodo de retorno de diseño, (años)

$t$  = Duración de tormenta de la que se desea conocer la precipitación, (min)

**c) Determinación de los parámetros de la función**

Si la relación entre lluvia con precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de 24 h,  $R_{ch}$ , está en un intervalo de entre 0,10 y 0,20, los parámetros de la función se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$a = -2,297\ 536 + 100,038\ 9 R_{ch} - 432,543\ 8 R_{ch}^2 + 1\ 256,228 R_{ch}^3 - 1\ 028,902 R_{ch}^4$$

$$b = -9,845\ 761 + 96,948\ 64 R_{ch} - 341,434\ 9 R_{ch}^2 + 757,917\ 2 R_{ch}^3 - 598,746\ 1 R_{ch}^4$$

$$c = -0,064\ 983\ 4 + 5,069\ 294 R_{ch} - 16,081\ 11 R_{ch}^2 + 29,095\ 96 R_{ch}^3 - 20,062\ 88 R_{ch}^4$$

Si la relación entre lluvia con precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de 24 h,  $R_{ch}$ , está en un intervalo de entre 0,20 y 0,70, los parámetros de la función se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$a = 21,034\ 53 - 186,468\ 3 R_{ch} + 825,491\ 5 R_{ch}^2 - 1\ 084,846 R_{ch}^3 + 524,06 R_{ch}^4$$

$$b = 3,487\ 775 - 68,139\ 76 R_{ch} + 389,462\ 5 R_{ch}^2 - 612,404\ 1 R_{ch}^3 + 315,872\ 1 R_{ch}^4$$

$$c = 0,267\ 755\ 3 + 0,948\ 175\ 9 R_{ch} + 2,109\ 11 R_{ch}^2 - 4,827\ 012 R_{ch}^3 - 2,459\ 584 R_{ch}^4$$

Donde:

$a, b, c$  = Parámetros de la función, (adimensionales)

$R_{ch}$  = Relación entre lluvia con precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de 24 h, (adimensional), que se determina de la siguiente manera:

$$R_{ch} = \frac{P_{60}^{Tr}}{P_{1440}^{Tr}}$$

Donde:

$P_{60}^{Tr}$  = Precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de 60 min, (mm)

$P_{1440}^{Tr}$  = Precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de 24 h, (mm)

Para esto, se recaba de los mapas de isoyetas las intensidades con duración de 60 min y periodos de retorno de 10, 25 y 50 años y se les designa como  $P_{60}^{Tr}$ .

Las precipitaciones de lluvia máxima diaria para los periodos de retorno de 10, 25 y 50 años se obtienen a partir de los mapas de isoyetas, las cuales se multiplican por un factor de 1,13 para convertirlas en  $P_{1440}^{Tr}$ .

Una vez obtenido el factor  $R_{ch}$  para cada periodo de retorno, se calcula el valor promedio de los tres resultados.

#### d) Determinación del parámetro de lluvia-frecuencia ( $F_{ch}$ )

El parámetro de lluvia-frecuencia ( $F_{ch}$ ) se determina con la siguiente fórmula:

$$F_{ch} = \frac{P_{1440}^{100}}{P_{1440}^{10}}$$

Donde:

$F_{ch}$  = Relación entre la precipitación para un periodo de retorno de 100 años con una duración de 24 h y una precipitación con periodo de retorno de 10 años y una duración de 24 h, (adimensional)

$P_{1440}^{10}$  = Precipitación máxima en 24 h para un periodo de retorno de 10 años, (mm)

$P_{1440}^{100}$  = Precipitación máxima en 24 h para un periodo de retorno de 100 años, (mm)

#### e) Determinación de la intensidad de lluvia

Este procedimiento puede ser realizado de dos formas, la primera es tomando en cuenta los parámetros  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y las relaciones lluvia-duración ( $R_{ch}$ ) y lluvia-frecuencia ( $F_{ch}$ ) calculados en los puntos anteriores, para con esto determinar la intensidad de lluvia a que se refiere la siguiente ecuación:

$$I_t^{Tr} = \frac{a \times P_{60}^{10} \times \log(10^{2-F_{ch}Tr} F_{ch}^{-1})}{(t+b)^c}$$

Donde:

$I_t^{Tr}$  = Intensidad de lluvia, (mm/h)

$a, b, c$  = Parámetros de la función, adimensionales, que se determinan conforme a lo establecido en el punto c) de este Párrafo, (adimensionales)

$P_{60}^{10}$  = Precipitación para una duración de tormenta de 60 min y un periodo de retorno de 10 años, (mm/h)

$t$  = Duración de la tormenta, (min), para un intervalo de  $5 \leq t \leq 1440$

$Tr$  = Periodo de retorno, (años), para un intervalo de  $5 \leq Tr \leq 100$

$F_{ch}$  = Parámetro lluvia-frecuencia, (adimensional)

La segunda forma de obtener la intensidad de lluvia es a partir de los resultados de precipitación para una duración determinada y un periodo de retorno de diseño como se indica en el punto b) de este Párrafo, para esto es necesario conocer cómo ocurre la precipitación a lo largo de su tiempo de duración, por tal motivo se representa la lluvia en función de su intensidad  $I$ , es decir, en lámina de precipitación por unidad de tiempo, que comúnmente es una hora. Bajo estas condiciones, se referirá cada valor de precipitación de la curva  $P-t-Tr$  en intensidad con la ecuación:

$$I = \frac{60 \times P}{t}$$

Donde:

$I$  =Intensidad de lluvia, (mm/h)

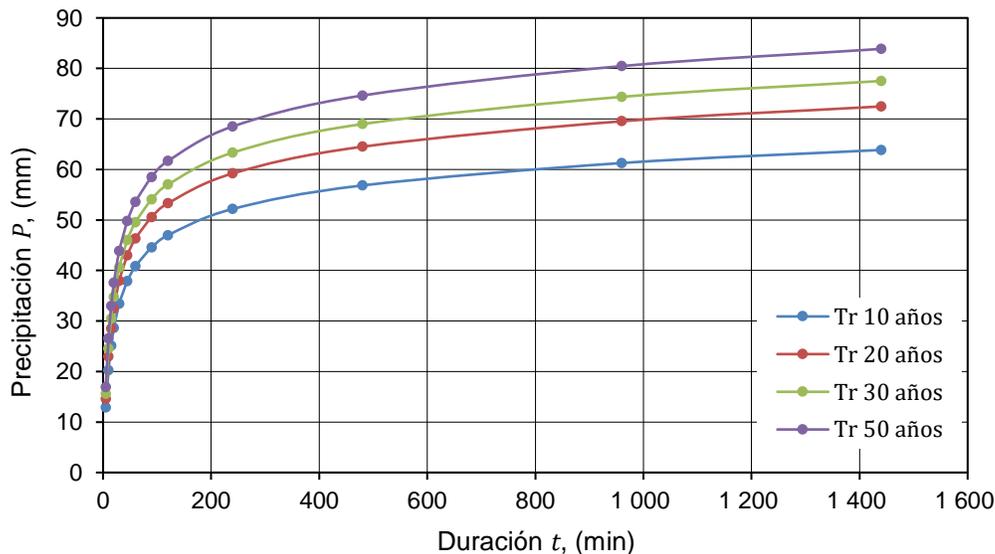
$P$  =Altura de precipitación de la curva  $P-t-Tr$ , (mm)

