

RESUMEN.

Al referirnos al diseño de una obra de drenaje mayor se debe tener en claro que este abarca un sin número de estudios, siendo la parte hidrológica una de las más importantes, es por esto, que para lograr un diseño adecuado se deben tomar en cuenta varios parámetros, que luego deberán ser analizados con diferentes métodos que sean aplicables, para poder obtener así información de calidad.

Es por ello que el presente documento, muestra de forma metódica todos los parámetros y cálculos necesarios dentro de un estudio hidrológico para el diseño de un puente, analizando campos como son los diferentes métodos aplicables, área y características de la cuenca en estudio, manejo y control de calidad de la información disponible, aplicaciones de métodos computacionales, etc.

INDICE DE CONTENIDOS:

1. INTRODUCCIÓN	7
2. MARCO TEÓRICO	8
MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	8
2.1 Métodos Empíricos.....	8
2.1.1 Método de Creager	8
2.1.2 Método de Lowry.....	9
2.2 Métodos Semiempíricos	9
2.2.1 Método Racional Americano	9
2.2.2 Método de Horton.	10
2.2.3 Método de SCS.....	15
2.2.4 Caudal de crecida SCS	19
2.2.5 Método del Hidrograma Unitario Sintético, Método de CHOW....	19
2.3 Métodos Estadísticos	23
2.3.1 Gumbel.....	23
2.3.2 Log Normal.....	24



2.3.3	Log Pearson tipo III	24
2.4	Modelos Matemáticos.....	25
2.4.1	Modelo HEC HMS: Consideraciones	25
3.	ÁREA DE ESTUDIO	26
3.1.	Área de la Cuenca.....	26
3.2.	Pendiente media y longitud del cauce principal.....	27
3.3.	Coeficiente de Escorrentía	27
3.4.	Coeficiente de Rugosidad	28
3.5.	Periodo de retorno.....	29
3.6.	Precipitación máxima en 24 horas	29
3.7.	Análisis de consistencia	30
3.8.	Control de calidad	30
3.8.1.	Método de correlación.....	30
3.8.2.	Doble masa	31
3.9.	Información disponible y necesaria.	31
3.10.	Análisis espacial de la precipitación: Isoyetas.....	32
3.11.	Caudales Medios y Mínimos	34
3.12.	Rendimiento Hidrológico	34
3.13.	Caudales máximos instantáneos.....	35
3.14.	Curvas IDF: Métodos de estimación y hietograma de diseño.	35
3.14.1.	Hietograma de diseño	36
4.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	40
4.1.	Aplicación del Método de la SCS	40
4.2.	Métodos Estadísticos	42
4.3.	Aplicación del Modelo HEC-HMS.....	43
4.3.1.	Conceptualización del modelo.....	43
4.3.2.	Parámetros de entrada.....	43
4.3.3.	Precipitación efectiva	46
4.3.4.	Numero de curva (CN)	46
4.3.5.	Hietograma unitario	46
4.	CONCLUSIONES	49



5. BIBLIOGRAFÍA	50
6. ANEXOS	51

INDICE DE IMÁGENES:

Gráfica 1 Efecto de n en la duración crítica t_c	11
Gráfica 2 Longitud Equivalente Duración	12
Gráfica 3 Número de Curva CN	16
Gráfica 4 Duración de la tormenta VS tiempo de retraso	21
Gráfica 5 Cuenca Del Río Tomebamba	26
Gráfica 6 Usos del Suelo	28
Gráfica 7 Coeficiente de rugosidad	29
Gráfica 8 Diagrama de Cajas	32
Gráfica 9 Mapa de Isolineas	33
Gráfica 10 Diagrama De Cajas de El Labrado y Sayausí	35
Gráfica 11 Curvas IDF Ricaurte	36
Gráfica 12 Curvas IDF Labrado	37
Gráfica 13 Curvas IDF Cumbe	37
Gráfica 14 Curvas IDF Sayausí	38
Gráfica 15 Curvas IDF Cuenca	38
Gráfica 16 Curvas Área-Precipitación (US Water Bureau)	40
Gráfica 17 SCS Soil Conservation Service	41
Gráfica 18 Hidrograma Triangular Unitario	41
Gráfica 19 HIDROGRAMA TOTAL	42
Gráfica 20 Caudales de diseño con el método estadístico	43
Gráfica 21 Parámetros de entrada de la cuenca	43
Gráfica 22 Parámetros de entrada de perdidas	44
Gráfica 23 Parámetros de la pestaña Transform	45
Gráfica 24 Parámetros de entrada de la pestaña baseflow	45
Gráfica 25 Aplicación del Modelo HEC-HMS en la cuenca	47
Gráfica 26 Modelo HEC-HMS Hietograma-Hidrograma resultante	47
Gráfica 27 Modelo HEC-HMS Resultados	48
Gráfica 28 Modelo HEC-HMS Resultados	48



INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coeficiente de retardo de la Cuenca.....	11
Tabla 2 Clasificación del suelo SUCS.....	13
Tabla 3 Descripción del Uso de Tierra.....	18
Tabla 4 Precipitación	39
Tabla 5 Hietograma	39
Tabla 6 Hidrograma Triangular Unitario.....	41



Yo, Mauricio Andrés Bacuilima Illescas, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Yo, Mauricio Andrés Bacuilima Illescas, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Mauricio A. Bacuilima I.
0104367339



Yo, Paula Estefanía Cedillo Orellana, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Yo, Paula Estefanía Cedillo Orellana, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Paula Estefanía Cedillo Orellana
0104983812



1. INTRODUCCIÓN

Al referirnos al diseño de un puente se debe tener en claro que este abarca un sin número de estudios, siendo la parte hidrológica una de las más importantes, es por esto, que para lograr un diseño adecuado se deben tomar en cuenta varios parámetros, que luego deberán ser analizados con diferentes métodos que sean aplicables, para poder obtener así información de calidad.

A continuación determinaremos los caudales de diseño con diferentes métodos conocidos, esto con el fin de obtener un estudio valedero y que se aproxime a la realidad, para la determinación de algunos parámetros se han usado ajustes estadísticos de datos obtenidos de fuentes confiables, tales como, el INAMHI, ETAPA y otras instituciones que se referirán a continuación.

En lo que se refiere a los métodos a usarse, cabe recalcar que en el estudio se analizará una cuenca de un área de 32316 Ha, por lo cual se trata de una cuenca considerable en cuanto a su tamaño lo que implica que no todos los métodos sean aplicables para la obtención de un caudal de diseño por lo que a continuación se citarán varios métodos sin embargo, se usarán los que consideramos más adecuados y los que son factibles según su tamaño.



2. MARCO TEÓRICO

MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO.

2.1 Métodos Empíricos

2.1.1 Método de Creager

Para la estimación de la avenida o escurrimiento máximo, el método a usarse depende de:

- Disposición de datos hidrológicos dentro del área de la cuenca o en sus alrededores
- Dimensiones e importancia de la obra.

Envolventes de Creager

Se basa en la relación del Área de la cuenca A_c y el caudal máximo Q .

La fórmula denominada fórmula de Creager es la siguiente:

$$Q = C \left[\frac{A}{2.59} \right]^{0.936A^{-0.048}}$$

(1.1)

Donde Q es el caudal de la avenida máxima en m^3/s , C depende de las regiones hidrológicas del país, A es el área de la cuenca en Km^2 . (SAGARPA, 2010) se usa para cuencas grandes y pequeñas.



2.1.2 Método de Lowry

Este método se basa en el mismo procedimiento que el de Creager, diferenciándose en la ecuación que define a la envolvente de gastos máximos.

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}}$$

(1.2)

Donde:

q= gasto unitario en m³/s/km²

A= área de la cuenca de estudio en km²

C= Parámetro que depende de la cuenca considerada.

Al igual que Creager se usa tanto para cuencas grandes como para pequeñas.

2.2 Métodos Semiempíricos

2.2.1 Método Racional Americano

Este método es el más usado. Fue desarrollado por: the American Society of Civil Engineers and Water Pollution Control Federation, este método tiene ciertas limitaciones e inconvenientes, sin embargo debido a su simplicidad este método sigue siendo de gran uso, se usa para cuencas menores de 1.6 Km².

La ecuación racional es:

$$q_p = CiA$$

(1.3)

Donde q_p es el caudal máximo de flujo (cfs), C es un coeficiente adimensional e i es la intensidad en un tiempo de concentración t_c (iph), A es el área de drenaje (acres).

Si las precipitaciones se producen en un punto de inflexión, se puede decir que existe una contribución al escurrimiento, no así, si una lluvia de duración



inferior a t_c se produce, razón por la cual la tasa de escorrentía resultante sería menor que el de una precipitación con una duración igual al t_c .

La ecuación del método usa algunas hipótesis:

- El evento de precipitación se da uniforme a lo largo de la cuenca de estudio
- la tasa de pico de la escorrentía puede ser estimada como promedio de la intensidad de lluvia durante un periodo de tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca.
- la frecuencia de escurrimiento es igual que la frecuencia de las precipitaciones.

El coeficiente C es el valor más difícil de determinar, C refleja factores tales como infiltración, intercepción, filtración y condiciones iniciales. (Hann, 1994)

2.2.2 Método de Horton.

Este método calcula el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno, donde se deberá seguir el siguiente procedimiento. Este método se usa para cuencas grandes y pequeñas.

Determinar el coeficiente de retardo (n'), de acuerdo con las características de la superficie de la cuenca. Si existen varias zonas con características superficiales diferentes, para cada una de ellas se determina su coeficiente de retardo (n'_i), así como su área (A_i) y se obtiene el coeficiente de retardo de toda la cuenca aplicando la siguiente fórmula:

$$n' = \frac{\sum_{i=1}^k n'_i A_i}{A} \quad (1.4)$$

Dónde:

n' = Coeficiente de retardo de la cuenca en estudio, adimensional .

n'_i = Coeficiente de retardo de la zona i, adimensional.

A_i = Área de la zona i, (km^2).

A = Área total de la Cuenca, (km^2).

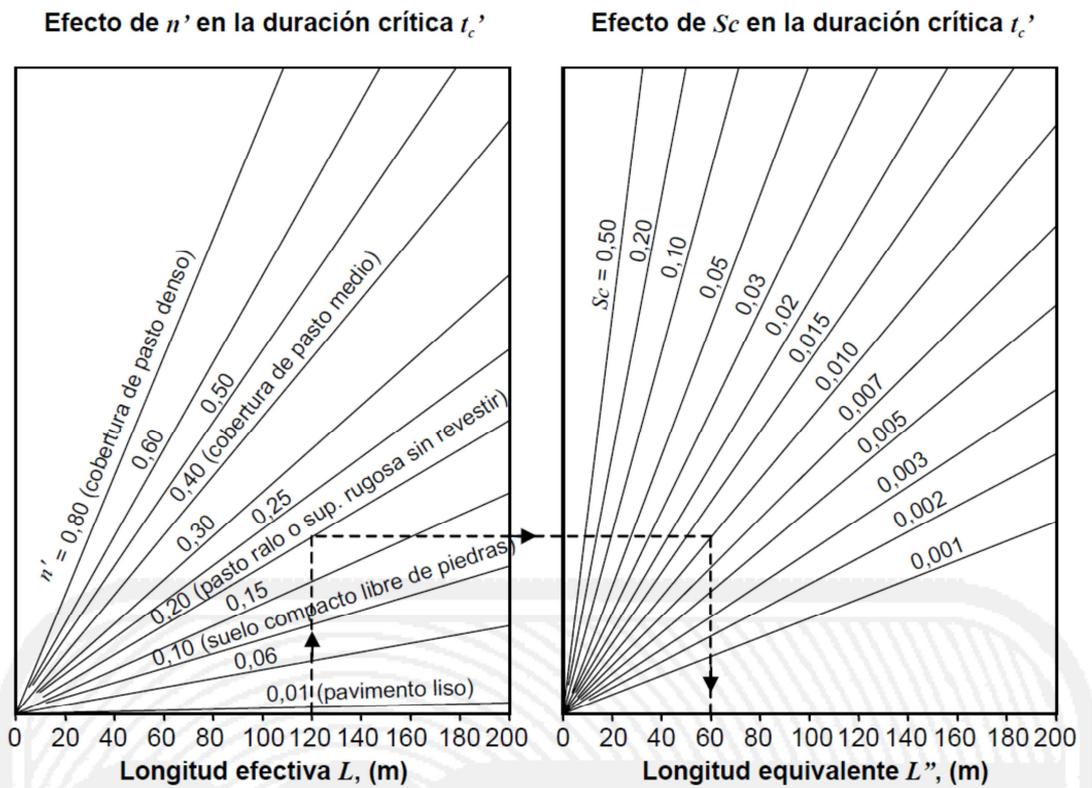


k = Número de zonas identificadas.

Superficie	n'
Pavimentos	0.0 1
Suelo desnudo compacto libre de piedra	0.1
Cubierta de pasto escaso o superficie descubierta moderadamente rugosa	0.3
Cubierta normal de pasto	0.4
Cubierta densa de pasto	0.8

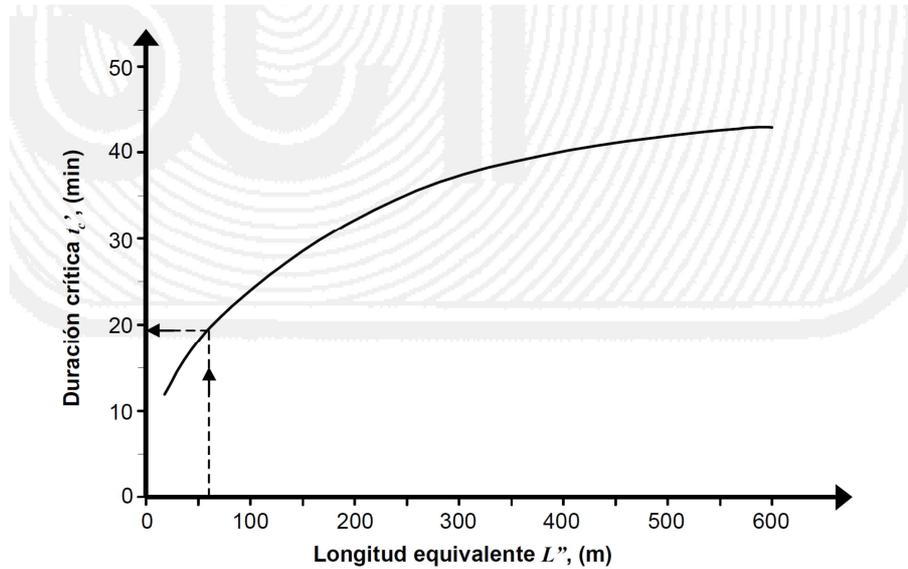
Tabla 1 Coeficiente de retardo de la Cuenca

Con el coeficiente de retardo de la cuenca (n'), con base en la longitud (L) convertida a metros (Longitud efectiva) y la pendiente media del cauce principal (S_c), se determina la longitud equivalente del cauce (L'').



Gráfica 1 Efecto de n' en la duración crítica t_c'

Con la longitud equivalente del cauce (L'') se obtiene la duración de la tormenta que corresponde a la intensidad de lluvia que produce el gasto máximo, denominada duración crítica (t_c'), en minutos, como se muestra en la gráfica 2



Gráfica 2 Longitud Equivalente Duración

Con la duración crítica en minutos o transformada a horas, según se requiera, se entra verticalmente en las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, hasta la curva correspondiente al periodo de retorno establecido y se determina horizontalmente la intensidad de lluvia en milímetros por hora, que se transforma a centímetros por hora.

En la Tabla 2 se determina el coeficiente de infiltración (ϕ), en centímetros por hora, de acuerdo con los suelos y las características de la superficie de la cuenca. Si existen varias zonas con suelos y características superficiales diferentes, para cada una de ellas se determina su coeficiente de infiltración (ϕ_i), así como su área (A_i) y se obtiene el coeficiente de infiltración de toda la cuenca aplicando la fórmula 1.5.



Descripción del suelo	Clasificación del suelo, de acuerdo al SUCS	Coefficiente de infiltración ϕ cm/h
Mezcla de arena y grava	GW, GP, SW, SP	2,0 – 2,5
Grava limosa y arena limosa a limo orgánico y margas descubiertas	GM, SM, ML, MH, OL	0,8 – 1,5
Arena limoarcillosa a arcilla arenosa	SC, CL	0,5 – 0,8
arcilla inorgánica y orgánica	CH, OH	0,25 – 0,5
Roca desnuda, no demasiado fracturada	---	0 – 0,25

Tabla 2 Clasificación del suelo SUCS

$$\phi = \frac{\sum_{i=1}^k \phi_i A_i}{A} \quad (1.5)$$

Dónde:

ϕ = Coeficiente de infiltración de la cuenca en estudio, (cm/h).

ϕ_i = Coeficiente de infiltración de la zona i, (cm/h).

A_i = Área de la zona i, (km²).

A = Área total de la cuenca, (km²).

k = Número de zonas identificadas.

Se calcula la intensidad de lluvia en exceso (I_e), asociada con la duración crítica (t_c'), con la siguiente fórmula:

$$I_e = I - \phi \quad (1.6)$$

Dónde.

I_e = Intensidad de lluvia en exceso para el periodo de retorno T_r establecido, (cm/h)

I = Intensidad de lluvia para una duración de tormenta igual a la duración crítica t_c' , para el periodo de retorno T_r establecido, (cm/h).

ϕ = Coeficiente de infiltración de la cuenca en estudio, (cm/h)



Como se supone que la intensidad de lluvia (I) es constante y uniforme durante la tormenta dentro de la cuenca, se acepta que la intensidad de lluvia en exceso (I_e) también lo es.

Se calcula el gasto unitario de la cuenca (q), por hectárea, para el periodo de retorno establecido, mediante la siguiente ecuación definida por Horton:

$$q = 0.0275 I_e \tanh^2 \left[0.3194 t_c' \left(\frac{I_e}{n' L} \right)^{0.50} S_c^{0.25} \right] \quad (1.7)$$

Dónde:

q = Gasto unitario de la cuenca para el periodo de retorno T_r establecido, [(m³/s) / ha]

I_e = Intensidad de lluvia en exceso para el periodo de retorno T_r establecido, (cm/h)

t_c' = Duración crítica, (min)

n' = Coeficiente de retardo de la cuenca en estudio, a dimensional

L = Longitud del cauce principal, (m)

S_c = Pendiente media del cauce principal, a dimensional

Por último con el gasto unitario obtenido y el área de la cuenca se calcula el gasto máximo para el periodo de retorno considerado con la siguiente fórmula:

$$Q_{T_r} = q A \quad (1.8)$$

Dónde:

Q_{T_r} = Gasto máximo para el periodo de retorno T_r establecido, (m³/s)

q = Gasto unitario para el periodo de retorno T_r establecido, [(m³/s) / ha]

A = Área de la cuenca, (ha).



2.2.3 Método de SCS

La profundidad de exceso de precipitación directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P . Este método se usa generalmente para cuencas grandes.

Después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$. La hipótesis del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir,

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (1.9)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + S \quad (1.10)$$

Combinando 1.9 y 1.10 y resolviendo para P_e se obtiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (1.11)$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

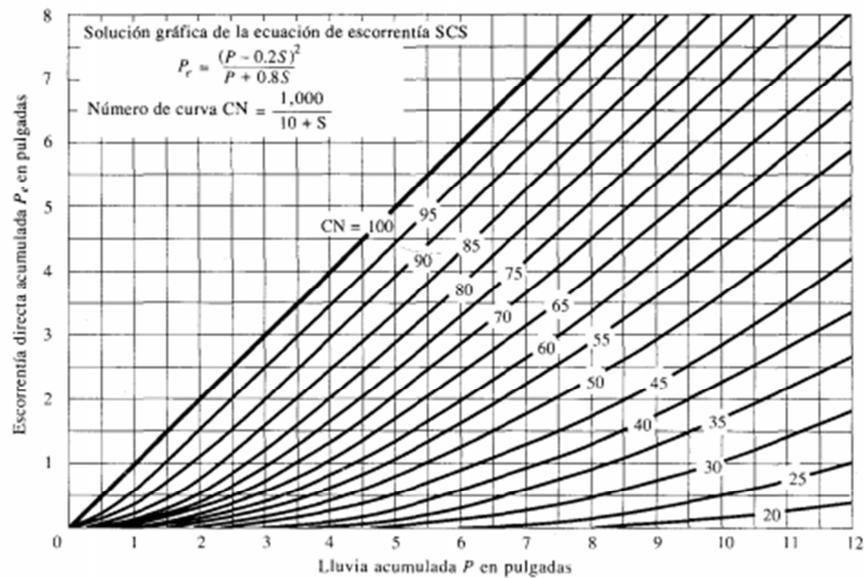
$$I_a = 0.2S \quad (1.12)$$

Con base en esto:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (1.13)$$

Al representar en gráficas la información de P y Pe para muchas cuencas, el SCS encontró curvas, Las cuales para estandarizarse se definió un número adicional CN tal que $0 \leq CN \leq 100$.

Para superficies impermeables y superficies de agua CN=100; para superficies naturales CN<100



Gráfica 3 Número de Curva CN

El número de curva y S se relaciona por

$$S = \frac{1.000}{CN} - 10$$

(1.14)

Donde S está en pulgadas. Los números de curva se muestran en la figura anterior, los números de curva mostrados se usan para condiciones antecedentes de humedad (AMC II) para condiciones normales, (AMC I) para condiciones secas o (AMC III) para condiciones húmedas, los números de curva equivalentes pueden calcularse por

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

(1.15)



$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad (1.16)$$

Según la Soil Conservation Service se definen cuatro grupos de suelos

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelo con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.



DESCRIPCION DEL USO DE TIERRA	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada				
Sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
Con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales				
Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones optimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: Condiciones optimas	30	58	71	78
Bosques				
Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas.	45	66	77	83
Cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
Óptimas condiciones cubiertas de pasto 75% o mas	39	61	74	80
Condición aceptable cubiertas de pasto del 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocio 85% impermeables.	89	92	94	95
Residencial				
<i>Tamaño promedio del lote</i> <i>Porcentaje impermeable</i>				
1/8 de acre o menos 65%	77	85	90	92
1/4 de acre 38%	61	75	83	87
1/3 de acre 30%	57	72	81	86
1/2 de acre 25%	54	70	80	85
1 acre 20%	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos ,etc.	98	98	98	98
Calles y Carreteras				
Pavimentos con cunetas y alcantarillado	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Tabla 3 Descripción del Uso de Tierra

Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto (Chow, 1994)



2.2.4 Caudal de crecida SCS

La Soil Conservation Service (1986) presenta un método para la estimación de los caudales máximos basado en el análisis que puede ser expresado como:

$$q_p = q_u A Q F_p \quad (1.17)$$

Donde:

q_p es el caudal máximo de flujo (cfs)

q_u es la máxima descarga unitaria en cfs por milla cuadrada

A es el área de drenaje (millas cuadradas).

Q es el escurrimiento en pulgadas de una tormenta de 24 horas.

F_p es un factor de ajuste. (Hann, 1994)

2.2.5 Método del Hidrograma Unitario Sintético, Método de CHOW.

Para calcular con este método el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno, se procede de la siguiente manera. Este método se usa generalmente para cuencas de una extensión considerable.

En función de las características del suelo de la cuenca en estudio se la clasificara según los diferentes tipos de suelos.

Según el tipo de suelo, clasificado como se indica en el inciso anterior, y de acuerdo con las características de la superficie de la cuenca, se determina el número de escurrimiento (n).

Los resultados que se obtienen mediante el Método de Chow, son muy sensibles a la variación del número de escurrimiento, por lo que su determinación ha de hacerse cuidadosamente.

Con una duración de la tormenta (t), seleccionada arbitrariamente, en minutos o en horas, según se requiera, se entra verticalmente en las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, hasta la curva correspondiente al periodo de retorno establecido y se determina horizontalmente la intensidad de lluvia en milímetros por hora.



Se calcula la altura de precipitación (P) correspondiente a la intensidad de lluvia determinada como se indica en el inciso anterior, multiplicando ésta por la duración de la tormenta seleccionada y se transforma a centímetros.

Con el número de escurrimiento (n) y la altura de precipitación (P), se determina la *precipitación en exceso* (P_e) con la siguiente fórmula.

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{\eta} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2.032}{\eta} - 20.32} \quad (1.18)$$

Dónde:

P_e = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, (cm).

P = Altura de precipitación para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, (cm).

η = Número de escurrimiento de la Cuenca en estudio, adimensional

Con base en la precipitación en exceso (P_e) y la duración de la tormenta (t) seleccionada, se determina el *factor de escurrimiento* (X), en centímetros por hora, con la siguiente ecuación:

$$X = \frac{P_e}{t} \quad (1.19)$$

Dónde:

X = Factor de escurrimiento, (cm/h)

P_e = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, (cm).

t = Duración de la tormenta seleccionada, (h)

Con la longitud del cauce principal (L) convertida a metros y su pendiente media

(Sc) expresada en porcentaje, se calcula el *tiempo de retraso* (t_r), mediante la siguiente fórmula.

$$t_r = 0.00505 \left(\frac{L}{Sc} \right)^{0.64} \quad (1.20)$$



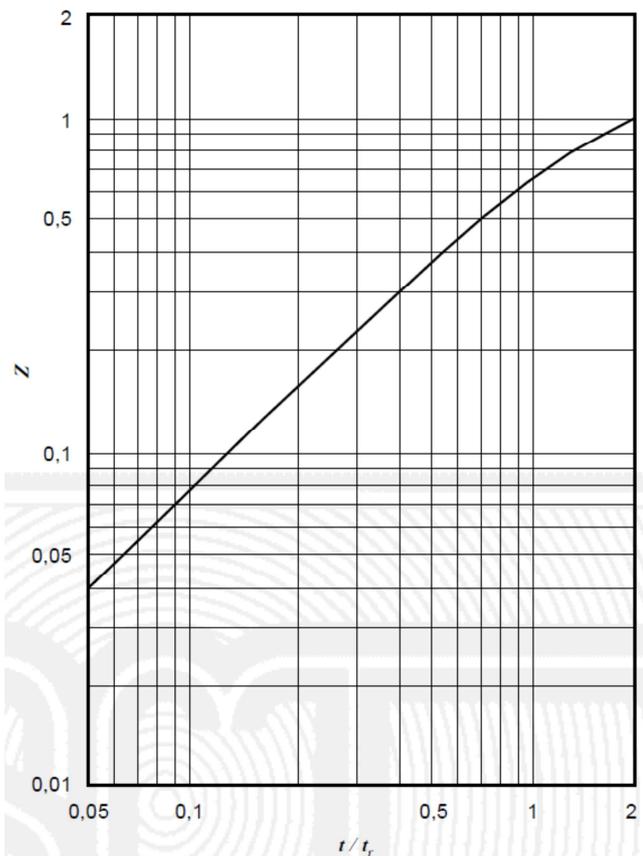
Dónde:

t_r = Tiempo de retraso, (h)

L = Longitud del cauce principal, (m)

S_c = Pendiente media del cauce principal, (%)

Se calcula la relación entre la duración de la tormenta seleccionada y el tiempo de retraso (t/t_r), y con ayuda de la gráfica 4, se determina el *factor de reducción del pico (Z)*, a dimensional.



Gráfica 4 Duración de la tormenta VS tiempo de retraso

El gasto que producirá la precipitación con la duración de la tormenta seleccionada, para el periodo de retorno establecido, se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q = 2.78 A X$$

(1.21)



Dónde:

Q = Gasto para la duración de la tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, (m³/s).

A = Área de la cuenca, (km²)

X = Factor de escurrimiento, (cm/h)

Z = Factor de reducción del pico, adimensional

Se repite el procedimiento indicado para otras duraciones de tormenta con el periodo de retorno (T_r) establecido y se selecciona como gasto máximo (Q_{T_r}) para ese periodo de retorno, el gasto que resulte mayor.

Para cuencas con áreas mayores de 250 km², cuyas corrientes no estén aforadas, es necesario comparar el gasto máximo (Q_{T_r}) que se obtenga con este método para un determinado periodo de retorno, con el que se calcule para la cuenca en estudio (Q'_{T_r}) a partir del que se determine mediante un método estadístico para otra cuenca cercana aforada dentro de la misma región hidrológica, para el mismo periodo de retorno, con la siguiente fórmula:

$$Q'_{T_r} = Q_{T_{r_b}} \frac{A\eta}{A_b \eta_b} \left(\frac{S_c}{S_{c_b}} \right)^{3/4} \quad (1.22)$$

Dónde:

Q'_{T_r} = Gasto máximo de la cuenca en estudio, inferido a partir de otra cuenca cercana aforada dentro de la misma región hidrológica, para el periodo de retorno T_r establecido, (m³/s)

$Q_{T_{r_b}}$ = Gasto máximo de la cuenca aforada, para el periodo de retorno T_r establecido, (m³/s)

A = Área de la cuenca en estudio, (km²)

A_b = Área de la cuenca aforada, (km²)

η = Número de escurrimiento de la cuenca en estudio, adimensional

S_c = Pendiente media del cauce principal de la cuenca en estudio, (%)

S_{c_b} = Pendiente media del cauce principal de la cuenca aforada, (%)

(Estados Unidos Mexicanos Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2012)



2.3 Métodos Estadísticos

Una vez que se asigna un periodo de retorno se requieren los datos necesarios para el proyecto, lo cual nos trae la dificultad de extender la tendencia hasta el periodo de retorno deseado, una opción es extrapolar datos de precipitación, sin embargo al hacerlo caemos en la desventaja de la subjetividad, por lo cual, se usan varias funciones de distribución estadística como métodos para un adecuado ajuste de datos. Para conocer si es aceptable la aplicabilidad de las pruebas estadísticas (bondad de ajuste) mediante el Método de Kolmogorov Smirnov. Los métodos estadísticos se usan tanto para cuencas grandes como pequeñas. (Chow, 1994)

2.3.1 Gumbel

Suponiendo se tiene N muestras con n eventos. Si se selecciona un máximo x de los n eventos de cada muestra, se puede demostrar que a medida que n aumenta, la función de distribución de probabilidad de x tiende a

$$F(X) = e^{-e^{-\alpha(X-\beta)}} \quad (1.23)$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(X) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (1.24)$$

Donde α y β son parámetros de la función.

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \quad (1.25)$$

$$\beta = x - 0.45s \quad (1.26)$$



2.3.2 Log Normal

El factor de frecuencia a usarse viene dado por

$$KT = \frac{XT - \mu}{\sigma} \quad (1.27)$$

El valor de z correspondiente a una probabilidad de excedencia de $p(p=1/T)$ puede calcularse encontrando el valor de una variable intermedia w

$$W = \left[\ln \frac{1}{p^2} \right]^{1/2} \quad 0 < P \leq 0.5 \quad (1.28)$$

Y luego z se calcula con la aproximación

$$Z = W - \frac{2.515517 + 0.802853W + 0.010328W^2}{1 + 1.432788W + 0.189269W^2 + 0.001308W^3} \quad (1.29)$$

$$YT = \bar{Y} + K_T S_Y \quad (1.30)$$

$$X_\tau = 10^{YT} \quad (1.31)$$

2.3.3 Log Pearson tipo III

Para esta distribución el primer paso es obtener $y=\log(x)$. Esto de la información hidrológica a usarse, seguido de esto se calcula la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría C, el valor de K_T se aproxima por la siguiente ecuación.

$$k_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \quad (1.32)$$

Donde $k = C_s/6$



$$YT = \bar{Y} + K_T S_Y \quad (1.33)$$

$$X_\tau = 10^{YT} \quad (1.34)$$

$$\gamma = \log(x) \quad (1.35)$$

2.4 Modelos Matemáticos

2.4.1 Modelo HEC HMS: Consideraciones

Para el estudio de cuenca hidrográficas, se propone el uso del programa HEC-HMS desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU., esto con el fin de simular el proceso de precipitación escurrimiento para lograr obtener el caudal de diseño, a más de obtener una visión general de la cuenca. En cuanto a la extensión de la cuenca se puede trabajar por tramos por lo que es viable para cuencas grandes o pequeñas.

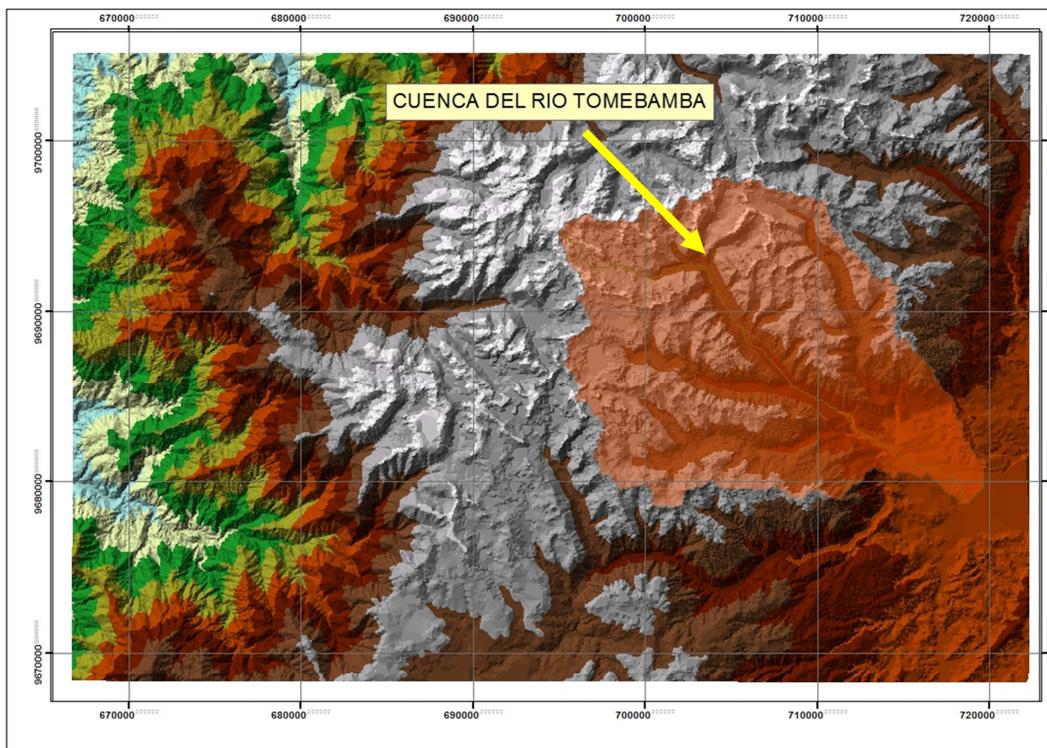
3. ÁREA DE ESTUDIO

3.1. Área de la Cuenca

El área de la Cuenca del Río Tomebamba es, en proyección horizontal, de 326,16Km² (32616 Ha), este dato se ha obtenido con la ayuda de la cartografía del sector en un programa GIS, y se encuentra delimitada por el parteaguas.