$t$  =Duración de la precipitación, (min)

En la Tabla 7 de este Manual se presentan los resultados del cálculo de precipitación para diferentes duraciones y periodos de retorno y en la Figura 9 de este Manual se observan las curvas  $P-t-Tr$  obtenidas.

**TABLA 7.- Ejemplo del cálculo de curvas precipitación-duración-periodo de retorno**

Duración $t$ min	Precipitación $P$ , mm			
	Periodo de retorno $Tr$ , años			
	10	20	30	50
5	12,86	14,59	15,60	16,88
10	20,23	22,95	24,55	26,56
15	25,10	28,48	30,46	32,96
20	28,61	32,47	34,73	37,57
30	33,42	37,93	40,57	43,89
45	37,90	43,01	46,00	49,76
60	40,81	46,32	49,54	53,59
90	44,55	50,56	54,08	58,51
120	46,97	53,31	57,01	61,68
240	52,18	59,21	63,33	68,52
480	56,83	64,50	68,98	74,63
960	61,27	69,54	74,37	80,46
1 440	63,86	72,47	77,51	83,86



**FIGURA 9.- Ejemplo de curvas precipitación-duración-periodo de retorno**

**D.1.2.6. Curvas de intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno**

Las curvas de intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno se obtienen de la relación entre la precipitación asociada a cada periodo de retorno ( $Tr$ ) y la duración respectiva en min, como se muestra en la Tabla 8 y Figura 10 de este Manual.

**TABLA 8.- Ejemplo del cálculo de curvas intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno**

Duración $t$ min	Intensidad de lluvia $I$ , mm/h			
	Periodo de retorno $Tr$ , años			
	10	20	30	50
5	154,28	175,08	187,26	202,59
10	121,35	137,72	147,30	159,36
15	100,39	113,93	121,85	131,83
20	85,83	97,40	104,18	112,71
30	66,84	75,86	81,13	87,77
45	50,53	57,34	61,33	66,35
60	40,81	46,32	49,54	53,59
90	29,70	33,71	36,05	39,00
120	23,49	26,65	28,51	30,84
240	13,04	14,80	15,83	17,13
480	7,10	8,06	8,62	9,33
960	3,83	4,35	4,65	5,03
1 440	2,66	3,02	3,23	3,49

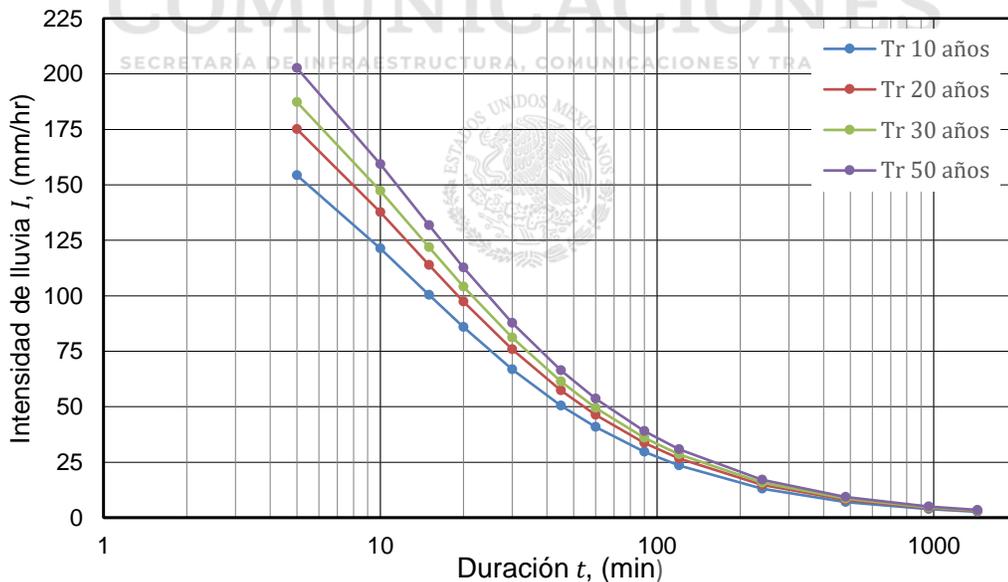


FIGURA 10.- Ejemplo de curvas intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno

**D.2. CARACTERÍSTICAS DEL ESCURRIMIENTO**

Si se establece en los términos de referencia a que se refiere el Inciso C.1.2. de la Norma N-LEG-2, *Ejecución de Estudios, Proyectos, Consultorías y Asesorías*, la entrega de los registros de los gastos máximos anuales aforados en las estaciones hidrométricas, recopilados conforme a lo señalado en el Inciso E.1.2. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-001, *Ejecución de Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes*; se analizarán estadísticamente, ajustando una función de distribución de probabilidad a dichos gastos para caracterizar el escurrimiento y determinar los gastos que se utilizarán en el diseño hidráulico del puente, según los periodos de retorno que se establezcan conforme a lo indicado en la Cláusula D. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-004, *Análisis Hidrológicos*. Los métodos estadísticos que comúnmente se utilizan son los mencionados en el Párrafo D.1.2.3. de este Manual.

Para que un método estadístico se considere aplicable, basta que su distribución de probabilidad muestre cierta concordancia con los datos que se procesen, por lo que es necesario realizar las pruebas de homogeneidad descritas en el Párrafo D.1.2.2. de este Manual. El método que dará mejores resultados será aquel cuya distribución de probabilidades se ajuste más a los gastos máximos anuales registrados, empleando las pruebas de bondad de ajuste mencionadas en el Párrafo D.1.2.4. de este Manual.

### D.2.1. Ordenación de los datos

Antes de proceder a la aplicación del método estadístico y con el propósito de seleccionar los datos que sean útiles, se determina si durante el lapso que abarca el registro de gastos aforados en una estación hidrométrica se realizaron obras en la cuenca que hayan provocado cambios en sus características hidrológicas, tales como la construcción de alguna presa, en cuyo caso sólo pueden usarse los datos obtenidos a partir del momento en que la última obra construida haya entrado en operación normal. Los datos útiles han de ser ordenados como sigue:

- D.2.1.1. Para cada año de registro se seleccionará el mayor de los gastos medidos, que corresponde al gasto máximo anual de ese año, elaborando una relación como la ejemplificada en la Tabla 9 de este Manual.

**TABLA 9.- Ejemplo de registro de gastos máximos anuales**

Año	Gasto máximo anual $Q$ m <sup>3</sup> /s
1997	4 000
1998	5 100
1999	3 270
2000	2 860
2001	2 660
2002	4 400
2003	3 690
2004	3 120
2005	3 460
2006	2 570
2007	2 760
2008	2 990

- D.2.1.2. Los gastos máximos seleccionados, como se indica en el Párrafo anterior, se ordenarán de mayor a menor, asignándoles un número de orden como se muestra en la Tabla 10 de este Manual y se calcula para cada uno su periodo de retorno ( $Tr$ ) en años, mediante la siguiente expresión:

$$Tr = \frac{N + 1}{j}$$

Donde:

$Tr$  = Periodo de retorno, (años)

$N$  = Número total de años de registro, (años)

$j$  = Número de orden de los datos de gastos máximos anuales, (adimensional)

**TABLA 10.- Ejemplo de ordenación de gastos máximos anuales y determinación del periodo de retorno**

Número de orden <i>j</i>	Gasto máximo anual <i>Q</i> m <sup>3</sup> /s	Periodo de retorno <i>Tr</i> años
1	5 100	13,00
2	4 400	6,50
3	4 000	4,33
4	3 690	3,25
5	3 460	2,60
6	3 270	2,17
7	3 120	1,86
8	2 990	1,63
9	2 860	1,44
10	2 760	1,30
11	2 660	1,18
12	2 570	1,08

**D.2.1.3.** El grado de homogeneidad del registro de gastos máximos anuales se determina con las pruebas de homogeneidad descritas en el Párrafo D.1.2.2. de este Manual.

**D.2.1.4.** Si se analiza un registro corto que contenga datos de una avenida extraordinaria, con una recurrencia mucho mayor que el periodo de registro, el método estadístico puede conducir a resultados absurdos. En estos casos es necesario descartar dicha avenida extraordinaria para que los resultados sean más confiables. Con tal propósito, es conveniente elaborar una gráfica en una hoja de cálculo o un papel de probabilidades de los gastos contra su periodo de retorno, ordenando los datos del registro de menor a mayor frecuencia, a fin de observar el dato que pudiera salir del rango de los demás y de esta manera poder eliminarlo.

**D.2.2. Métodos de análisis estadísticos**

**D.2.2.1. Determinación de la distribución de probabilidad por el método de Gumbel**

Para ajustar la función de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales, ordenados como se indica en el Inciso D.2.1. de este Manual, se emplea la siguiente expresión:

$$Q = -a - c \times \ln\left(\ln\frac{Tr}{Tr - 1}\right)$$

Donde:

*Q* =Gasto máximo para el periodo de retorno *Tr*, (m<sup>3</sup>/s)

*Tr* =Periodo de retorno, (años)

*a, c* =Parámetros de la función de distribución, (adimensional), que se determinan como sigue:

$$a = (Y_N \times c) - \bar{Q}$$

$$c = \frac{\sigma_Q}{\sigma_N}$$

Donde:

$\bar{Q}$  = Promedio de los gastos máximos anuales, (m<sup>3</sup>/s)

$\sigma_Q$  = Desviación estándar de los gastos máximos anuales, (m<sup>3</sup>/s)

*Y<sub>N</sub>* y *σ<sub>N</sub>* son funciones del tamaño de la muestra, es decir, del número total de años de registro *N* y se obtienen de la Tabla 11 de este Manual.

**TABLA 11.- Valores de  $Y_N$  y  $\sigma_N$  para diferentes tamaños de muestras**

$N$	$Y_N$	$\sigma_N$	$N$	$Y_N$	$\sigma_N$	$N$	$Y_N$	$\sigma_N$
8	0,484 30	0,904 30	41	0,544 20	1,143 58	74	0,555 67	1,188 96
9	0,490 20	0,928 80	42	0,544 80	1,145 76	75	0,555 89	1,189 82
10	0,495 20	0,949 70	43	0,545 30	1,147 87	76	0,556 10	1,190 65
11	0,499 60	0,967 60	44	0,545 80	1,149 89	77	0,556 30	1,191 47
12	0,503 50	0,983 30	45	0,546 30	1,151 84	78	0,556 50	1,192 27
13	0,507 00	0,997 20	46	0,546 78	1,153 73	79	0,556 69	1,193 06
14	0,510 00	1,009 50	47	0,547 24	1,155 55	80	0,556 89	1,193 82
15	0,512 80	1,020 57	48	0,547 69	1,157 31	81	0,557 07	1,194 58
16	0,515 70	1,031 60	49	0,548 12	1,159 01	82	0,557 26	1,195 31
17	0,518 10	1,041 10	50	0,548 54	1,160 66	83	0,557 44	1,196 04
18	0,520 20	1,049 30	51	0,548 95	1,162 26	84	0,557 61	1,196 75
19	0,522 00	1,056 60	52	0,549 34	1,163 80	85	0,557 79	1,197 44
20	0,523 55	1,106 28	53	0,549 72	1,165 30	86	0,557 96	1,198 13
21	0,525 20	1,069 60	54	0,550 09	1,166 76	87	0,558 12	1,198 80
22	0,526 80	1,075 40	55	0,550 44	1,168 17	88	0,558 28	1,199 45
23	0,528 30	1,081 10	56	0,550 79	1,169 55	89	0,558 44	1,200 10
24	0,529 60	1,086 40	57	0,551 13	1,170 88	90	0,558 60	1,200 73
25	0,530 86	1,091 45	58	0,551 46	1,172 18	91	0,558 76	1,201 35
26	0,532 00	1,096 10	59	0,551 77	1,173 44	92	0,558 91	1,201 96
27	0,533 20	1,004 00	60	0,552 08	1,174 67	93	0,559 05	1,202 56
28	0,534 30	1,104 70	61	0,552 38	1,175 86	94	0,559 20	1,203 15
29	0,535 30	1,108 60	62	0,552 68	1,177 02	95	0,559 34	1,203 73
30	0,536 22	1,112 38	63	0,552 96	1,178 16	96	0,559 48	1,204 30
31	0,537 10	1,115 90	64	0,553 24	1,179 26	97	0,559 62	1,204 86
32	0,538 00	1,119 30	65	0,553 51	1,180 34	98	0,559 76	1,205 41
33	0,538 80	1,122 60	66	0,553 78	1,181 39	99	0,559 89	1,205 96
34	0,539 60	1,125 50	67	0,554 03	1,182 42	100	0,560 02	1,206 49
35	0,540 34	1,128 47	68	0,55429	1,183 42	200	0,567 15	1,235 98
36	0,541 00	1,131 30	69	0,554 53	1,184 40	500	0,572 40	1,258 80
37	0,541 80	1,133 91	70	0,554 77	1,185 35	$\infty$	0,577 22	1,282 55
38	0,542 40	1,136 30	71	0,555 00	1,186 29			
39	0,543 00	1,138 80	72	0,555 23	1,187 20			
40	0,543 62	1,141 32	73	0,555 46	1,188 09			