El parteaguas: Es una línea imaginaria que se encuentra constituida por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas

Las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización dependen del volumen de escurrimiento, el área de la cuenca, el tipo de suelos, y los parámetros que condicionan la velocidad de respuesta, como son el orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces.



Gráfica 5 Cuenca Del Río Tomebamba



3.2. Pendiente media y longitud del cauce principal

La longitud del cauce principal es de 33984.37m, la pendiente media es de 4.27%. El cauce principal de una cuenca es el que pasa por la salida de la misma, los demás cauces se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo un cauce principal. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida se llaman cuencas tributarias o subcuencas.

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que la pendiente varía a lo largo del cauce, se define una pendiente media; para ello existen varios métodos:

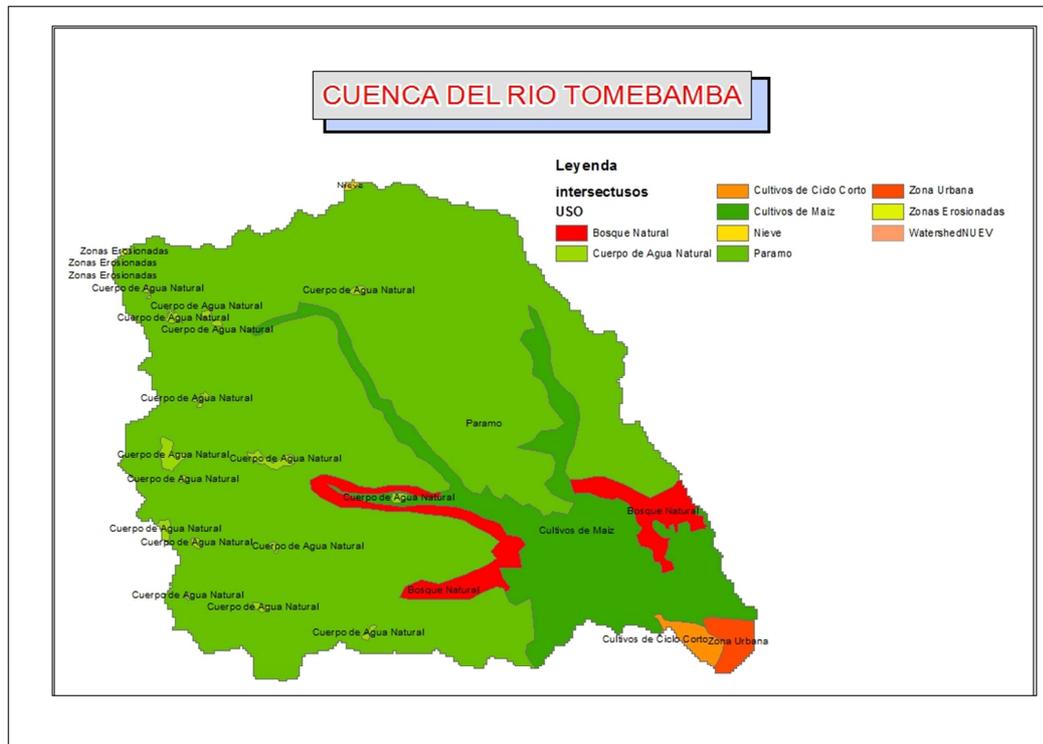
1. La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta
2. La pendiente media es la media ponderada de todas las pendientes correspondientes a áreas elementales en las que pudiéramos considerar constante la máxima pendiente.

3.3. Coeficiente de Escorrentía

Las abstracciones se pueden utilizar por medio del coeficiente de escorrentía el cual se define como la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación en una tormenta. La alta variabilidad de la intensidad de la precipitación hace que este valor sea difícil de interpretar usando la información observada. El coeficiente de escorrentía puede definirse, también, como la relación entre la escorrentía y la precipitación sobre un período de tiempo dado.

Para la determinación del coeficiente de escorrentía se tomó el mapa de usos de suelo, para así lograr determinar el número de curva con la ayuda de los coeficientes tomados de la SCS. Para lo cual debido al tipo de suelo se tomó el grupo B, debido a que este suelo es el que mayormente ocupa la región de estudio (ESPE-SANGOLQUI, 2005)

Se ha obteniendo un CN ponderado de 71.96.



Gráfica 6 Usos del Suelo

Anexo 1 Cálculos del Coeficiente de Escorrentía

3.4. Coeficiente de Rugosidad

El flujo sobre superficies rugosas puede clasificarse en tres tipos básicos: flujo con rugosidad aislada, flujo con interferencia de remolinos y flujo cuasi liso (o flujo suavizado).

El flujo con rugosidad aislada prevalece cuando los elementos de rugosidad están muy apartados unos del otro de tal modo que la estela y la vórticidad de cada elemento está completamente desarrollada y disipada antes de que se alcance el siguiente elemento.

El flujo con interferencia de remolinos resulta cuando los elementos de rugosidad están colocados tan cerca unos de otros que las estelas y la vórticidad de cada elemento interfieren con aquellos desarrollados en el siguiente elemento, dando como resultado una vórticidad intensa y compleja y una mezcla turbulenta.

El flujo cuasi liso ocurre cuando los elementos de rugosidad están tan cerca uno de otro que el flujo esencialmente se desliza por encima de la cresta de

los elementos. Las ranuras entre los elementos se llenarán con agua muerta, la cual contiene remolinos estables, creando una pseudopared.

Para el n de manning, se tomó de Ven Te Chow un $n=0.03$, el cual corresponde a un río con cantos rodados de gran tamaño el cual es conveniente para el río Tomebamba que como se puede apreciar en la figura es un río de montaña con cantos rodados de gran tamaño. (Chow, 1994)



Gráfica 7 Coeficiente de rugosidad

3.5. Periodo de retorno.

Supóngase que un evento extremo si una variable x es mayor o igual que un cierto nivel x_r . El intervalo de recurrencia τ es el tiempo que transcurre entre ocurrencias de x mayor igual a x_r . Más claramente el periodo de retorno T de un evento $x \geq x_r$ es el valor esperado de τ , por lo que el periodo de retorno de un evento con una magnitud dada se define como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada. (Chow, 1994)

3.6. Precipitación máxima en 24 horas

Es la mayor profundidad de precipitación estimada analíticamente para una duración de 24 horas, esta precipitación caracteriza razonablemente la región geográfica en determinado periodo del año, sin tener en cuenta los efectos del cambio de clima. Para el estudio se ha tomado la precipitación obtenida mediante las curvas IDF de la estación de Sayausí en los diferentes periodos de retorno.



3.7. Análisis de consistencia

Se realiza para verificar que los datos a analizarse sean homogéneos y consistentes, se realiza mediante el control de calidad.

3.8. Control de calidad

3.8.1. Método de correlación

Debido a algún cambio de las condiciones de una estación de medición, por ejemplo, en el caso de un fallo técnico o un cambio en el personal de operación, el registro de datos puede sufrir ciertas alteraciones, en estos casos se pueden estimar los datos faltantes si se cuenta con algún registro de estaciones cercanas. Una manera de hacerlo es con un método de **correlación**, esto se realiza mediante una gráfica donde se correlacionan las precipitaciones medidas en una estación cercana o con el promedio de estaciones circundantes.

Una vez obtenida la gráfica y si la correlación es aceptable, bastaría con conocer la precipitación en la estación más próxima al punto de evaluación o como se mencionó anteriormente un promedio de las estaciones más próximas en los días en cuestión.

Si la precipitación media anual en las estaciones próximas tiene una variación inferior al 10% de la registrada en la estación requerida, los datos faltantes se pueden estimar por medio de un promedio aritmético.

Si la diferencia es mayor al 10% se usa la fórmula siguiente:

$$h_{px} = \frac{1}{n} \left[\frac{P_x}{P_1} h_{p1} + \frac{P_x}{P_2} h_p + \dots + \frac{P_x}{P_i} h_{pn} \right] \quad (2.1)$$

Donde

h_{p1} = altura de la precipitación registrada el día en cuestión en la estación auxiliar

h_{px} = altura de precipitación faltante en la estación de estudio

P_i = precipitación media anual en la estación auxiliar i

P_x =Precipitación media anual en la estación en estudio

n = número de estaciones auxiliares.



Se recomienda para la confiabilidad del método que el número de estaciones auxiliares n sea como mínimo 3.

3.8.2. Doble masa

Por otra parte para cuidar la homogeneidad y evitar alteraciones importantes se usa una técnica llamada **curva de doble masa**, este método se basa en observaciones hechas en el sentido de que la precipitación acumulada media para varias estaciones no tienen variaciones importantes debido a que en general los errores se compensan, en tanto que la lluvia acumulada en una estación en particular puede sufrir cambios bruscos, por lo tanto, se realiza una gráfica con la precipitación anual acumulada media de varias estaciones próximas a las de estudio y la lluvia acumulada anualmente, en esta gráfica se podrá observar una línea recta en caso de no haber variaciones significativas o importantes, en caso de que se den estas variaciones, se observará un cambio en la pendiente en el año en el cual la estación operó en diferentes condiciones, en este caso se deberá multiplicar por un factor de ajuste.

$$Fa = \frac{A}{B}$$

(2.2)

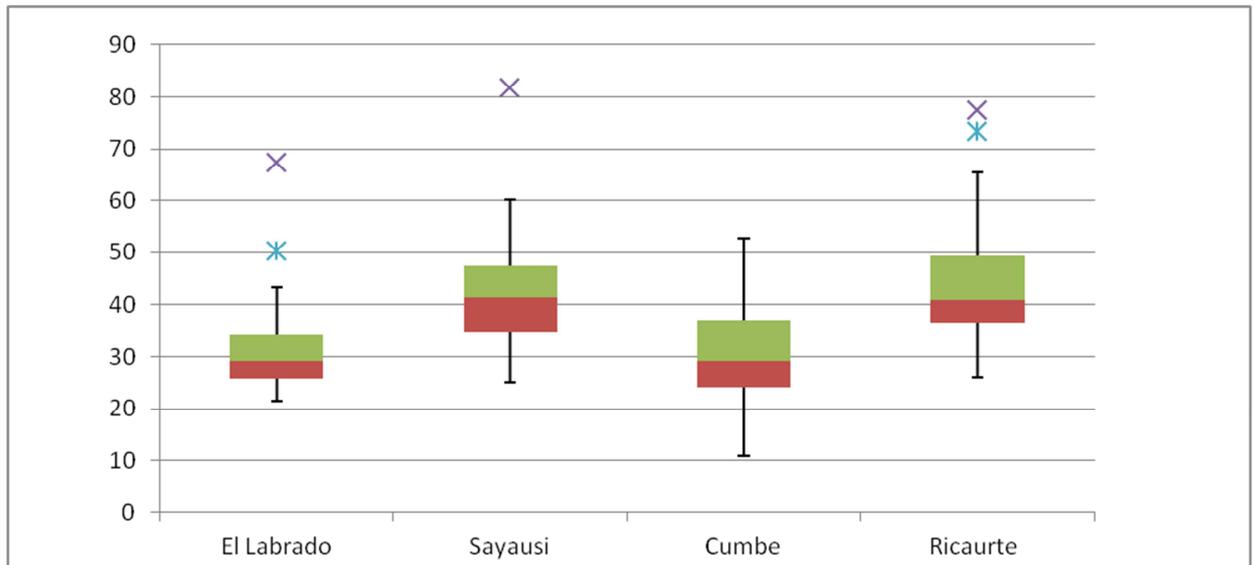
Dónde A es el valor esperado con respecto al último año “bien” registrado y B es el valor registrado con respecto al anterior.

Para que el ajuste sea confiable se recomienda que el número de estaciones circundantes no sea menor que 10, en el caso de que en la zona de estudio las variaciones sean significativas se recomienda hacer ajustes por separado para cada época. (Aparicio, 1992)

3.9. Información disponible y necesaria.

Para la obtención de la información necesaria se procedió a la revisión de los anuarios proporcionados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) y Empresa de Telefonía, Agua Potable y Alcantarillado (ETAPA).

En nuestros datos, se realizará un análisis de cajas con el fin de verificar la información a usarse y omitir ciertos valores atípicos.



Gráfica 8 Diagrama de Cajas

Como se puede observar, ciertos valores se alejan demasiado de los medidos, por ejemplo en El Labrado existe un máximo de 67.3, este valor no se usará, al igual en Sayausí existe un valor de 81.8 y en Ricaurte 77.4, estos valores se despreciarán para lograr un mejor estudio.

3.10. Análisis espacial de la precipitación: Isoyetas

Es de gran importancia conocer la profundidad media de precipitación de la cuenca de drenaje. Esta podría ser determinada por periodos de tiempo tomados de la duración de una simple tormenta en un año. Los datos son generalmente medidos como precipitaciones o nieve equivalente a un número de puntos a lo largo de la cuenca de drenaje.

Si la red de pluviómetros no es uniforme, se requiere un ajuste. El método más aproximado, excluyendo el uso de los datos de radar, consiste en trazar un contorno siguiendo las líneas de igual altura de precipitación (líneas isoyetas). En la elaboración de estas líneas algunos factores pueden ser tomados en cuenta, como la topografía. Se puede usar una interpolación lineal simple entre las estaciones de precipitación a usarse. El área de estudio se mide dentro de los planos de manera gráfica o si se tiene la información en digital se lo puede hacer con programas computacionales y el promedio de precipitación sobre el área es la media de la delimitada con las isoyetas.

Las isoyetas a reportarse se obtuvieron mediante el promedio anual de precipitaciones en diferentes pluviógrafos ubicados en la cuenca del Río Paute

Para la construcción de isoyetas se debe tomar en cuenta:

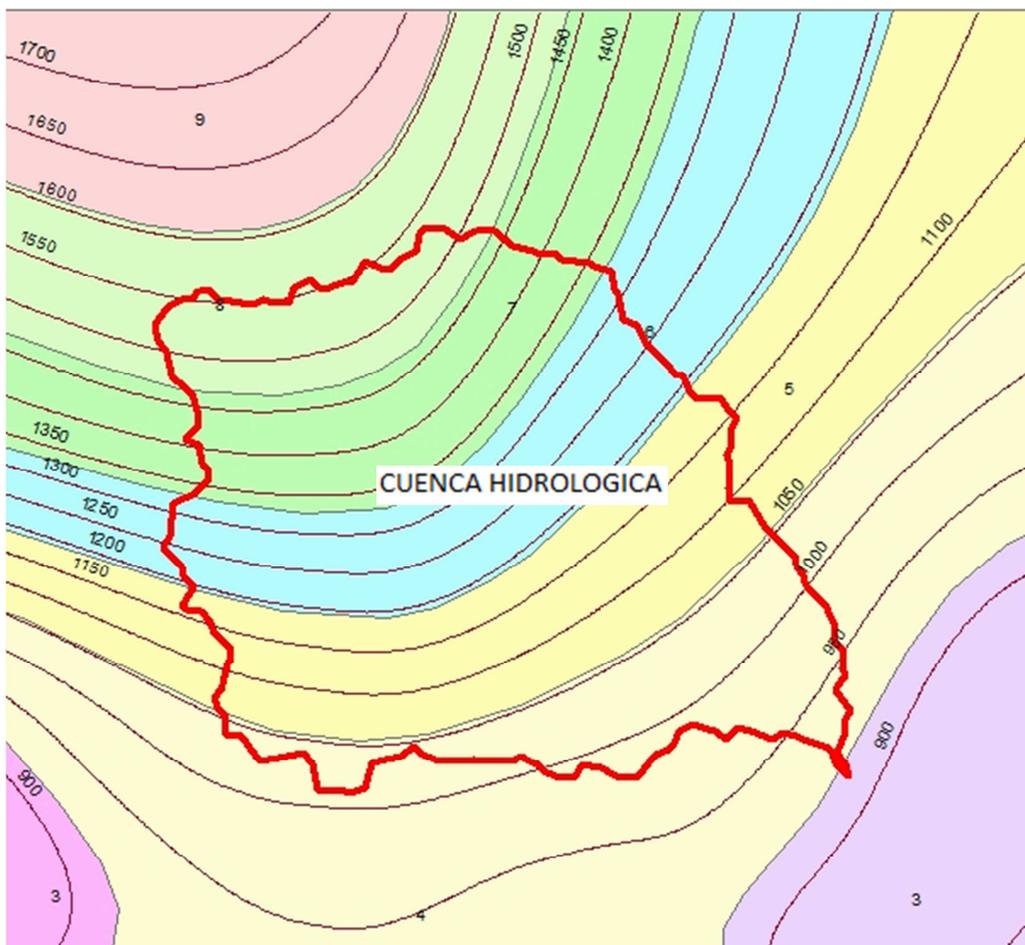
Las isoyetas nunca deben cruzarse

Las isoyetas nunca deben quedar divididas

Las isoyetas nunca se encuentran

Una estación no debe caer sobre una isoyeta, si no debe estar entre dos de estas. Anexo 2 (Fetter, 2001)

MAPA DE ISOLINEAS



Gráfica 9 Mapa de Isoleas en [mm/año]

Para la obtención de las curvas IDF, dado que se tienen datos de precipitaciones máximas 24 horas de las estaciones de Cumbe, Sayausí, Ricaurte y el Labrado, se procede a la evaluación estadística de la información por los métodos descritos anteriormente ANEXO 3 y ANEXO 4, vale la pena



recalcar el uso para comparación de una ecuación que se ha obtenido por medio del PROMAS, para la obtención de intensidades en Cuenca, con lo que se ha procedido a la comparación.