**a) Ejemplo de aplicación**

Para los datos mostrados en la Tabla 10 de este Manual y con base en los gastos máximos anuales ordenados, se calculan los parámetros  $a$  y  $c$ , de acuerdo con lo siguiente:

De la Tabla 11, para un registro de 12 años ( $N = 12$ ), se tiene que:

$$Y_N = 0,503 50 \text{ y } \sigma_N = 0,983 30$$

De la Tabla 10 se obtiene que, para los gastos máximos anuales, su desviación estándar ( $\sigma_Q$ ) es de 770,966 y su promedio ( $\bar{Q}$ ) es 3 406,667 m<sup>3</sup>/s.

Por tanto:

$$c = \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} = \frac{770,966}{0,983\ 30} = 784,1$$

$$a = (Y_N \times c) - \bar{Q} = (0,503\ 50 \times 784,1) - 3\ 406,667 = -3\ 011,9$$

Posteriormente se determina la ecuación correspondiente al gasto máximo en términos del periodo de retorno que, para el ejemplo mostrado en la Tabla 10 de este Manual, resulta de:

$$Q = -a - c \times \ln\left(\ln\frac{Tr}{Tr-1}\right) = 3\ 011,9 - 784,1 \times \ln\left(\ln\frac{Tr}{Tr-1}\right)$$

Con esta ecuación se calculan los gastos máximos para los periodos de retorno que se establezcan conforme a lo indicado en la Cláusula D. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-004, *Análisis Hidrológicos*. Se asientan en una hoja de cálculo, procesador de datos o un papel semilogarítmico, en donde las ordenadas en escala natural corresponden a los gastos máximos anuales y las abscisas en escala logarítmica a los periodos de retorno, y se dibujan en la gráfica, según sus correspondientes periodos de retorno, los gastos máximos anuales observados y ordenados como se indica en el Inciso D.2.1. de este Manual, para comprobar que su distribución corresponda a la considerada en el método utilizado, como se muestra en la Figura 11 de este Manual, donde se puede ver que la distribución de los datos ejemplificados en la Tabla 10 de este Manual coincide razonablemente con la distribución de Gumbel. Sin embargo, generalmente ambas distribuciones no son exactamente las mismas, por lo que se determina el intervalo de confianza dentro del que puede variar el gasto máximo con una determinada probabilidad.

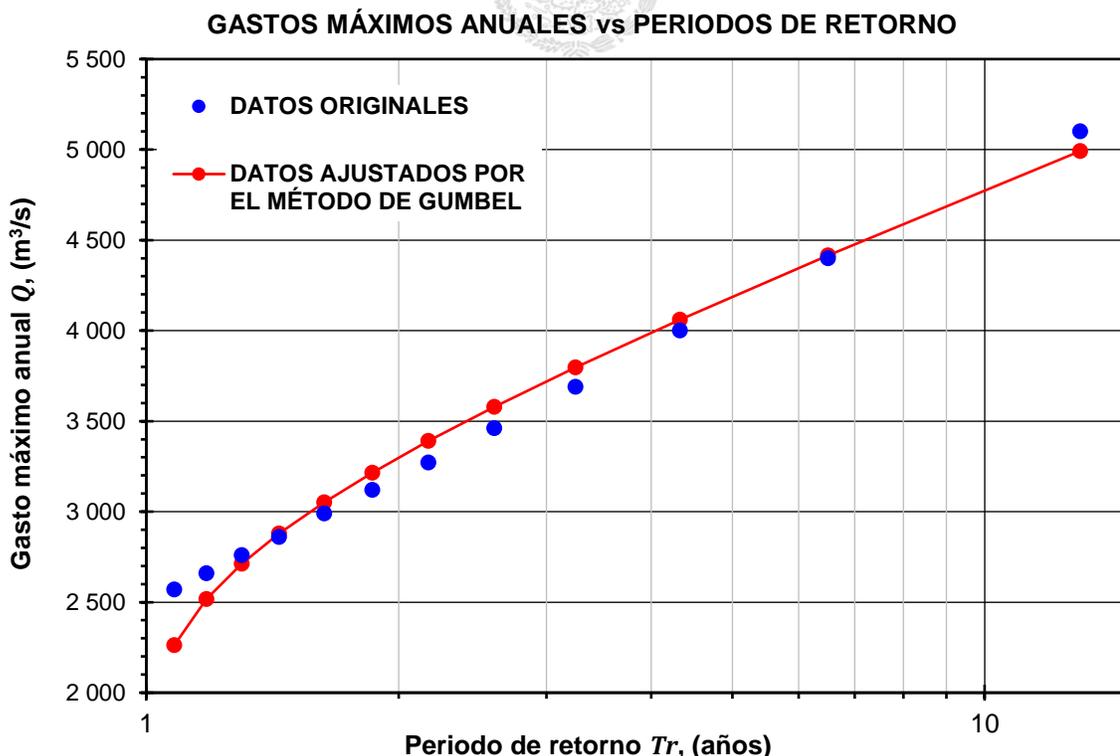


FIGURA 11- Ejemplo de distribución de probabilidad por el método de Gumbel

**b) Determinación del intervalo de confianza**

Para calcular el intervalo de confianza, es decir, aquel dentro del cual puede variar el gasto máximo para un determinado periodo de retorno, dependiendo del número total de años de registro, primero se determina el parámetro  $\varphi$  mediante la siguiente expresión:

$$\varphi = 1 - \frac{1}{Tr}$$

Donde  $Tr$  es el periodo de retorno expresado en años.