3.11. Caudales Medios y Mínimos

En épocas en las que los caudales son estables sólo es necesario determinar el caudal una vez al día, a la misma hora. Este valor se considera el caudal medio diario. No así en épocas de variación de caudales en los cuales se requieren mediciones a lo largo del día a fin de obtener el caudal medio diario. Ahora el promedio mensual de descargas medias diarias proporciona la media mensual y el promedio de estas la media anual. (Wendor, 1989)

3.12. Rendimiento Hidrológico

Una vez conocida la probable proporción de escorrentía, se puede requerir la cantidad total que proviene de una cuenca. El rendimiento de una cuenca, viene dado por la escorrentía anual total o volumen total de agua. La utilidad del agua no depende tan solo de la cantidad total, también depende de su disponibilidad y de la confianza de disponibilidad, por ello se requiere conocer la variación probable y el caudal mínimo probable.

La cantidad de escorrentía se puede definir como:

$$Q \text{ (escorrentía)} = P \text{ (lluvias)} - L \text{ (pérdidas)}$$

Un método más exacto es reconocer la variación de las pérdidas en función de la precipitación durante la tormenta, esto depende de la cantidad de humedad que puede absorber el suelo. Esta fórmula es la base de la ecuación desarrollada por el servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos y que se la presenta como ecuación 1.11

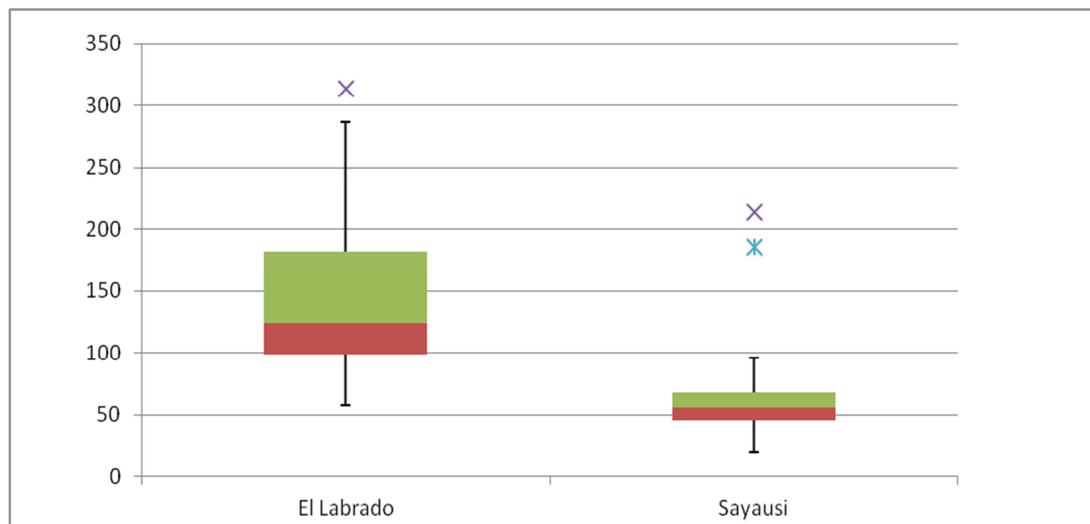
3.13. Caudales máximos instantáneos

El caudal máximo instantáneo anual se refiere al máximo caudal presentado en un año determinado. Para su medición se requiere que la estación de aforo tenga un Limnógrafo. Si no se dispone de uno se hablaría de un caudal promedio anual, el cual es menor.

Se realizaron los cálculos mediante una distribución Gumbel y Normal, no sin antes, verificar su aplicabilidad mediante la bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov

De caudales se tienen los caudales máximos anuales de las estaciones Matadero Sayausí y Tomebamba Monay ANEXO 7.

Mediante el mencionado diagrama de cajas se analizan los datos con los cuales se trabaja.



Gráfica 10 Diagrama De Cajas de El Labrado y Sayausí

3.14. Curvas IDF: Métodos de estimación y hietograma de diseño.

Mediante esta curva se determinan el evento o los eventos de lluvia a usarse, para lo cual se usa una tormenta de diseño, esto es un evento que involucra una relación entre la intensidad de lluvia o profundidad, su duración y frecuencia o periodos de retorno.

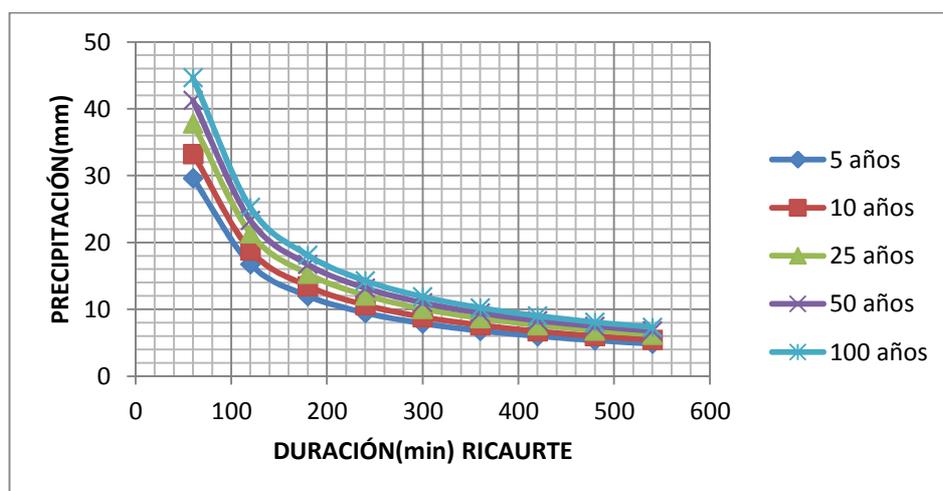


La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir la profundidad que se mide por unidad de tiempo, la intensidad puede ser instantánea o promedio, la intensidad promedio es la más usada comúnmente, esta se puede expresar como $i = \frac{P}{T_d}$ donde P es la profundidad de lluvia, Td es la duración que usualmente se toma en horas. La frecuencia se expresa en función de T (periodo de retorno). (Chow, 1994)

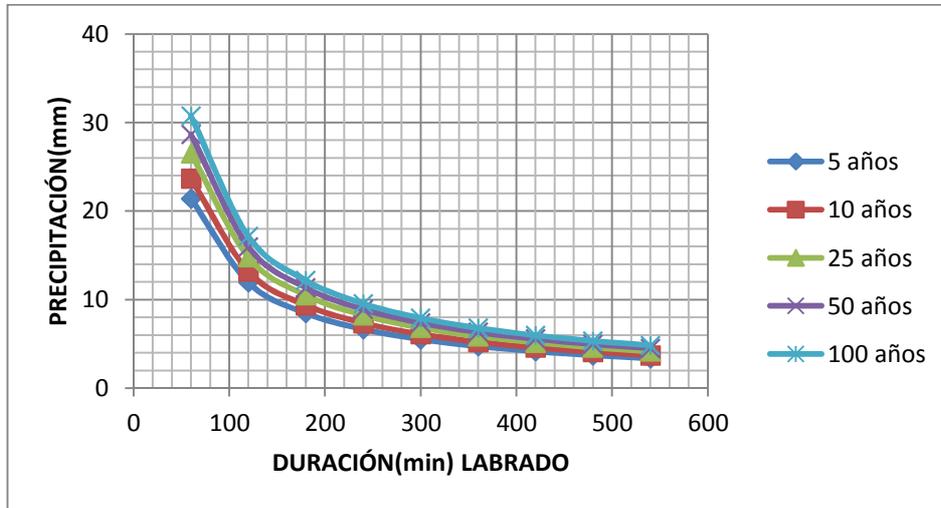
3.14.1. Hietograma de diseño

El hietograma de diseño se construye usando las curvas de intensidad duración y frecuencia mediante un método denominado el **método de bloque alterno**, el hietograma resultante especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$. Después de seleccionado el periodo de retorno la intensidad es leída de una curva IDF para cada una de las duraciones y la profundidad de precipitación se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitaciones, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse para cada unidad adicional de tiempo Δt , estos incrementos o bloque se reordenan en una secuencia temporal de manera que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha o izquierda del bloque central, formándose así el hietograma de diseño.

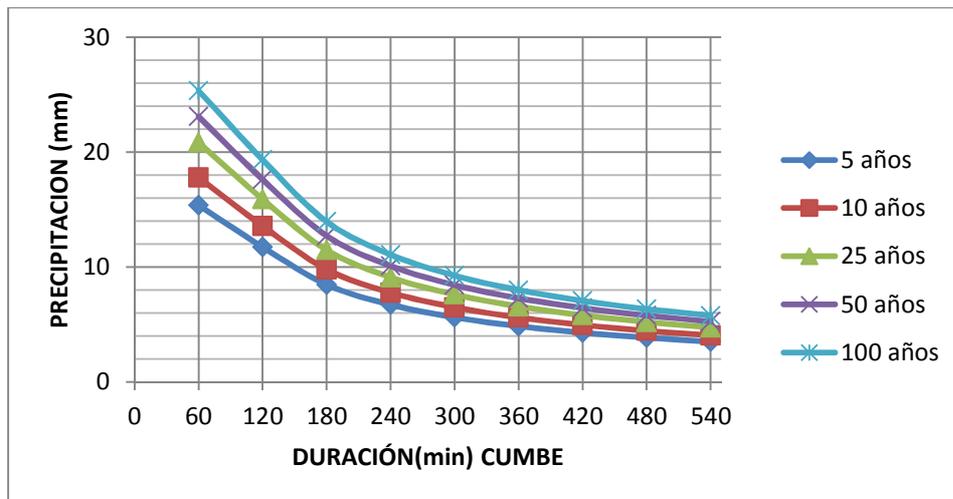
A continuación se reportan las diferentes curvas IDF obtenidas (ANEXO 5 Cuadros para la obtención de curvas IDF).



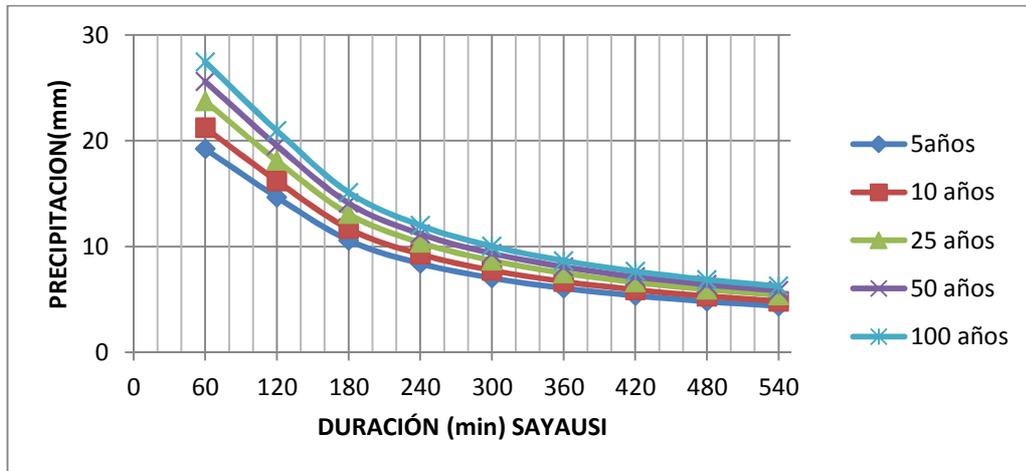
Gráfica 11 Curvas IDF Ricaurte



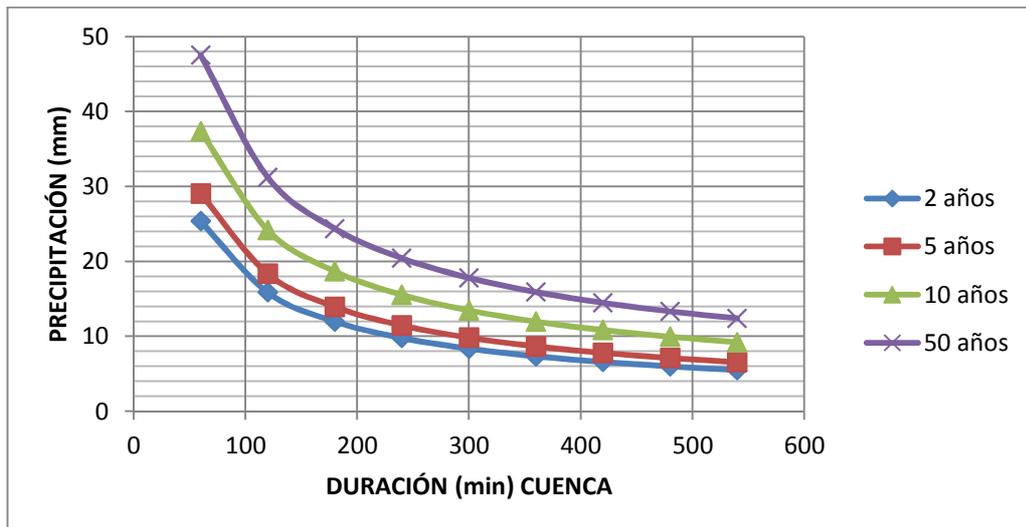
Gráfica 12 Curvas IDF Labrado



Gráfica 13 Curvas IDF Cumbe



Gráfica 14 Curvas IDF Sayausí



Gráfica 15 Curvas IDF Cuenca

Al realizar una comparación de las curvas IDF, podemos apreciar la variación de precipitación entre una estación y otra, la curva de la estación Sayausí, que es la más cercana a la zona de estudio, ha sido tomada como la más representativa de la cuenca por lo que se realiza la construcción del hietograma correspondiente.

En el ANEXO 6 podemos realizar la comparación se las curvas IDF para diferentes periodos de retorno



EVENTO	100 AÑOS
PRECIPITACIÓN (mm)	39.459
	20.746
	4.972
	1.294

Tabla 4 Precipitación

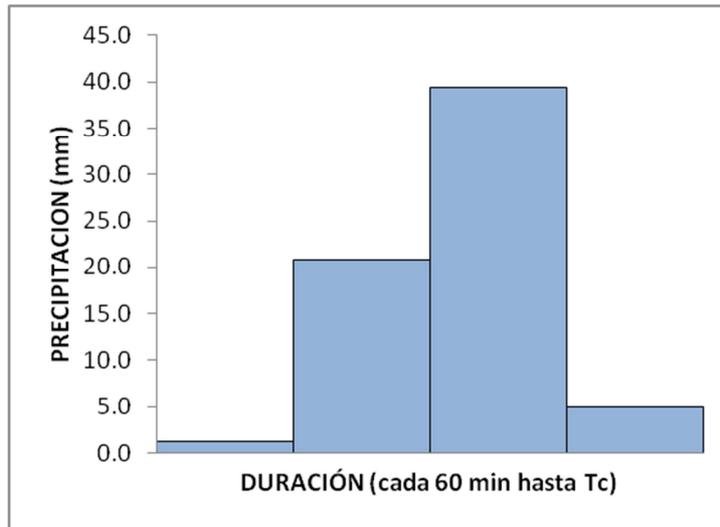


Tabla 5 Hietograma

La precipitación pico obtenida del Hietograma es de 39.5 mm, y el total de precipitación en el tiempo igual al TC tomado es de 66.47mm

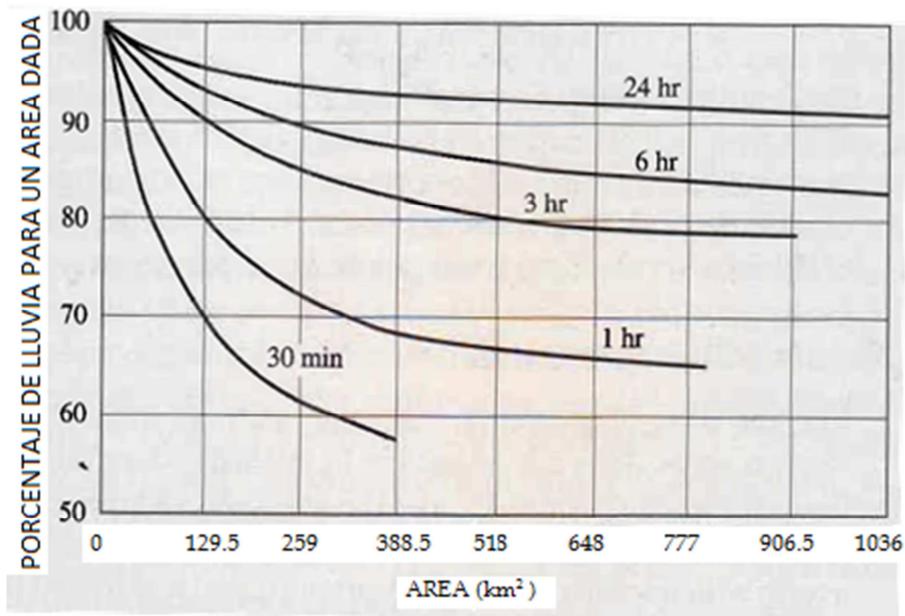


4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. Aplicación del Método de la SCS

Para la aplicación del método de la SCS, nos ayudamos de las precipitaciones obtenidas de la estación de Matadero en Sayausí, y el área de la cuenca fue castigada por un coeficiente obtenido de la gráfica mostrada a continuación, con esto podemos tomar la precipitación obtenida como una precipitación media en toda la cuenca de estudio. El coeficiente a tomar es igual al 79%, con esto se realizaron los cálculos correspondientes.

La precipitación total obtenida del análisis del hietograma, dentro del tiempo de concentración para 100 años es de 66.47mm.



Gráfica 16 Curvas Área-Precipitación (US Water Bureau)

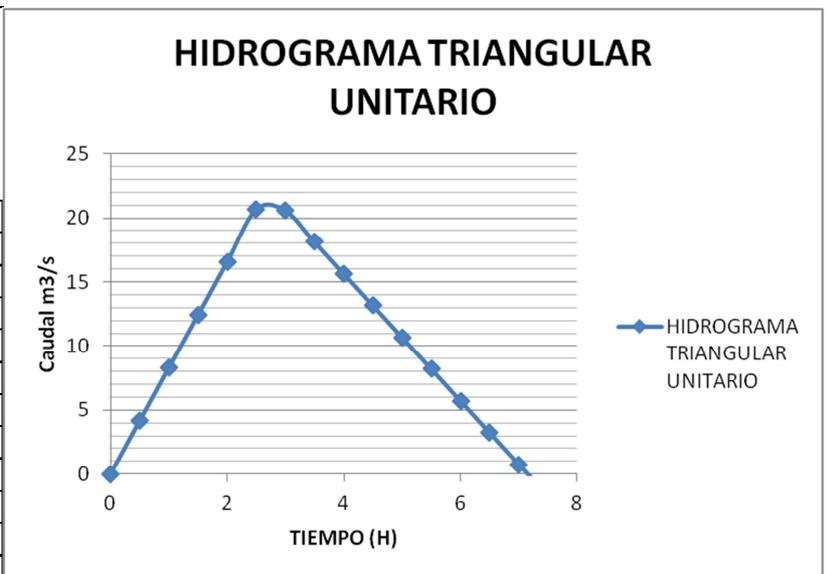


CN Ponderado	71.96		
AREA	257.67	Km ²	Q (escurrimiento)
PRECIPITACION TOTAL 100 AÑOS	66.47	mm	14.96 mm
S (retención potencial máxima)	98.97		Q (escurrimiento)
IA (abstracciones iniciales)	19.79		
desnivel	3840.00	m	3854379.44 m ³ /s
	2640.00	m	
Longitud cauce principal	33984.37	m	
Tc (tiempo de concentración)	217.86	min	
TLAG (tiempo de retardo)	130.72	min	

Gráfica 17 SCS Soil Conservation Service

Una vez con este análisis se procedió a graficar el Hidrograma Unitario Triangular.

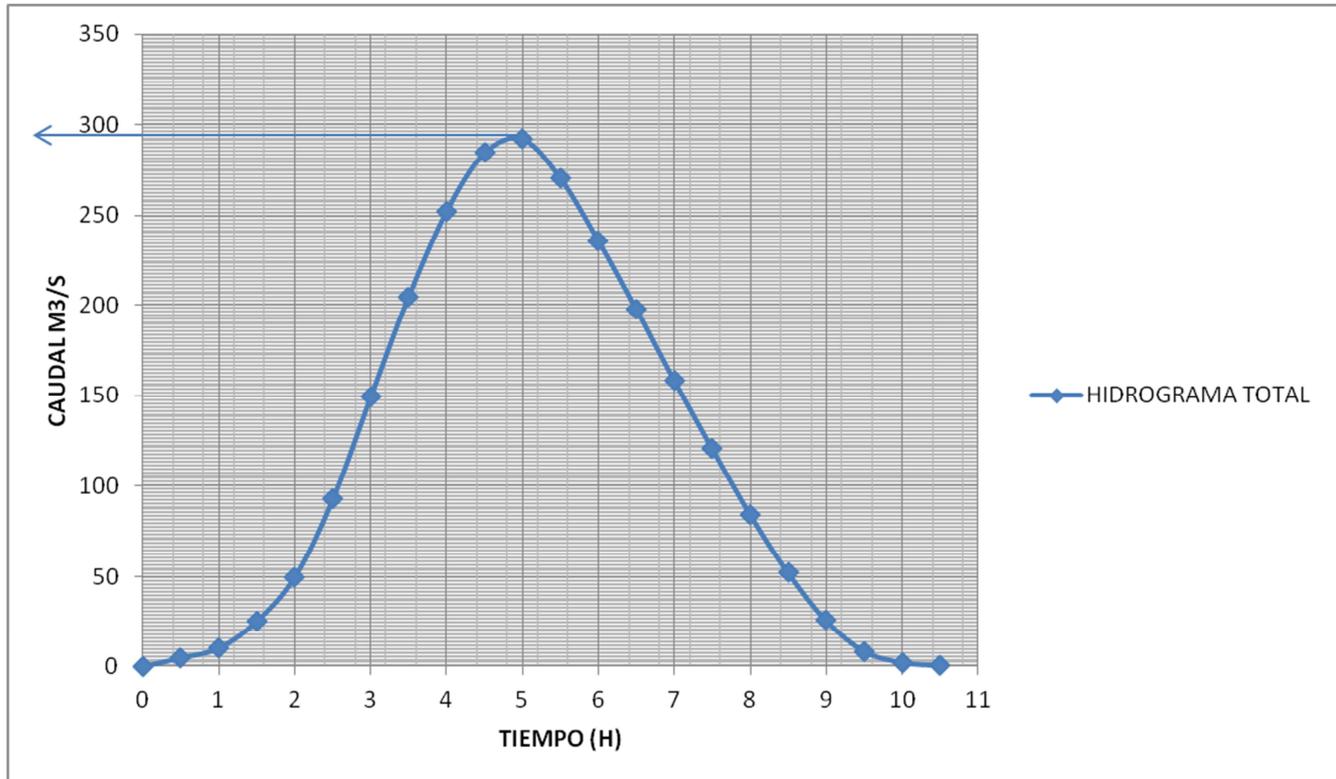
D (duracion)	60	min	
PU (precipitacion unitaria)	1	mm	
tp (tiempo al pico)	160.72	min	
Qp (caudal pico)	22.166	m ³ /s	
tb (teimpo base)	429.11	min	
Tc horas	3.631	h	
t(min)	t(h)	T/Tp	Q
0	0	0	0
30	0.5	0.003111079	4.138
60	1	0.006222158	8.275
90	1.5	0.009333237	12.41
120	2	0.012444316	16.55
150	2.5	0.015555394	20.69
180	3	0.018666473	20.57
210	3.5	0.021777552	18.1
240	4	0.024888631	15.62
270	4.5	0.02799971	13.14
300	5	0.031110789	10.66
330	5.5	0.034221868	8.185
360	6	0.037332947	5.708
390	6.5	0.040444026	3.23
420	7	0.043555104	0.753



Gráfica 18 Hidrograma Triangular Unitario

Tabla 6 Hidrograma Triangular Unitario

Una vez obtenido el Hidrograma triangular unitario, se obtiene el Hidrograma total a partir de los diferentes hidrogramas unitarios ANEXO 8



Gráfica 19 HIDROGRAMA TOTAL

Como se puede apreciar en el Hidrograma el caudal de diseño de $292.23\text{m}^3/\text{s}$.

4.2. Métodos Estadísticos

Dado que el Proyecto se trata de una obra de drenaje mayor, se tomará un periodo de retorno de 100 años para el diseño.

Para la estación de Tomebamba en Monay, de la información hidrológica se reportan los caudales proyectados al periodo de retorno, que serían los caudales de diseño, debido a que la estación se encuentra más abajo del lugar de diseño de la obra, estos caudales pueden presentar un pequeño aumento.



TOMBAMBA EN MONAY		
METODOS ESTADISTICOS	T(x) [años]	Caudales [m ³ /s]
Gumbel	100	354.84
Log normal	100	417.33
Log Pearson tipo III	100	310.92

Gráfica 20 Caudales de diseño con el método estadístico

4.3. Aplicación del Modelo HEC-HMS

4.3.1. Conceptualización del modelo

Debido a que la cuenca del río Tomebamba tiene un área de 326.16km², como se demostró anteriormente se desea calcular la precipitación en toda la cuenca por lo que el área se redujo a 257.66km².

4.3.2. Parámetros de entrada

The screenshot shows the 'Subbasin' configuration window in HEC-HMS. The 'Basin Name' is 'Guayaquil' and the 'Element Name' is also 'Guayaquil'. The 'Description' is 'Cuenca'. The 'Area (KM2)' is set to 257.66. The 'Loss Method' is 'SCS Curve Number', the 'Transform Method' is 'SCS Unit Hydrograph', and the 'Baseflow Method' is 'Recession'. Other options like 'Downstream', 'Canopy Method', and 'Surface Method' are set to '--None--'.

Gráfica 21 Parámetros de entrada de la cuenca

Área de la cuenca.- El área de la cuenca en estudio es de 257.66 km².

Método de pérdidas.- Para la simulación del modelo se tomará el método de la SCS con el número de curva correspondiente.



Transform	Baseflow	Options
Subbasin		Loss
<p>Basin Name: Guayaquil Element Name: Guayaquil</p> <p>Initial Abstraction (MM) <input type="text" value="19.79"/></p> <p>*Curve Number: <input type="text" value="71.96"/></p> <p>*Impervious (%) <input type="text" value="5"/></p>		

Gráfica 22 Parámetros de entrada de pérdidas

Método de transformación.- Se simulará con el método de la SCS Hidrograma Unitario

Abstracciones Iniciales I_a (mm).- Para las abstracciones iniciales mediante el método de la SCS se toma un valor igual a $0.2S$, donde S es la retención potencial máxima. Mediante esta ecuación propuesta por la SCS, incluye parámetros de intercepción, infiltración, almacenaje de superficie, evaporación y evapotranspiración. Dicho valor se la muestra en la tabla 5 $I_a=19.79$

Porcentaje de impermeabilidad.- Este parámetro depende del tipo de cobertura vegetal presente en la cuenca, además del tipo de suelo y su uso, debido a que en Cuenca la mayor parte de vegetación es del tipo páramo y bosque natural, además es de importancia mencionar que la población en esta zona está presente, este parámetro se tomó igual a un 5%

Tipo del gráfico.- En este caso se tomará un gráfico Estándar.

Tiempo de Concentración.- Este valor se estima con la ayuda de las curvas de nivel, depende de la longitud del cauce, el tiempo de concentración obtenido es de 217.85 minutos.

Lag Time.- Es el tiempo de retardo en minutos, este parámetro se toma a partir de observaciones en la cuenca, debido a la carencia de las mismas se tomará igual a $0.6TC$, es decir un 60% del tiempo de concentración



Subbasin		Loss
Transform	Baseflow	Options
Basin Name: Cuenca Element Name: tomebamba Graph Type: Standard		
*Lag Time (MIN)		130.72

Gráfica 23 Parámetros de la pestaña Transform

Descarga Inicial (m^3/s).- Este parámetro está ligado al tipo de suelo y a las condiciones de la cuenca, por ejemplo, un suelo saturado tendrá una pérdida inicial igual a cero, no así si se encuentra seco, la pérdida puede llegar a ser igual a la precipitación máxima y no se generaría escurrimiento. El valor de la descarga inicial fue tomado de $18m^3/s$, este dato se obtuvo de un estudio realizado por ETAPA para el Río Tomebamba

Subbasin		Loss
Transform	Baseflow	Options
Basin Name: Cuenca Element Name: tomebamba Initial Type: Discharge		
*Initial Discharge (M3/S)		18
*Recession Constant:		0.8
Threshold Type:		Ratio To Peak
*Ratio:		0.1

Gráfica 24 Parámetros de entrada de la pestaña baseflow



Tasa Constante de la Pérdida.- Esta tasa es la capacidad última de infiltración del suelo. Este parámetro varía de 0.1 a 0.99, tomando para el caso un valor de 0.8.

Tipo de Umbral de Esguerrimiento.- En este caso como hablamos de eventos extremos se tomará Ratio to Peak

Ratio.- varía de 0 a 1 y depende del flujo base y la forma del Hidrograma obtenido, el valor a considerar es de 0.10.

4.3.3. Precipitación efectiva

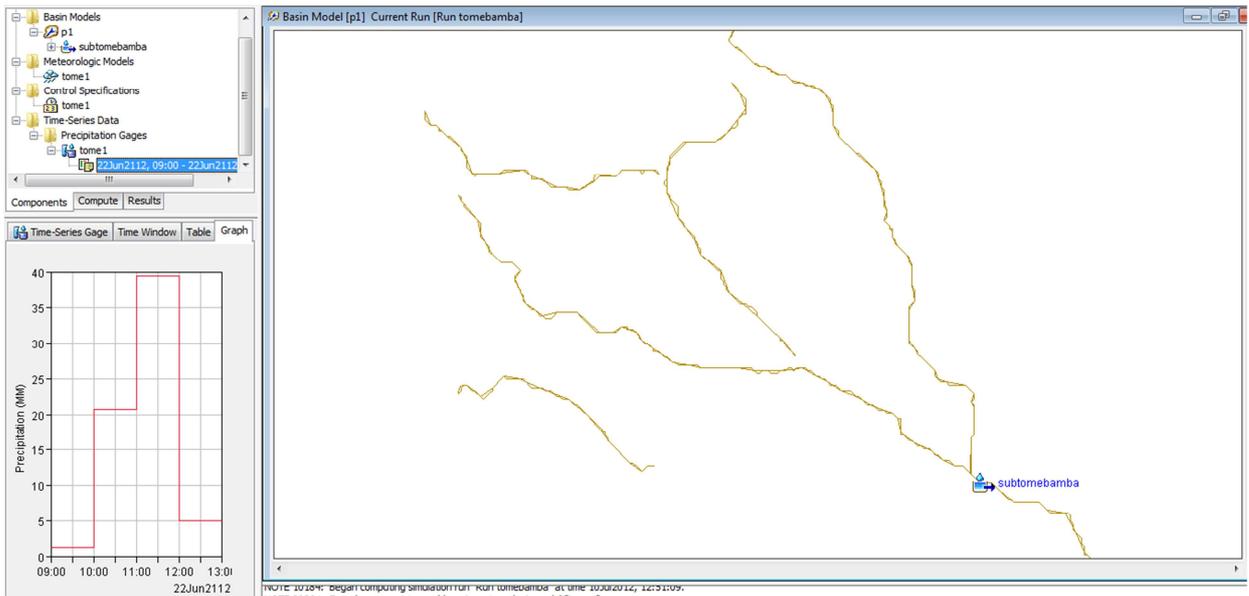
Precipitación.- el análisis se hará mediante el hietograma específico, para lo cual se trabajará en el sistema métrico

4.3.4. Numero de curva (CN)

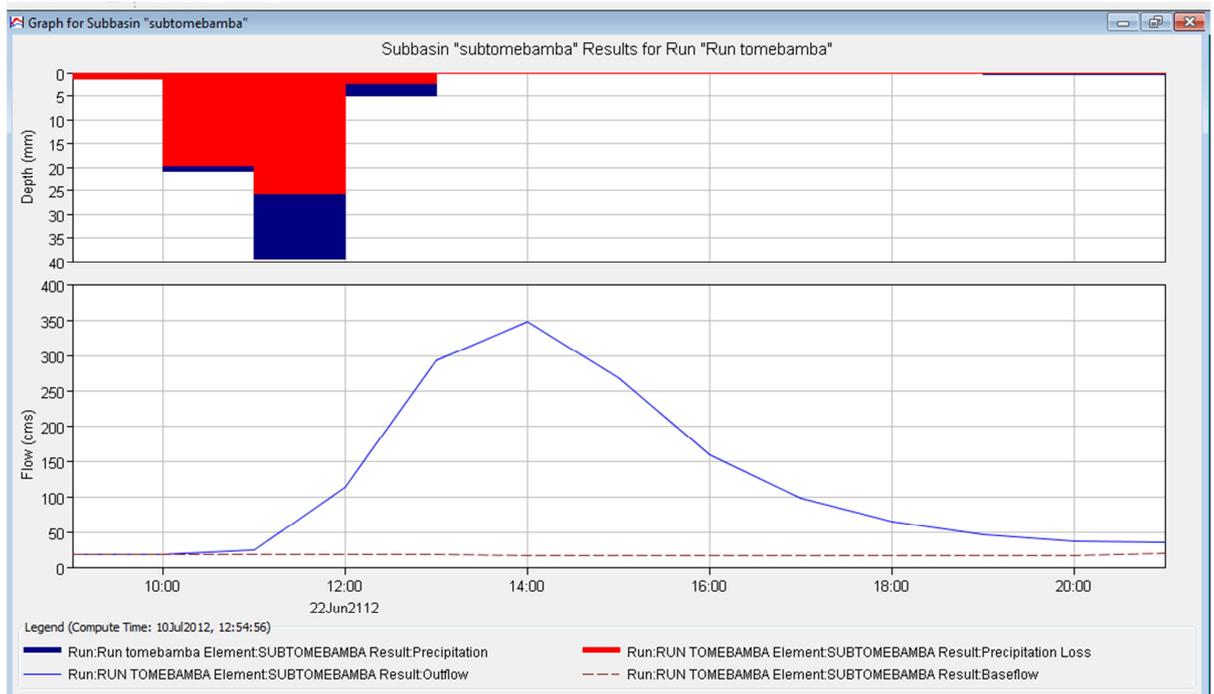
El número de curva a emplearse se ha obtenido de un estudio en función al uso de suelo, este tiene un valor de 71.96, este valor es ponderado a lo largo de la cuenca y se obtuvo mediante las tablas de la SCS, para nuestro caso con un suelo clase B.