Posteriormente, y dependiendo de su valor, se clasifica dentro de uno de los siguientes rangos a fin de seleccionar la expresión que permita determinar su intervalo de confianza  $\Delta_Q$ , en  $m^3/s$ , de acuerdo con lo siguiente:

**Rango                      Expresión para determinar el intervalo de confianza**

$0,2 \leq \varphi \leq 0,8$                        $\Delta_Q = \pm \sqrt{N\alpha\sigma_m} \times \frac{\sigma_Q}{\sigma_N\sqrt{N}}$

$\varphi \geq 0,9$                        $\Delta_Q = \pm \frac{1,14 \sigma_Q}{\sigma_N}$

$0,80 < \varphi < 0,90$  Este intervalo de confianza se considera de transición y se determina interpolando entre los valores calculados con las dos fórmulas anteriores.

$\varphi < 0,2$  Este intervalo de confianza es despreciable.

Donde:

$\Delta_Q$  = Intervalo de confianza, ( $m^3/s$ )

$\sigma_Q$  = Desviación estándar de los gastos máximos anuales, ( $m^3/s$ )

$N$  = Número total de años de registro, (adimensional)

$\sigma_N$  es función del tamaño de la muestra, es decir, del número total de años de registro  $N$  y  $\sqrt{N\alpha\sigma_m}$  es función del parámetro  $\varphi$ ; sus valores se obtienen de las Tablas 11 y 12 de este Manual, respectivamente.

**TABLA 12.- Valores de  $\sqrt{N\alpha\sigma_m}$  para diferentes valores de  $\varphi$**

$\varphi$	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	$\varphi$	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	$\varphi$	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$
0,01	2,160 7	0,35	1,298 1	0,75	2,006 9
0,02	1,789 4	0,40	1,336 6	0,80	2,240 8
0,05	1,455 0	0,45	1,384 5	0,85	2,584 9
0,10	1,302 8	0,50	1,442 7	0,90	3,163 9
0,15	1,254 8	0,55	1,511 3	0,95	4,472 1
0,20	1,242 7	0,60	1,598 4	0,98	7,071 0
0,25	1,249 4	0,65	1,703 4	0,99	10,000 0
0,30	1,268 7	0,70	1,835 5	---	---

### D.2.2.2. Estimación de gastos máximos mediante diferentes funciones de distribución de probabilidad

Para determinar el gasto máximo en diferentes periodos de retorno, además de lo descrito en los Incisos D.2.1. y D.2.2. de este Manual, se realiza un análisis estadístico mediante las funciones de distribución de probabilidad indicadas en el Párrafo D.1.2.3. de este Manual y se realiza la prueba de bondad de ajuste a que se refiere el Párrafo D.1.2.4. de este Manual, para conocer qué función cuenta con el mejor ajuste y estimar el gasto máximo para diferentes periodos de retorno.

### D.2.3. Ajuste de los gastos máximos calculados

Los gastos máximos para los periodos de retorno que se establecen conforme a lo indicado en la Cláusula D. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-004, *Análisis Hidrológicos*, calculados con el método estadístico seleccionado, se ajustan considerando sus correspondientes intervalos de confianza, para obtener los gastos que han de utilizarse en el análisis hidrológico a que se refiere la Norma antes mencionada, aplicando la siguiente fórmula:

$$Q_{Tr} = Q + \Delta_Q$$

Donde:

$Q_{Tr}$  = Gasto máximo ajustado para el periodo de retorno  $Tr$  establecido, ( $m^3/s$ )

$Q$  = Gasto máximo para el periodo de retorno  $Tr$  establecido, calculado según el método estadístico seleccionado, ( $m^3/s$ )

$\Delta_Q$  = Intervalo de confianza para el periodo de retorno  $Tr$ , ( $m^3/s$ )

Los gastos máximos ajustados se representan en una gráfica de *gastos máximos-periodos de retorno* según la función de distribución de probabilidad seleccionada, similar a la mostrada en la Figura 11 de este Manual, en la que las ordenadas en escala natural corresponden a dichos gastos y las abscisas en escala logarítmica a los periodos de retorno.

## D.3. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA

Utilizando la información contenida en el estudio geológico, con apoyo en las fotografías aéreas, imágenes satelitales o en las cartas topográficas, geológicas, edafológicas y de uso del suelo, a que se refieren las Fracciones D.2. y D.3., así como el Inciso E.1.1. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-001, *Ejecución de Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes*, y con base en los datos recabados durante el reconocimiento de campo conforme a lo indicado en el Inciso C.2.3. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-002, *Trabajos de Campo*, se determina el coeficiente de escurrimiento de la cuenca, definido por las condiciones de su superficie, de acuerdo con lo siguiente:

- D.3.1.** Mediante el análisis de las cartas geológicas, edafológicas y de uso del suelo, se identifican y dibujan en las cartas topográficas o imágenes satelitales, las zonas que representen las distintas condiciones de la superficie de la cuenca, cuidando que cada una tenga características uniformes de topografía, geología, tipo y uso del suelo, estado de humedad del suelo, así como tipo y densidad de la vegetación, ya que dichas características representan condiciones particulares de infiltración y escurrimiento. Cada una de las zonas se identifica mediante números progresivos.
- D.3.2.** Con herramientas de dibujo asistido por computadora, sistemas de información geográfica, o un planímetro, se determinan las áreas ( $A_i$ ) de las zonas identificadas en  $km^2$ , revisando que la suma de todas estas áreas corresponda al área total de la cuenca ( $A$ ) determinada como se indica en la Fracción C.1. de este Manual. Para cada zona se calcula su pendiente ( $S_i$ ) en % y se determina su coeficiente de escurrimiento ( $C_i$ ) o número de curva ( $N$ ), conforme a las condiciones de su superficie, considerando lo siguiente:

**D.3.2.1. Determinación del coeficiente de escurrimiento (C) mediante el método Racional**

Se asigna un coeficiente de escurrimiento (C) según sean cuencas urbanas o rurales, aplicando lo siguiente:

- a) Para cuencas urbanas se emplea la Tabla 13 de este Manual.
- b) Para cuencas rurales se utiliza la Tabla 14 de este Manual, que considera las características de la cuenca. El coeficiente representativo de las zonas identificadas se determina utilizando la siguiente expresión:

$$C_i = C_r + C_l + C_v + C_s$$

Donde:

- $C_i$  = Coeficiente de escurrimiento para la zona identificada, (adimensional)
- $C_r$  = Coeficiente de escurrimiento en función del relieve, (adimensional)
- $C_l$  = Coeficiente de escurrimiento en función de la infiltración, (adimensional)
- $C_v$  = Coeficiente de escurrimiento en función de la cobertura vegetal, (adimensional)
- $C_s$  = Coeficiente de escurrimiento en función del almacenamiento, (adimensional)

**TABLA 13.- Coeficientes de escurrimiento (C), para cuencas urbanas**

Tipo de superficie por drenar	Pendiente %	Coeficiente de escurrimiento C	
		Mínimo	Máximo
<b>A) Praderas:</b>			
1. Suelo arenoso plano	< 2	0,05	0,10
2. Suelo arenoso medio	2 a 7	0,10	0,15
3. Suelo arenoso empinado	> 7	0,15	0,20
4. Suelo arcilloso plano	< 2	0,13	0,17
5. Suelo arcilloso medio	2 a 7	0,18	0,22
6. Suelo arcilloso empinado	> 7	0,25	0,35
<b>B) Zonas pavimentadas:</b>			
1. Pavimento asfáltico	---	0,70	0,95
2. Pavimento de concreto hidráulico	---	0,80	0,95
3. Pavimento adoquinado	---	0,70	0,85
4. Estacionamientos	---	0,75	0,85
5. Patios de ferrocarril	---	0,20	0,40
<b>C) Zonas residenciales:</b>			
1. Unifamiliares	---	0,30	0,50
2. Multifamiliares, espaciados	---	0,40	0,60
3. Multifamiliares, juntos	---	0,60	0,75
4. Suburbanas	---	0,25	0,40
5. Casas habitación	---	0,50	0,70
<b>D) Zonas comerciales:</b>			
1. Zona comercial (áreas céntricas)	---	0,70	0,95
2. Áreas vecinas	---	0,50	0,70
<b>E) Zonas industriales:</b>			
1. Construcciones espaciadas	---	0,50	0,80
2. Construcciones juntas	---	0,60	0,90
<b>F) Campos cultivados</b>	---	0,20	0,40
<b>G) Zonas forestadas</b>	---	0,10	0,30
<b>H) Parques y cementerios</b>	---	0,10	0,25
<b>I) Áreas de recreo y campos de juego</b>	---	0,20	0,35
<b>J) Azoteas y techados</b>	---	0,75	0,95

**TABLA 14.- Coeficientes de escurrimiento ( $C$ ), para cuencas rurales**

Característica del suelo	Tipo	Rango	Coeficiente de escurrimiento $C$
Relieve $C_r$	Bajo	Terreno relativamente plano con pendientes medias de 0-5 %	0,08 - 0,14
	Normal	Terrenos con laderas con pendiente media de 5-10 %	0,14 - 0,20
	Alto	Terreno montañoso con pendientes medias entre 10-30 %	0,20 - 0,28
	Extremo	Terreno accidentado con pendiente medias superiores a 30 %	0,28 - 0,35
Cobertura Vegetal $C_v$	Bajo	Nula o dispersa	0,12 - 0,16
	Normal	Deficiente a regular; cultivos limpios, cobertura natural pobre menor del 20 % del área de la cuenca	0,08 - 0,12
	Alto	De regular a buena; 50 % de cobertura a base de bosques o pastizales y no más del 50 % de cobertura en pastizales	0,06 - 0,08
	Extremo	De buena a excelente; aproximadamente 90 % del área de la cuenca cubierta con pastizales, bosques	0,04 - 0,06
Infiltración $C_l$	Bajo	Suelo o roca sin cobertura, impermeable	0,12 - 0,16
	Normal	Suelo con poca capacidad de infiltración, arcillas o limos	0,08 - 0,12
	Alto	Con infiltración media, suelos arenosos	0,06 - 0,08
	Extremo	Suelos con alta infiltración, suelos arenosos profundos	0,04 - 0,06
Almacenamientos $C_s$	Bajo	Mínimo; depresiones con poca profundidad, con vías de desagüe pequeñas, sin pantanos	0,10 - 0,12
	Normal	Notable; definidos con pequeños desagües, sin estanques y pantanos	0,08 - 0,10
	Alto	Cuantioso; lagos, estanques y pantanos	0,06 - 0,08
	Extremo	Abundante; sistema de drenaje no definido claramente, con llanuras de inundación, estanques y pantanos	0,04 - 0,06

**D.3.2.2. Determinación del coeficiente de escurrimiento mediante el método de Chow, Hidrograma Unitario Triangular, Hidrograma Unitario Sintético de Snyder e Hidrograma Unitario Sintético de Clark**

Para determinar el coeficiente de escurrimiento con el método de Chow, Hidrograma Unitario Triangular, Hidrograma Unitario Sintético de Snyder e Hidrograma Unitario Sintético de Clark, se emplea el método del número de curva ( $N$ ), de acuerdo con lo siguiente:

- a) Dependiendo de las características del suelo de la cuenca en estudio, observadas según se indica en la Cláusula C. de la Norma N-PRY-CAR-1-06-002, *Trabajos de Campo*, se clasifica dentro de alguno de los siguientes tipos de suelo:
  - Tipo A: suelos con potencial de escurrimiento mínimo. Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias y mezcla de ambas.
  - Tipo B: suelo con infiltración media inferior a la del tipo A. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.
  - Tipo C: suelos con infiltración media inferior a la del tipo B. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.
  - Tipo D: suelos con potencial de escurrimiento máximo. Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.
- b) Según el tipo de suelo hidrológico, clasificado como se indica en el Punto anterior de este Párrafo, y de acuerdo con las características de la superficie de la cuenca, el número de curva ( $N$ ) se determina empleando la Tabla 15 de este Manual.