4.3.5. Hietograma unitario

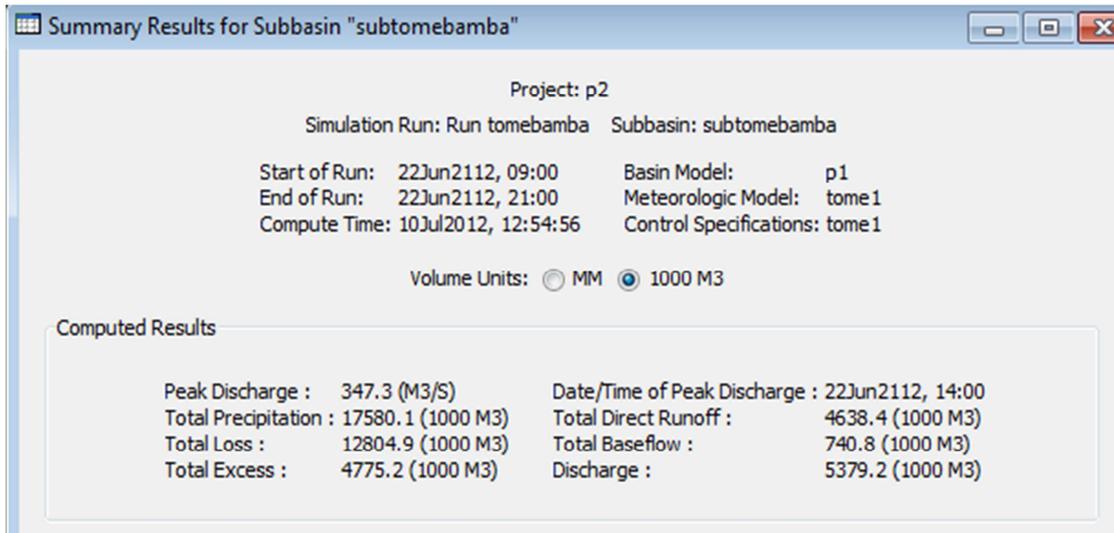
Especificaciones de control.- En este parámetro damos las especificaciones de tiempo requeridas para el análisis y se ingresa el hietograma con una escala temporal cada hora durante el tiempo de concentración.



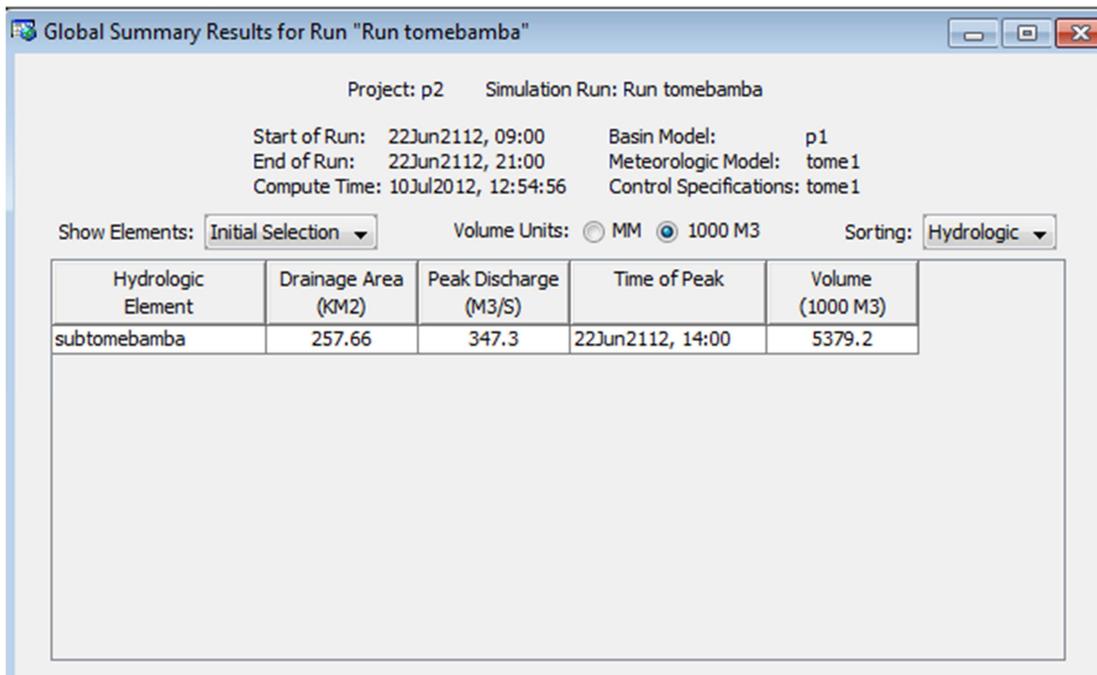
Gráfica 25 Aplicación del Modelo HEC-HMS en la cuenca



Gráfica 26 Modelo HEC-HMS Hietograma-Hidrograma resultante



Gráfica 27 Modelo HEC-HMS Resultados



Gráfica 28 Modelo HEC-HMS Resultados

Como podemos observar el Caudal pico de diseño es de 347.3 m³/s



4. CONCLUSIONES

Para el análisis de precipitaciones se tomó la estación Matadero en Sayausí, esto debido a que se encuentra dentro del área de drenaje y es la más representativa, al realizar los diferentes cálculos sobre las precipitaciones máximas 24 horas se obtuvo la precipitación de diseño para los 100 años de periodo de retorno de 66.47mm, esto mediante el ajuste de Gumbel.

Mediante la aplicación de los diferentes métodos se obtuvieron los siguientes resultados:

MET. EMPIRICOS		
MET. SCS	310.23	m3/s
MET. ESTADISTICOS		
GUMBEL	354.84	m3/s
Lognormal	417.33	m3/s
Log Pearson tipo III	310.92	m3/s
MET. MATEMATICOS		
MODELO HEC-HMS	347.30	m3/s

Tabla 7 Resultados

Como podemos observar en el cuadro anterior, la variación de caudales a reportar según los diferentes métodos aplicados varían desde 310.23 a 417.33. El valor de 417.33 debido a que se aleja de los otros valores obtenidos por los distintos métodos no se toma como valedero, El método de Gumbel y el modelo Hec tienen valores cercanos, de igual manera, el método de la SCS es aproximado al método Log Pearson tipo III, debido a que dentro de los métodos usados el del modelo Hec considera mayor número de parámetros que Gumbel se decidió tomar este valor como el de caudal de diseño.



5. BIBLIOGRAFÍA

- Aparicio, F. (1992). *FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE*. Mexico: LIMUSA.
- Chow, V. T. (1994). McGRAW-HILL.
- Chow, V. T. (1994). McGRAW-HILL.
- ESPE-SANGOLQUI. (2005). *Modelación Hidrológica para el pronóstico de caudales mediante la aplicación del Paquete HEC - HMS en la Cuenca del Rio Paute*. SANGOLQUI: ESPE.
- Estados Unidos Mexicanos Secretaría de Comunicaciones y Transporte. (2012). *Estudios Hidráulicos Hidrológicos para Puentes*. México.
- ETAPA. (1994-1999). *ANUARIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL PAUTE*. Cuenca.
- ETAPA. (1994-1999). *ANUARIO METEOROLOGICO DE LA CUENCA DEL PAUTE*. Cuenca.
- Fetter. (2001). *APPLIED HYDROGEOLOGY*. New Jersey: Prentice Hall.
- Hann, C. (1994). *Design Hydrology and Sedimentology for Small Catchments*. San Diego California: ACADEMIC PRESS, INC.
- INAMHI. (1964-2011). *ANUARIO HIDROLOGICO*. Quito: SIGIHM.
- INAMHI. (1964-2011). *ANUARIO METEOROLOGICO*. Quito: SIHIHM.
- SAGARPA. (s.f.). *HIDROLOGÍA APLICADA A LAS PEQUEÑAS OBRAS HIDRÁULICAS*. *Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación*.
- Sostenible, D. d. (1997). Medición sobre el terreno de la erosión del suelo y de la escorrentía. *Boletín de suelos de la FAO-68*.
- Wendor, C. (1989). *Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil*. Lima- Peru: Pontificia Universidad Católica De Perú.



6. ANEXOS

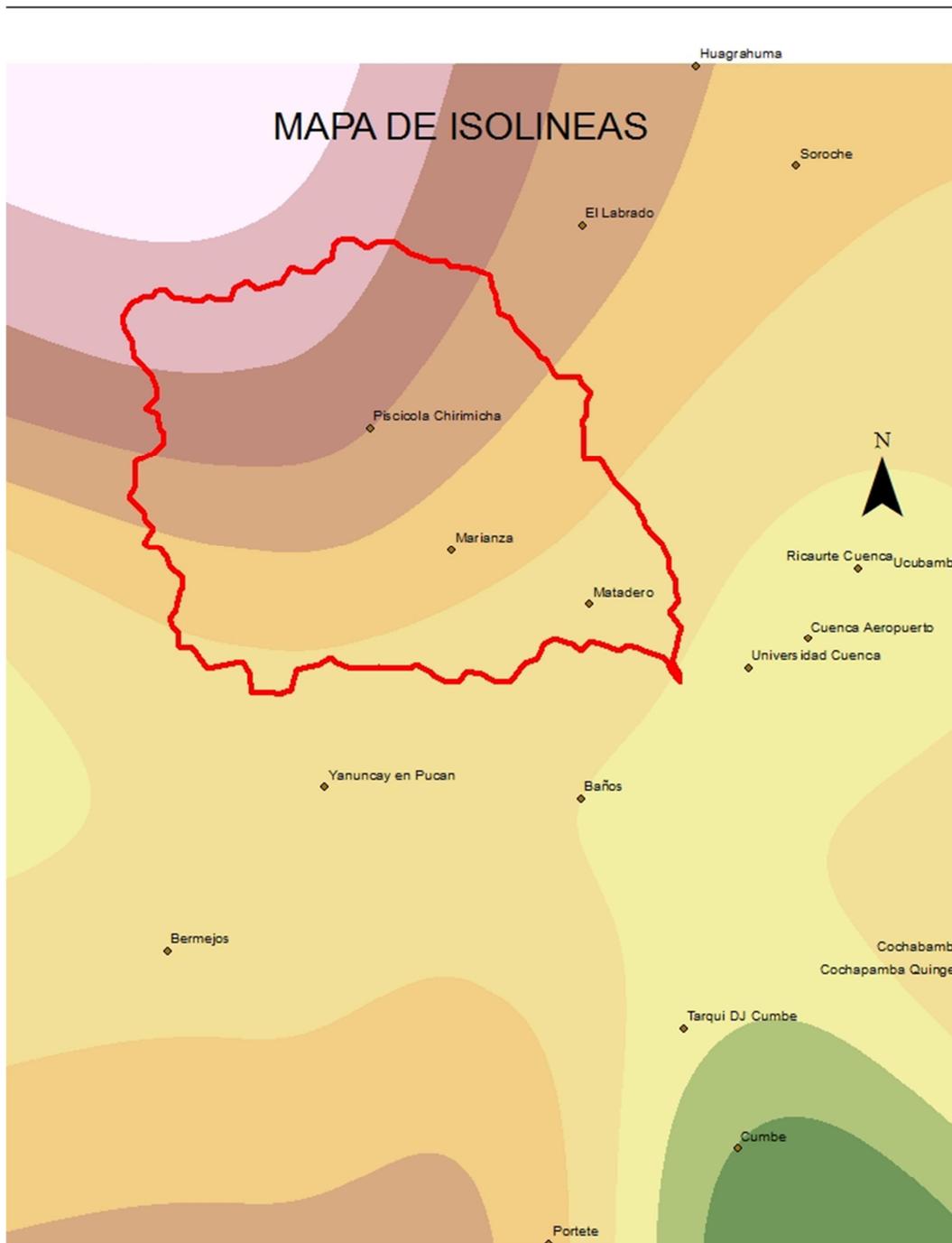
ANEXO 1 Los cálculos Coeficiente de Escorrentía

USO	areaha	CN grupo s
Bosque Natural	614.36	66
Bosque Natural	891.42	66
Cuerpo de Agua Natural	18.37	100
Cuerpo de Agua Natural	13.05	100
Cuerpo de Agua Natural	59.77	100
Cuerpo de Agua Natural	73.44	100
Cuerpo de Agua Natural	8.09	100
Cuerpo de Agua Natural	16.95	100
Cuerpo de Agua Natural	10.62	100
Cuerpo de Agua Natural	19.15	100
Cuerpo de Agua Natural	30.17	100
Cuerpo de Agua Natural	12.49	100
Cuerpo de Agua Natural	10.28	100
Cuerpo de Agua Natural	5.15	100
Cuerpo de Agua Natural	15.85	100
Cuerpo de Agua Natural	12.23	100
Cuerpo de Agua Natural	7.04	100
Cuerpo de Agua Natural	6.19	100
Cultivos de Ciclo Corto	212.99	71
Cultivos de Maiz	5028.83	81
Cuerpo de Agua Natural	17.12	100
Paramo	25243.93	70
Zona Urbana	274.86	85
Zonas Erosionadas	13.64	88
TOTAL	32616	
CN PONDERADO	71.96	



ANEXO 2 Las isoyetas a reportarse se obtuvieron mediante el promedio anual de precipitaciones en diferentes pluviógrafos ubicados en la Cuenca del Río Paute.

UBICACIÓN DE PLUVIÓGRAFOS EN LA CUENCA DEL RÍO PAUTE				
NOMBRE DE LA ESTACIÓN:	UTM X (PSAD56):	UTM Y (PSAD56):	COTA:	Promedio Anual (mm/año):
Ricaurte Cuenca	726132	9683799	2540	875.3
Piscicola Chirimicha	705446	9689828	3350	1330.7
Sigsig	745609	9662868	2500	717.8
Cumbe	721016	9659045	2715	637.5
Cochabamba	730450	9667145	2710	1017.4
Matadero	714753	9682282	2720	993.5
Tarqui DJ Cumbe	718711	9664182	2622	829.5
Yanuncay en Pucan	703501	9674500	3000	951.5
Cancan	689750	9676250	3680	873.0
Portete	713000	9655000	3080	1106.0
Ucubamba	730358	9683548	2400	892.8
El Labrado	714446	9698474	3440	1252.0
Cuenca Aeropuerto	723992	9680795	2516	865.3
Cochapamba Quingeo	730450	9667145	2710	934.4
Gima	727264	9641242	2770	955.8
Cañar	729337	9717805	3030	471.8
Biblián	734403	9700597	2610	806.5
Paute	748572	9693005	2200	719.5
Gualaceo	747281	9681150	2220	739.4
Guarumales	778006	9714189	1600	3089.2
Palmas	763546	9699525	2400	1386.5
Peñas Coloradas	770585	9714602	2120	2984.1
Arenales	767039	9716600	2280	3350.6
Pindilig	757782	9710566	2760	1129.0
Manzana Huayco	743371	9721012	2800	1176.2
Mazar	761129	9715140	2440	1320.5
Chanín	747759	9704533	3300	1769.5
Huangra	765979	9727112	2710	962.2
Huagrahuma	719274	9705277	3659	1205.0
Ningar	750086	9716765	3340	1151.0
Marianza	708890	9684605	3454	1113.9
Descanso	738576	9687550	2620	759.9
Baños	714362	9673997	2600	917.4
Bermejós	696864	9667493	3712	991.0
Universidad Cuenca	721470	9679550	2610	883.1
Soroche	723497	9701005	3590	1114.1
Esmeralda	730471	9651481	2638	726.3





Desviacion standart		6.26744798		
media x		30		
nivel de sig		0.05	DMAX	0.112
T		0.26	DCRIT	0.21777
num datos		39.00	MAX<DCRIT	
moda		27.42	SE ACEPTA	
AÑO / ESTACION	el labrado	proporcion	DI	D'I
1	26.1	0.02564	0.0479	-0.012
2	28.9	0.05128	0.0372	0.023
3	28.4	0.07692	0.0287	0.054
4	30.7	0.10256	0.0225	0.099
5	50.3	0.12821	0.0031	0.121
6	24.5	0.15385	0.0070	0.121
7	23.6	0.17949	0.0326	0.145
8	26.4	0.20513	0.0341	0.145
9	29.1	0.23077	0.0597	0.172
10	24.5	0.25641	0.0588	0.201
11	36.7	0.28205	0.0554	0.232
12	28.4	0.30769	0.0498	0.232
13	30.3	0.33333	0.0755	0.266
14	21.4	0.35897	0.0678	0.301
15	29.4	0.38462	0.0583	0.301
16	23.7	0.41026	0.0839	0.338
17	39	0.43590	0.0727	0.338
18	40.4	0.46154	0.0984	0.376
19	25.4	0.48718	0.0859	0.376
20	43.4	0.51282	0.1115	0.415
21	34.1	0.53846	0.0981	0.454
22	30.7	0.56410	0.0840	0.454
23	24.2	0.58974	0.1097	0.534
24	33.5	0.61538	0.0558	0.534
25	34.1	0.64103	0.0814	0.611
26	26.6	0.66667	0.0298	0.611
27	33.4	0.69231	0.0555	0.683
28	22.7	0.71795	0.0091	0.683
29	21.8	0.74359	0.0347	0.717
30	32.3	0.76923	0.0271	0.717
31	30.4	0.79487	0.0527	0.748
32	23.5	0.82051	0.0471	0.777
33	34.4	0.84615	0.0438	0.827
34	37.6	0.87179	0.0187	0.869
35	35	0.89744	0.0031	0.894
36	28	0.92308	0.0034	0.921
37	32	0.94872	0.0018	0.939
38	27.5	0.97436	0.0099	0.974
39	27	1.00000	0.0006	1.000