**TABLA 15.- Selección del número de curva (N)**

Tipo de cobertura		Número de curva N para el tipo de suelo					
		A	B	C	D		
<b>Áreas urbanas completamente desarrolladas <sup>[1]</sup> (vegetación establecida)</b>							
Jardines, espacios abiertos, parques, campos de golf, cementerios, entre otros							
1. Condición buena; cobertura de pasto del 75 % o más del área		39	61	74	80		
2. Condición media; cobertura de pasto del 50 al 75 % del área		49	69	79	84		
3. Condición pobre; cobertura de pasto de menos del 50 % del área		68	79	86	89		
4. Lotes de estacionamiento pavimentado, techos, calzadas, entre otros		98	98	98	98		
Calles y Carreteras							
1. Pavimentadas con bordos y alcantarillas pluviales		98	98	98	98		
2. Terracerías compactadas		76	85	89	91		
3. Terracerías no compactadas		72	82	87	89		
4. Pavimentadas con zanjas abiertas		83	89	92	93		
---		<b>% promedio impermeable <sup>[2]</sup></b>		---			
1. Áreas comerciales y de oficinas		85	89	92	94		
2. Distritos industriales		72	81	88	91		
3. Casas y lotes residenciales con 0,05 ha o menos		65	77	85	90		
Lotes residenciales (tamaño promedio)							
1. 0,100 ha		38	61	75	83		
2. 0,135 ha		30	57	72	81		
3. 0,200 ha		25	54	70	80		
4. 0,400 ha		20	51	68	79		
5. 0,800 ha		12	46	65	77		
Áreas urbanas en zonas desérticas							
1. Zona desértica natural		63	77	85	88		
2. Zona desértica artificial (barrera de hierba impenetrable, arbustos del desierto con 25-50 mm, mantos de arena o grava y fronteras de cuenca)		96	96	96	96		
3. Áreas urbanas en desarrollo <sup>[3]</sup> (sin vegetación establecida)		77	86	91	94		
<b>Áreas no urbanas</b>							
Tipo de cobertura		Condición hidrológica <sup>[4]</sup>	Número de curva N para el tipo de suelo				
			A	B	C	D	
Tierra agrícola cultivada: barbecho							
1. Línea recta o solo suelo			77	86	91	94	
2. Cultivo de conservación		Pobre	76	85	90	93	
		Buena	74	83	88	90	
3. Cultivos en hileras		Fila recta	Pobre	72	81	88	91
			Buena	67	78	85	89
		Cultivo de conservación	Pobre	71	80	87	90
			Buena	64	75	82	85
		Contorneada	Pobre	70	79	84	88
			Buena	65	75	82	86
		Contorneada y labranza	Pobre	69	78	83	87
			Buena	64	74	81	85
Contorneada y terracería	Pobre	66	74	80	82		
	Buena	62	71	78	81		
Contorneada, terracería y labranza	Pobre	65	73	79	81		
	Buena	61	70	77	80		

[1] Para usos de tierra con áreas impermeables, el número de curva se calculará asumiendo que el 100 % de escorrentía de las áreas impermeables está directamente conectado con el sistema de drenaje. Las áreas permeables (pastos) son considerados equivalentes a los pastos en buenas condiciones y las áreas impermeables tienen un N de 98.

[2] Incluye calles pavimentadas.

[3] Usar para el diseño de medidas temporales durante la clasificación y construcción. El porcentaje de área impermeable para áreas urbanas en desarrollo varía considerablemente. El usuario determinará el porcentaje impermeable. Usando el área nueva, el componente N se obtendrá para cualquier etapa de desarrollo.

[4] Para condiciones hidrológicas pobres de labranzas de conservación, 5 a 20 % de la superficie es cubierta con residuos (menos de 850 kg/ha de cultivos en hileras o 350 kg/ha de grano pequeño). Para condiciones hidrológicas buenas de labranzas de conservación, más del 20 % de la superficie es cubierta con residuos (mayor que 850 kg/ha de cultivos en hileras o 350 kg/ha de grano pequeño).

(Continúa Tabla 15)

**TABLA 15.- Selección del número de curva (N) (Continuación)**

Tipo de cobertura		Condición hidrológica <sup>[4]</sup>	Número de curva N para el tipo de suelo			
			A	B	C	A
4. Granos pequeños	Fila recta	Pobre	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	Cultivo de conservación	Pobre	64	75	83	86
		Buena	60	72	80	84
	Contorneada	Pobre	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Contorneada y labranza	Pobre	62	73	81	84
		Buena	60	72	80	83
	Contorneada y terracería	Pobre	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	81
Contorneada, terracería y labranza	Pobre	60	71	78	81	
	Buena	58	69	77	80	
5. Primer sembrado o emisión de legumbres o praderas de rotación <sup>[5]</sup>	Fila recta	Pobre	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
	Contorneada	Pobre	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
	Contorneada y terracería	Pobre	63	73	80	83
		Buena	57	67	76	80
Tierra agrícola no cultivada						
1. Pastizales o praderas	Sin tratamientos mecánicos <sup>[6]</sup>	Pobre	68	79	86	89
		Media	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Contorneada	Pobre	47	67	81	88
		Media	25	59	75	83
		Buena	6	35	70	79
2. Condición buena; cobertura de pasto del 75 % o más del área			30	58	71	78
3. Tierras forestales - pasto o huertos - perennes o caducifolia	Pobre		55	73	82	86
	Media		44	65	76	82
	Buena		32	58	72	79
4. Arbustos - malezas - mezcla de hierba con arbustos como elemento principal <sup>[7]</sup>	Pobre		48	67	77	83
	Media		35	56	70	77
	Buena		30 <sup>[8]</sup>	48	65	73
5. Bosques	Pobre		45	66	77	83
	Media		36	60	73	79
	Buena		30 <sup>[8]</sup>	55	70	77
6. Bosques - Combinación de hierbas (huertos o plantación de árboles) <sup>[9]</sup>	Pobre		57	73	82	86
	Media		43	65	76	82
	Buena		32	58	72	79
7. Granja			59	74	82	86

[4] Para condiciones hidrológicas pobres de labranzas de conservación, 5 a 20% de la superficie es cubierta con residuos (menos de 850 kg/ha de cultivos en hileras o 350 kg/ha de grano pequeño). Para condiciones hidrológicas buenas de labranzas de conservación, más del 20% de la superficie es cubierta con residuos (mayor que 850 kg/ha de cultivos en hileras o 350 kg/ha de grano pequeño).

[5] Para tierras agrícolas no cultivadas:

- Condición hidrológica pobre tiene menos de 25 % de densidad de cubierta vegetal.
- Condición hidrológica media tiene entre 25 y 50 % de densidad de cubierta vegetal.
- Condición hidrológica buena tiene más de 50 % de densidad de cubierta vegetal.

Para gama de bosques.

- Condición hidrológica pobre tiene menos de 30 % de densidad de cubierta vegetal.
- Condición hidrológica media tiene entre 30 y 70 % de densidad de cubierta vegetal.
- Condición hidrológica buena tiene más de 70 % de densidad de cubierta vegetal.

[6] Pobre: < 50 % de cobertura de suelo o en su mayoría pastado sin abono.