Desviacion standart	8.24551528					
media x	41					
nivel de sig	0.05					
T	0.26	DMAX	0.121			
num datos	29.00	DCRIT	0.25254566			
moda	36.90		MAX<DCRIT	SE ACEPTA		
AÑO / ESTACION	sayausi	proporcion	z score	z probab	DI	D'I
1	37.2	0.03448	-1.9	0.02559	0.0089	0.006
2	40.6	0.06897	-1.7	0.04006	0.0289	0.067
3	47.6	0.10345	-1.2	0.10565	0.0022	0.071
4	26.9	0.13793	-1.2	0.10565	0.0323	0.113
5	33.6	0.17241	-0.8	0.19766	0.0252	0.163
6	48.9	0.20690	-0.8	0.19766	0.0092	0.192
7	44.8	0.24138	-0.7	0.22663	0.0147	0.192
8	25.2	0.27586	-0.7	0.22663	0.0492	0.192
9	43	0.31034	-0.7	0.22663	0.0837	0.223
10	30.7	0.34483	-0.6	0.25785	0.0870	0.223
11	38.8	0.37931	-0.6	0.25785	0.1215	0.292
12	35	0.41379	-0.4	0.32636	0.0874	0.367
13	46.8	0.44828	-0.2	0.40129	0.0470	0.446
14	42.1	0.48276	0.0	0.48006	0.0027	0.446
15	50.3	0.51724	0.0	0.48006	0.0372	0.509
16	34.5	0.55172	0.1	0.55962	0.0079	0.539
17	43.6	0.58621	0.2	0.59871	0.0125	0.564
18	34.6	0.62069	0.2	0.59871	0.0220	0.602
19	41	0.65517	0.3	0.63683	0.0183	0.639
20	50.9	0.68966	0.4	0.67364	0.0160	0.674
21	35.5	0.72414	0.5	0.70884	0.0153	0.680
22	54.3	0.75862	0.8	0.80234	0.0437	0.749
23	60.2	0.79310	0.8	0.80234	0.0092	0.792
24	47.8	0.82759	0.9	0.82894	0.0014	0.819
25	30.5	0.86207	1.0	0.85314	0.0089	0.860
26	35.4	0.89655	1.2	0.89435	0.0022	0.860
27	41.9	0.93103	1.2	0.89435	0.0367	0.925
28	41.6	0.96552	1.7	0.95994	0.0056	0.958
29	34.3	1.00000	2.4	0.99286	0.0071	1.000



Desviacion	9.97493178					
media x	30					
nivel de sig	0.05					
T	0.26	DMAX	0.122			
num datos	32.00	DCRIT	0.24041631			
moda	25.57		MAX<DCRIT	SE ACEPTA		
AÑO / ESTAC	cumbe	proporcion	z score	z probab	DI	D'I
1	28.7	0.03125	-1.9	0.02559	0.0057	-0.006
2	40.2	0.06250	-1.9	0.02559	0.0369	0.018
3	19.3	0.09375	-1.6	0.04947	0.0443	0.094
4	24.5	0.12500	-1.1	0.12507	0.0001	0.110
5	25.2	0.15625	-0.9	0.17106	0.0148	0.146
6	52.7	0.18750	-0.8	0.19766	0.0102	0.180
7	28.6	0.21875	-0.7	0.22663	0.0079	0.195
8	24.3	0.25000	-0.7	0.22663	0.0234	0.227
9	49.8	0.28125	-0.6	0.25785	0.0234	0.227
10	29.2	0.31250	-0.6	0.25785	0.0547	0.227
11	41.8	0.34375	-0.6	0.25785	0.0859	0.260
12	14	0.37500	-0.5	0.29116	0.0838	0.370
13	11.2	0.40625	-0.2	0.40129	0.0050	0.403
14	21	0.43750	-0.1	0.44038	0.0029	0.409
15	22.2	0.46875	-0.1	0.44038	0.0284	0.409
16	11	0.50000	-0.1	0.44038	0.0596	0.409
17	24.3	0.53125	-0.1	0.44038	0.0909	0.409
18	32.8	0.56250	-0.1	0.44038	0.1221	0.528
19	23.5	0.59375	0.1	0.55962	0.0341	0.567
20	38.1	0.62500	0.2	0.59871	0.0263	0.606
21	29.4	0.65625	0.3	0.63683	0.0194	0.642
22	23.5	0.68750	0.4	0.67364	0.0139	0.642
23	37	0.71875	0.4	0.67364	0.0451	0.695
24	37.5	0.75000	0.7	0.77337	0.0234	0.742
25	34.4	0.78125	0.7	0.77337	0.0079	0.771
26	41.4	0.81250	0.8	0.80234	0.0102	0.803
27	42	0.84375	1.0	0.85314	0.0094	0.844
28	32.3	0.87500	1.1	0.87493	0.0001	0.863
29	31	0.90625	1.2	0.89435	0.0119	0.863
30	29.2	0.93750	1.2	0.89435	0.0432	0.926
31	27.8	0.96875	2.0	0.97982	0.0111	0.959
32	34	1.00000	2.3	0.99061	0.0094	1.000



Desviacion	10.6214042					
media x	43					
nivel de sig	0.05					
T	0.26					
num datos	28.00	DMAX	0.174			
moda	38.26	DCRIT	0.272			
			MAX<DCRIT	SE ACEPTA		
AÑO / ESTAC	Ricaurte	proporcion	z score	z probab	DI	D'I
1	26.0	0.03571	-1.6	0.04947	0.0138	0.034
2	46.1	0.07143	-1.4	0.07353	0.0021	0.054
3	51.1	0.10714	-1.1	0.12507	0.0179	0.103
4	32.6	0.14286	-1.0	0.14686	0.0040	0.124
5	36.2	0.17857	-0.8	0.19766	0.0191	0.135
6	51.1	0.21429	-0.6	0.25785	0.0436	0.206
7	37.6	0.25000	-0.6	0.25785	0.0079	0.222
8	28.1	0.28571	-0.6	0.25785	0.0279	0.222
9	34.7	0.32143	-0.6	0.25785	0.0636	0.255
10	31.5	0.35714	-0.5	0.29116	0.0660	0.255
11	50.4	0.39286	-0.5	0.29116	0.1017	0.255
12	38.5	0.42857	-0.5	0.29116	0.1374	0.291
13	49.4	0.46429	-0.4	0.32636	0.1379	0.291
14	37.9	0.50000	-0.4	0.32636	0.1736	0.366
15	58.3	0.53571	-0.2	0.40129	0.1344	0.524
16	46.4	0.57143	0.1	0.55962	0.0118	0.563
17	36.6	0.60714	0.2	0.59871	0.0084	0.601
18	39.0	0.64286	0.3	0.63683	0.0060	0.601
19	40.9	0.67857	0.3	0.63683	0.0417	0.601
20	37.9	0.71429	0.3	0.63683	0.0775	0.673
21	46.1	0.75000	0.5	0.70884	0.0412	0.706
22	36.8	0.78571	0.6	0.74215	0.0436	0.738
23	43.6	0.82143	0.7	0.77337	0.0481	0.767
24	36.5	0.85714	0.8	0.80234	0.0548	0.767
25	48.1	0.89286	0.8	0.80234	0.0905	0.891
26	45.0	0.92857	1.4	0.92647	0.0021	0.909
27	73.2	0.96429	2.1	0.98422	0.0199	0.962
28	65.4	1.00000	2.8	0.99781	0.0022	1.000



ANEXO 4 Las Distribuciones Gumbel, Log Normal y Log Pearson tipo III

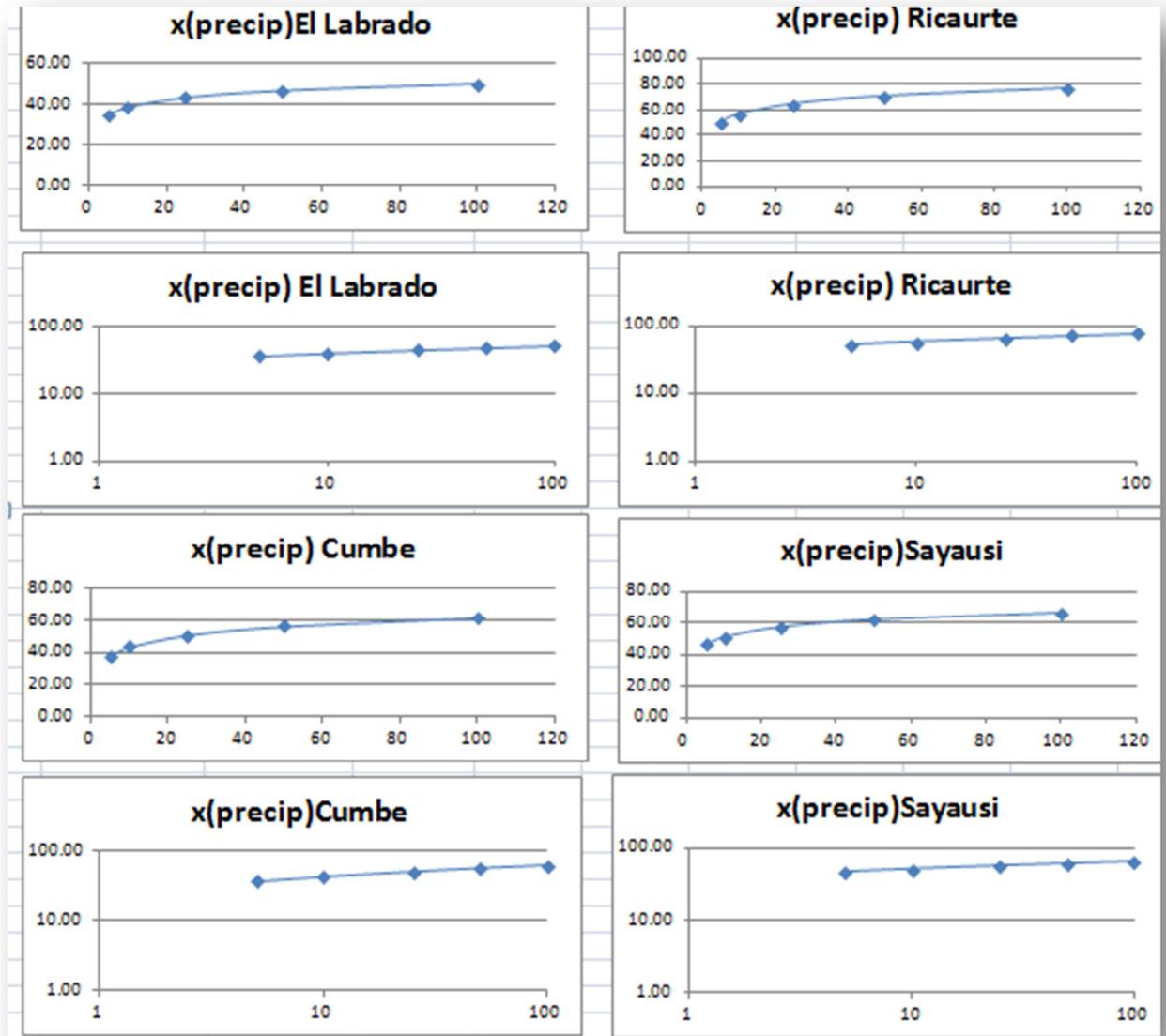
GUMBEL

GUMBEL LABRADO		
media X	30.2	
desviacion est(s)	6.3	
alfa(parametro e)	4.89	
moda (u)	27.42	
y	0.58	
T(x)	f(x)	x(precip)
5	0.8	34.75
10	0.9	38.42
25	0.96	43.05
50	0.98	46.49
100	0.99	49.90

GUMBEL RICAURTE		
media X	43.0	
desviacion e	10.6	
alfa(parametro e)	8.28	
moda (u)	38.26	
y	0.58	
T(x)	f(x)	x(precip)
5	0.8	50.68
10	0.9	56.89
25	0.96	64.74
50	0.98	70.57
100	0.99	76.35

GUMBEL CUMBE		
media X	30.1	
desviacion est(s)	10.0	
alfa(parametro e)	7.78	
moda (u)	25.57	
y	0.58	
T(x)	f(x)	x(precip)
5	0.8	37.24
10	0.9	43.07
25	0.96	50.45
50	0.98	55.92
100	0.99	61.35

GUMBEL SAYAUSI		
media X	40.6	
desviacion e	8.246	
alfa(parametro e)	6.43	
moda (u)	36.90	
y	0.58	
T(x)	f(x)	x(precip)
5	0.8	46.54
10	0.9	51.36
25	0.96	57.46
50	0.98	61.98
100	0.99	66.47





Log Normal

LOGNORMAL											
El Labrado						Sayausi					
ymedia	1.47					ymedia	1.60				
Sy	0.09					Sy	0.09				
Csy	0.52					Csy	-0.23				
n	39.00					n	29.00				
T	ρ	w	$K_T=Z$	YT	XT	T	ρ	w	$K_T=Z$	YT	XT
5	0.200	1.79	0.84	1.54	34.98	5	0.200	1.794	0.841	1.675	47.346
15	0.067	2.33	1.50	1.60	39.82	15	0.067	2.327	1.501	1.734	54.260
25	0.040	2.54	1.75	1.62	41.82	25	0.040	2.537	1.751	1.757	57.132
50	0.020	2.80	2.05	1.65	44.38	50	0.020	2.797	2.054	1.784	60.823
100	0.010	3.03	2.33	1.67	46.82	100	0.010	3.035	2.327	1.809	64.346
Cumbe						Ricaurte					
ymedia	1.45					ymedia	1.62				
Sy	0.16					Sy	0.10				
Csy	-0.90					Csy	0.31				
n	32.00					n	28.00				
T	ρ	w	$K_T=Z$	YT	XT	T	ρ	w	$K_T=Z$	YT	XT
5	0.200	1.794	0.841	1.588	38.732	5	0.200	1.794	0.841	1.708	51.060
15	0.067	2.327	1.501	1.695	49.575	15	0.067	2.327	1.501	1.776	59.655
25	0.040	2.537	1.751	1.736	54.428	25	0.040	2.537	1.751	1.801	63.272
50	0.020	2.797	2.054	1.785	60.962	50	0.020	2.797	2.054	1.832	67.959
100	0.010	3.035	2.327	1.829	67.505	100	0.010	3.035	2.327	1.860	72.470



LOGPEARSON TIPO III									
El Labrado					Sayausi				
ymedia	1.472				ymedia	1.600			
Sy	0.085				Sy	0.090			
Csy	0.520				Csy	-0.234			
n	39				n	29			
k	0.087				k	-0.039			
T	ρ	w	z	K_T	YT	XT			
5	0.200	1.794	0.841	0.979	1.556	35.939			
15	0.067	2.327	1.501	1.769	1.623	41.964			
25	0.040	2.537	1.751	2.089	1.650	44.689			
50	0.020	2.797	2.054	2.496	1.685	48.395			
100	0.010	3.035	2.327	2.877	1.717	52.152			
Cumbe					Ricairte				
ymedia	1.451				ymedia	1.622			
Sy	0.162				Sy	0.102			
Csy	-0.901				Csy	0.305			
n	32				n	28			
k	-0.150				k	0.051			
T	ρ	w	z	K_T	YT	XT			
5	0.200	1.794	0.841	0.551	1.541	34.742			
15	0.067	2.327	1.501	0.975	1.610	40.719			
25	0.040	2.537	1.751	1.109	1.632	42.815			
50	0.020	2.797	2.054	1.254	1.655	45.202			
100	0.010	3.035	2.327	1.369	1.674	47.182			
T	ρ	w	z	K_T	YT	XT			
5	0.200	1.794	0.841	0.925	1.717	52.071			
15	0.067	2.327	1.501	1.662	1.792	61.957			
25	0.040	2.537	1.751	1.953	1.822	66.362			
50	0.020	2.797	2.054	2.316	1.859	72.290			
100	0.010	3.035	2.327	2.651	1.893	78.234			



ANEXO 5 Cuadros Para la obtención de Curvas IDF

El Labrado									
T(x)	f(x)	x(precip)	ldt mm/h	M141 ECUACION DEL INAMHI					
5	0.8	34.750	1.448	$I_{TK} = 177.26 \times t^{-0.0936} \times I_{dTK}$ para 5min < 41min $I_{TK} = 466.46 \times t^{-0.045} \times I_{dTK}$ para 41min < 1440min					
10	0.9	38.417	1.601						
25	0.96	43.051	1.794						
50	0.98	46.488	1.937						
100	0.99	49.900	2.079						
T(anos)	tiempo(min)								
	60	120	180	240	300	360	420	480	540
5	21.408	11.935	8.479	6.653	5.512	4.727	4.151	3.709	3.359
10	23.667	13.194	9.374	7.355	6.094	5.226	4.589	4.101	3.713
25	26.522	14.785	10.505	8.243	6.829	5.856	5.143	4.595	4.161
50	28.639	15.966	11.344	8.901	7.374	6.324	5.553	4.962	4.493
100	30.741	17.138	12.176	9.554	7.916	6.788	5.961	5.326	4.823

IDF Ricaurte									
T(x)	f(x)	x(precip)	ldt mm/h	M426 ECUACION DEL INAMHI					
5	0.8	50.6774	2.1116	$I_{TK} = 117.3 \times t^{-0.4233} \times I_{dTK}$ para 5min < 23min $I_{TK} = 406.64 \times t^{-0.0223} \times I_{dTK}$ para 23min < 1440min					
10	0.9	56.8920	2.3705						
25	0.96	64.7442	2.6977						
50	0.98	70.5695	2.9404						
100	0.99	76.3517	3.1813						
T(anos)	tiempo(min)								
0	60	120	180	240	300	360	420	480	540
5	29.624	16.753	12.003	9.475	7.886	6.788	5.980	5.358	4.864
10	33.256	18.808	13.475	10.637	8.853	7.621	6.714	6.015	5.460
25	37.847	21.404	15.335	12.105	10.075	8.673	7.640	6.846	6.214
50	41.252	23.329	16.715	13.194	10.982	9.453	8.328	7.462	6.773
100	44.632	25.241	18.085	14.275	11.882	10.228	9.010	8.073	7.328



IDF Cumbe									
T(x)	f(x)	x(precip)	ldt mm/h	ZONA 9 ECUACION DEL INAMHI					
5	0.8	37.236	1.551	$I_{TR} = 40.035 \times t^{-0.341} \times Id_{TR}$ para $5min < 116min$ $I_{TR} = 355.49 \times t^{-0.8043} \times Id_{TR}$ para $116min < 1440min$					
10	0.9	43.072	1.795						
25	0.96	50.447	2.102						
50	0.98	55.917	2.330						
100	0.99	61.348	2.556						
T(anos)	tiempo(min)								
0	60	120	180	240	300	360	420	480	540
5	15.3759	11.7299	8.4657	6.7170	5.6134	4.8478	4.2825	3.8464	3.4988
10	17.786	13.5684	9.7926	7.7698	6.4933	5.6076	4.9538	4.4493	4.0472
25	20.831	15.8914	11.4692	9.1001	7.6050	6.5677	5.8019	5.2111	4.7401
50	23.0901	17.6148	12.7130	10.0869	8.4297	7.2799	6.4311	5.7762	5.2541
100	25.3324	19.3254	13.9475	11.0665	9.2484	7.9869	7.0556	6.3371	5.7643

IDF Sayausi									
T(x)	f(x)	x(precip)	ldt mm/h	ZONA 9 ECUACION DEL INAMHI					
5	0.8	46.539	1.939	$I_{TR} = 40.035 \times t^{-0.341} \times Id_{TR}$ para $5min < 116min$ $I_{TR} = 355.49 \times t^{-0.8043} \times Id_{TR}$ para $116min < 1440min$					
10	0.9	51.364	2.140						
25	0.96	57.459	2.394						
50	0.98	61.982	2.583						
100	0.99	66.470	2.770						
T(anos)	tiempo(min)								
0	60	120	180	240	300	360	420	480	540
5	19.2175	14.6605	10.5808	8.3952	7.0159	6.0590	5.3525	4.8074	4.3729
10	21.2097	16.1803	11.6777	9.2655	7.7433	6.6871	5.9074	5.3058	4.8262
25	23.7269	18.1006	13.0636	10.3651	8.6622	7.4807	6.6084	5.9355	5.3990
50	25.5942	19.5251	14.0917	11.1809	9.3440	8.0695	7.1285	6.4026	5.8239
100	27.4478	20.9392	15.1122	11.9906	10.0207	8.6539	7.6448	6.8663	6.2457



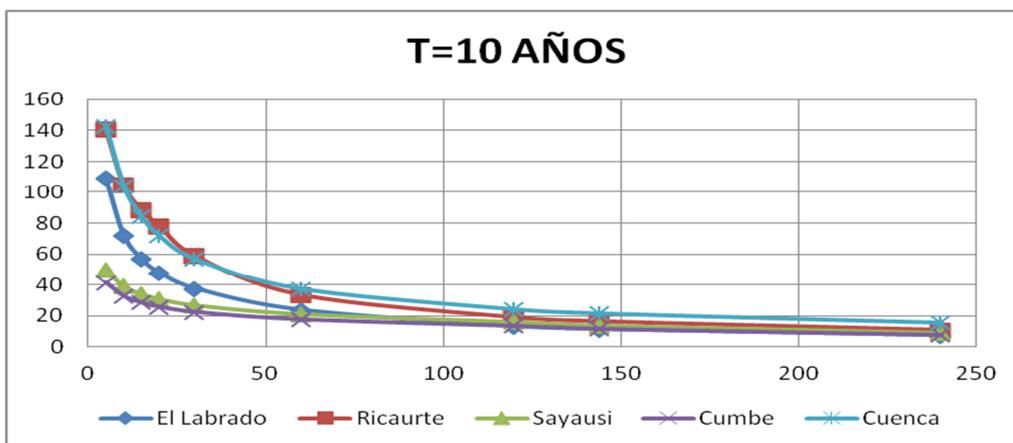
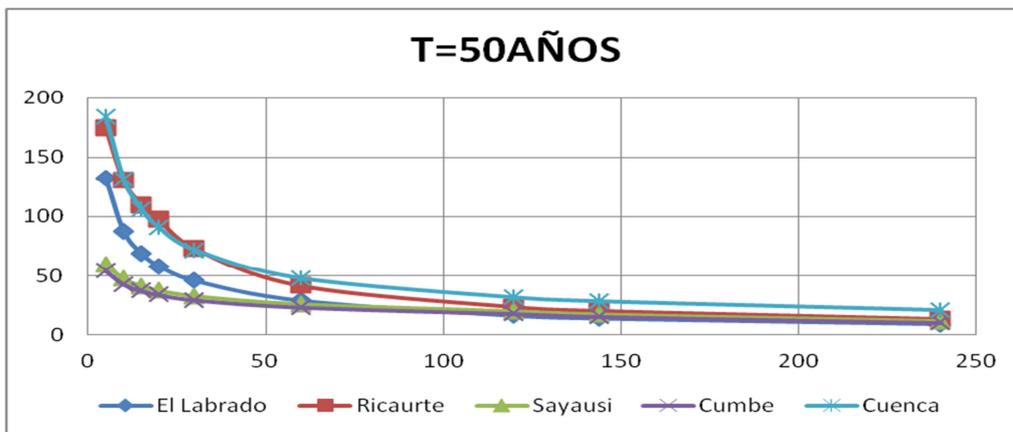
Curvas IDF (Cuenca)									
t (años)	A	B	C	ECUACION FACILITADA POR EL PROMAS					
2	513.3	-0.72	5.16	$I = A (t + C)^B$					
5	537.9	-0.7	4.72						
10	551.7	-0.65	2.98						
50	613.9	-0.62	2						
T(anos)	tiempo(min)								
0	60	120	180	240	300	360	420	480	540
2	25.3691	15.8561	11.9602	9.7716	8.3466	7.3347	6.5738	5.9777	5.4963
5	29.0385	18.3462	13.9361	11.4455	9.8168	8.6563	7.7809	7.0935	6.5370
10	37.3440	24.1719	18.6698	15.5268	13.4519	11.9613	10.8292	9.9346	9.2065
50	47.5133	31.2287	24.3699	20.4236	17.8030	15.9110	14.4678	13.3232	12.3885



ANEXO 6 Comparación para dos periodos de retorno diferente de las curvas IDF

T=50	tiempo(min)								
	5	10	15	20	30	60	120	144	240
EL LABRADO	132.036	87.486	68.767	57.968	45.564	28.639	15.966	13.691	8.901
RICAURTE	174.514	130.138	109.614	97.046	72.942	41.252	23.329	20.081	13.194
SAYAUSI	59.723	47.151	41.062	37.225	32.419	25.594	19.525	16.862	11.181
CUMBE	53.880	42.538	37.045	33.583	29.247	23.090	17.615	15.212	10.087
CUENCA	183.712	131.524	105.979	90.322	71.599	47.513	31.229	27.938	20.424

T=10	tiempo(min)								
	5	10	15	20	30	60	120	144	240
EL LABRADO	109.113	72.298	56.828	47.904	37.654	23.667	13.194	11.314	7.355
RICAURTE	140.690	104.915	88.369	78.237	58.805	33.256	18.808	16.189	10.637
SAYAUSI	49.492	39.074	34.028	30.848	26.865	21.210	16.180	13.973	9.265
CUMBE	41.503	32.766	28.535	25.869	22.528	17.786	13.568	11.718	7.770
CUENCA	143.021	104.250	84.351	71.916	56.864	37.344	24.172	21.527	15.527



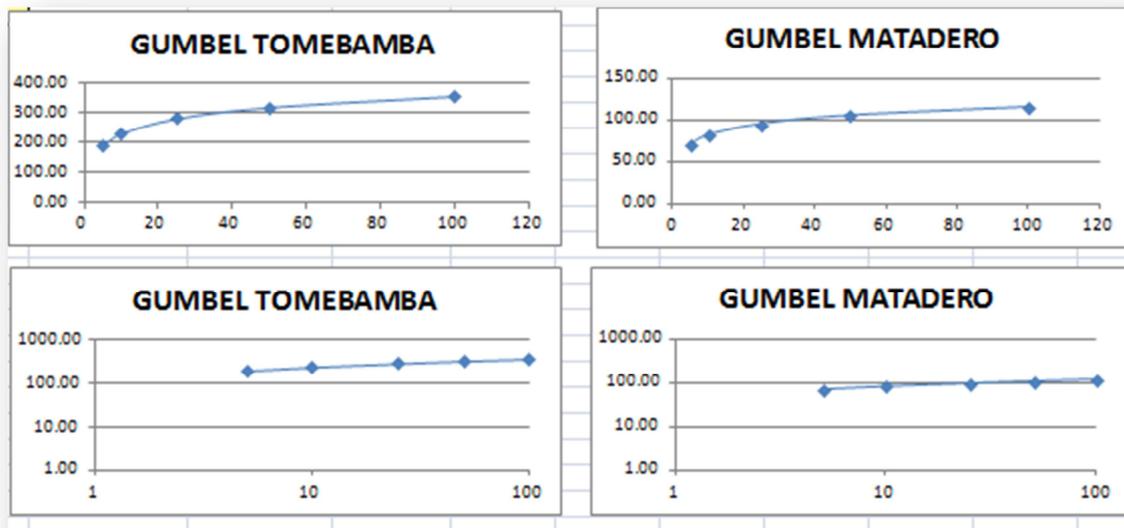


Bondad de Ajuste Kolmogorov y Smirnov							
Desviacion s	18.6367693						
media x	56.9683056						
nivel de sig	0.05	DMAX		0.109052			
T	0.26404	DCRIT		0.226667			
num datos	36	MAX<DCRIT		Se acepta			
moda	48.5809954						
AÑO / ESTAC	Matadero Sa	proporcion	z score	z probab	DI	D'i	
1	30.8	0.028	-2	0.020	0.008	0.023	
2	62	0.056	-1.5	0.061	0.005	0.046	
3	48.9	0.083	-1.4	0.074	0.010	0.061	
4	60.3	0.111	-1.3	0.089	0.023	0.097	
5	59.4	0.139	-1.1	0.125	0.014	0.097	
6	57.5	0.167	-1	0.125	0.042	0.097	
7	63.1	0.194	-1	0.125	0.069	0.143	
8	38.92	0.222	-0.8	0.171	0.051	0.170	
9	86.73	0.250	-0.7	0.198	0.052	0.199	
10	69.49	0.278	-0.6	0.227	0.051	0.230	
11	85.08	0.306	-0.5	0.258	0.048	0.263	
12	96.28	0.333	-0.4	0.291	0.042	0.263	
13	67.16	0.361	-0.4	0.291	0.070	0.263	
14	35.66	0.389	-0.4	0.291	0.098	0.299	
15	61.98	0.417	-0.3	0.326	0.090	0.335	
16	75.8	0.444	-0.2	0.363	0.081	0.335	
17	76.24	0.472	-0.2	0.363	0.109	0.374	
18	52.53	0.500	-0.1	0.401	0.099	0.452	
19	48.91	0.528	0	0.480	0.048	0.452	
20	28.88	0.556	0	0.480	0.075	0.532	
21	47.09	0.583	0.1	0.560	0.024	0.532	
22	95.22	0.611	0.1	0.560	0.051	0.571	
23	51.27	0.639	0.2	0.599	0.040	0.609	
24	43.459	0.667	0.3	0.637	0.030	0.609	
25	39.2	0.694	0.3	0.637	0.058	0.609	
26	53.94	0.722	0.3	0.637	0.085	0.681	
27	70.82	0.750	0.5	0.709	0.041	0.746	
28	46.39	0.778	0.7	0.773	0.004	0.746	
29	49.55	0.806	0.7	0.773	0.032	0.786	
30	56.21	0.833	1	0.853	0.020	0.825	
31	58.52	0.861	1	0.853	0.008	0.811	
32	19.61	0.889	1.5	0.939	0.051	0.866	
33	84.34	0.917	1.5	0.939	0.023	0.911	
34	32.17	0.944	1.6	0.951	0.006	0.932	
35	55.07	0.972	2.1	0.984	0.012	0.956	
36	42.34	1.000	2.1	0.984	0.016	1.000	



GUMBEL TOMBAMBA		
media X	140.8	
desviacion est(s)	68.2	
alfa(parametro e)	53.21	
moda (u)	110.08	
y	0.58	
T(x)	f(x)	x(caudal)
5	0.8	189.89
10	0.9	229.82
25	0.96	280.26
50	0.98	317.69
100	0.99	354.84

GUMBEL MATADERO		
media X	57.0	
desviacion e	18.6	
alfa(parametro e)	14.53	
moda (u)	48.58	
y	0.58	
T(x)	f(x)	x(precip)
5	0.8	70.38
10	0.9	81.28
25	0.96	95.06
50	0.98	105.28
100	0.99	115.43





LOGNORMAL

Tomebamba Monay	
ymedia	2.10
Sy	0.23
Csy	-0.53
n	35.00

Matadero Sayausí	
ymedia	1.73
Sy	0.15
Csy	-0.64
n	36.00

T	ρ	w	$K_T=Z$	YT	XT
5	0.200	1.79	0.84	2.29	193.10
15	0.067	2.33	1.50	2.43	271.95
25	0.040	2.54	1.75	2.49	309.56
50	0.020	2.80	2.05	2.56	362.29
100	0.010	3.03	2.33	2.62	417.33

T	ρ	w	$K_T=Z$	YT	XT
5	0.200	1.794	0.841	1.860	72.458
15	0.067	2.327	1.501	1.961	91.469
25	0.040	2.537	1.751	2.000	99.898
50	0.020	2.797	2.054	2.046	111.181
100	0.010	3.035	2.327	2.088	122.412



ANEXO 8 HIDROGRAMA TOTAL

DATOS CAUDAL	t(h)	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	total	
	Ptotal		0.6469	0.6469	10.3728	10.3728	19.7297	19.7297	2.4859	2.4859	66.4704
pneta		0.1456	0.1456	2.3343	2.3343	4.4401	4.4401	0.5594	0.5594	14.9588	
T	Q	pnetaxcauda									TOTAL
0.00	0.000	0.0000								0.0000	
0.50	4.138	0.6023	0.0000							4.7400	
1.00	8.275	1.2047	0.6023	0.0000						10.0823	
1.50	12.413	1.8070	1.2047	9.6586	0.0000					25.0832	
2.00	16.551	2.4093	1.8070	19.3172	9.6586	0.0000				49.7427	
2.50	20.688	3.0116	2.4093	28.9759	19.3172	18.3713	0.0000			92.7736	
3.00	20.574	2.9949	3.0116	38.6345	28.9759	36.7427	18.3713	0.0000		149.3045	
3.50	18.096	2.6343	2.9949	48.2931	38.6345	55.1140	36.7427	2.3148	0.0000	204.8242	
4.00	15.618	2.2736	2.6343	48.0254	48.2931	73.4854	55.1140	4.6296	2.3148	252.3885	
4.50	13.141	1.9129	2.2736	42.2418	48.0254	91.8567	73.4854	6.9444	4.6296	284.5105	
5.00	10.663	1.5522	1.9129	36.4582	42.2418	91.3476	91.8567	9.2592	6.9444	292.2361	
5.50	8.185	1.1916	1.5522	30.6746	36.4582	80.3468	91.3476	11.5739	9.2592	270.5895	
6.00	5.708	0.8309	1.1916	24.8910	30.6746	69.3460	80.3468	11.5098	11.5739	236.0724	
6.50	3.230	0.4702	0.8309	19.1074	24.8910	58.3452	69.3460	10.1237	11.5098	197.8543	
7.00	0.753	0.1095	0.4702	13.3238	19.1074	47.3444	58.3452	8.7376	10.1237	158.3143	
7.50			0.1095	7.5402	13.3238	36.3436	47.3444	7.3515	8.7376	120.7506	
8.00				1.7566	7.5402	25.3428	36.3436	5.9654	7.3515	84.3000	
8.50					1.7566	14.3420	25.3428	4.5793	5.9654	51.9860	
9.00						3.3412	14.3420	3.1932	4.5793	25.4556	
9.50						0.0000	3.3412	1.8071	3.1932	8.3414	
10.00							0.0000	0.4210	1.8071	2.2281	
10.50								0.0000	0.4210	0.4210	
11.00									0.0000	0.0000	



(INAMHI, ANUARIO METEOROLOGICO, 1964-2009)
(INAMHI, ANUARIO HIDROLOGICO, 1964-2009)
(ETAPA, 1994-1999)
(ETAPA, ANUARIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL PAUTE ,
1994-1999)