Media: 50 a 75 % de cobertura de suelo o no muy pastado.

Buena: > 75% de cobertura de suelo y ligera u ocasionalmente pastado.

[7] Los números de curva calculados para áreas con el 50 % de bosques y 50 % de hierba (pastizales). Otras combinaciones serán calculadas en función del número de curva de bosque y hierba.

[8] El número de curva es menor de 30: usar 30 para los cálculos de escorrentía.

[9] Pobre: < 50 % de cobertura de suelo.

Media: 50 a 75 % de cobertura de suelo.

Buena: > 75 % de cobertura de suelo.

(Continúa Tabla 15)

**TABLA 15.- Selección del número de curva (N) (Continuación)**

Tipo de cobertura	Condición hidrológica [4]	Número de curva N para el tipo de suelo			
		A	B	C	D
Gama de bosques					
1. Herbáceo - mezcla de hierba, mala hierba y arbustos de bajo crecimiento, con arbustos como elemento menor	Pobre	-	80	87	93
	Media	-	71	81	89
	Buena	-	62	74	85
2. Roble - álamo - arbustos de montaña de roble, álamo, caoba de montaña, arbustos amargos, arce y otros arbustos	Pobre	-	66	74	79
	Media	-	48	57	63
	Buena	-	30	41	48
3. Piñón, enebro o ambos (hierbas de sotobosque)	Pobre	-	75	85	89
	Media	-	58	73	80
	Buena	-	41	61	71
4. Salvia	Pobre		67	80	85
	Media		51	63	70
	Buena		35	47	55
5. Arbusto del desierto - grandes plantas incluidos arbustos de sal, arbustos enanos resinosos, arbusto de creosota, coelogyne o arbustos rosácea, ambrosia deltoidea, palo verde, mezquite, y cactus.	Pobre	63	77	85	88
	Media	55	72	81	86
	Buena	49	68	79	84

[4] Para condiciones hidrológicas pobres de labranzas de conservación, 5 a 20 % de la superficie es cubierta con residuos (menos de 850 kg/ha de cultivos en hileras o 350 kg/ha de grano pequeño). Para condiciones hidrológicas buenas de labranzas de conservación, más del 20 % de la superficie es cubierta con residuos (mayor que 850 kg/ha de cultivos en hileras o 350 kg/ha de grano pequeño).

**D.3.3.** Determinando el coeficiente de escurrimiento ( $C$ ) o número de curva ( $N$ ) para cada zona identificada, se calcula el coeficiente de escurrimiento ponderado ( $C_p$ ) o el número de curva ponderada ( $N_p$ ), para finalmente determinar el coeficiente de escurrimiento directo ( $C_e$ ). Para ello, se elabora una relación que contenga todas las zonas identificadas, indicando para cada una su área ( $A_i$ ), su pendiente ( $S_i$ ), su coeficiente de escurrimiento ( $C_i$ ) o número de curva ( $N_i$ ) y las condiciones de su superficie; describiendo su geología, el tipo y uso del suelo, así como el tipo y densidad de la vegetación.

**D.3.3.1. Determinación del coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca ( $C_p$ )**

El coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca ( $C_p$ ) se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$C_p = \frac{\sum_{i=1}^k C_i A_i}{A}$$

Donde:

$C_p$  = Coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca, (adimensional)

$C_i$  = Coeficiente de escurrimiento de la  $i$ -ésima zona, (adimensional)

$A_i$  = Área de la  $i$ -ésima zona, ( $\text{km}^2$ )

$A$  = Área total de la cuenca determinada conforme a lo indicado en la Fracción C.1. de este Manual, ( $\text{km}^2$ )

$k$  = Número total de zonas identificadas, (adimensional)

**D.3.3.2. Determinación del número de curva ponderado de la cuenca ( $N_p$ )**

El número de curva ponderado de la cuenca ( $N_p$ ) se calcula aplicando la siguiente expresión:

$$N_p = \frac{\sum_{i=1}^k N_i A_i}{A}$$

Donde:

$N_p$  = Número de curva ponderado de la cuenca, (adimensional)

$N_i$  = Número de curva de la  $i$ -ésima zona, (adimensional)

$A_i$  = Área de la  $i$ -ésima zona, (km<sup>2</sup>)

$A$  = Área total de la cuenca determinada conforme a lo indicado en la Fracción C.1. de este Manual, (km<sup>2</sup>)

$k$  = Número total de zonas identificadas, (adimensional)

### D.3.3.3. Determinación del coeficiente de escurrimiento directo ( $C_e$ )

El coeficiente de escurrimiento directo se determina mediante el siguiente procedimiento:

- a) Mediante las curvas de intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno obtenidas como se indica en la Fracción D.1. de este Manual, donde con una duración ( $t$ ) de tormenta seleccionada en min se identifica el valor sobre el eje de las abscisas y se proyecta verticalmente hasta interceptar la curva correspondiente al periodo de retorno ( $Tr$ ) establecido, obteniendo en el eje de las ordenadas la intensidad de lluvia ( $I$ ) en mm/h.
- b) Se calcula la altura de precipitación ( $P$ ) correspondiente a la intensidad de lluvia determinada, multiplicándola por la duración de la tormenta seleccionada.
- c) Con el número de curva ponderado ( $N_p$ ) y la altura de precipitación ( $P$ ), se determina la precipitación en exceso ( $P_e$ ) con la siguiente fórmula:

$$P_e = \frac{\left[ P - \frac{5\,080}{N_p} + 50,80 \right]^2}{P + \frac{20\,320}{N_p} - 203,2}$$

Donde:

$P_e$  = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno  $Tr$  establecido, (mm)

$P$  = Altura de precipitación para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno  $Tr$  establecido, (mm)

$N_p$  = Número de curva ponderado de la cuenca en estudio, (adimensional)

- d) Con base en la precipitación en exceso ( $P_e$ ), se determina el coeficiente de escurrimiento directo ( $C_e$ ) mediante la siguiente expresión:

$$C_e = \frac{P_e}{P}$$

Donde:

$C_e$  = Coeficiente de escurrimiento directo, (adimensional)

$P_e$  = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno  $Tr$  establecido, (mm)

$P$  = Altura de precipitación para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno  $Tr$  establecido, (mm)

# COMUNICACIONES

SECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA, COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



**SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA**

Dirección General de Servicios Técnicos

Av. Coyoacán 1895

Col. Acacias, Benito Juárez, 03240

Ciudad de México

[www.gob.mx/sct](http://www.gob.mx/sct)