

26
29



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"ESTUDIO TOPOHIDRAULICO EN EL RIO APULCO
PARA EL PUENTE BUENAVISTA EN PUEBLA."**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JUAN ANTONIO FLORES MEJIA



ASESOR: M.I. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS.

MEXICO, D. F. CIUDAD UNIVERSITARIA.

1998.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

263174



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-102/97

Señor
JUAN ANTONIO FLORES MEJIA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M. I. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTUDIO TOPOHIDRAULICO EN EL RIO APULCO PARA EL PUENTE BUENAVISTA EN PUEBLA."


INTRODUCCION

- I. DATOS DE LA ZONA DEL PROYECTO
- II. PROBABILIDAD Y ESTADISTICA APLICADA A LA HIDROLOGIA
- III. PRINCIPIO DEL GASTO MAXIMO
- IV. ANALISIS Y RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROLOGICO
- V. ANALISIS Y RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDRAULICO
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 9 de septiembre de 1997.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*lmf

**Estudio Topohidráulico
en el Río Apulco para el Puente
Buenavista en Puebla**

Agradecimientos

Sé que este pequeño espacio en blanco es insuficiente para expresar mi eterna gratitud a todas y cada una de las personas que han contribuido, en mayor o menor medida, a la realización de la presente tesis.

Les agradezco a mis padres, Rubén y Natalia, por su apoyo incondicional. A mi hermana, Natalia Margarita, por su apoyo brindado. A mis abuelitos, José y Margarita, que desde el cielo me siguen acompañando. A mi madrina Carmela. A todos mis amigos: Paco, Esteban, Ricardo, Héctor, Manuel, Carlos, Israel, Mauricio, Sinuhé, Adrián, Alfredo, Moisés, Toño, Joel, por su interés y comprensión.

También le doy las gracias al Maestro en Ingeniería, Humberto Gardea Villegas, por aceptar dirigir la presente tesis.

A la Maestra en Ingeniería, María del Rosío Ruiz Urbano, por su valiosa ayuda técnica en varios de los capítulos de esta tesis.

Por último, le doy gracias a Dios, por darme la oportunidad de conocer a todas y cada una de las personas antes mencionadas, pues sin su apoyo no habría sido posible la conclusión de este trabajo; también por haberme dado la oportunidad de estudiar en la mejor Universidad y en especial en esta gran Facultad de Ingeniería.

C o n t e n i d o

"Estudio Topohidráulico en el Río Apulco para el Puente Buenavista en Puebla"

Presenta: Juan Antonio Flores Mejía

Contenido	Página
Introducción	1
I Datos de la zona del proyecto	5
I.1 Datos Topográficos	7
Sección 1	9
Sección 2	15
Sección 3	19
Tablas Resumen del Área Hidráulica y del Perimetro	
Mojado de las tres secciones	26
Ejemplo 1. Sección 1	29
Ejemplo 2. Sección 2	33
Ejemplo 3. Sección 3	35
Plano 1. Carta Topográfica	40
I.2 Datos Hidrométricos	44
Plano 2. Carta Hidrológica	46
Anexo 1. Datos Hidrométricos. Estación Tenampulco	47
I.3 Datos Geológicos	75
II Probabilidad y Estadística aplicada a la Hidrología	77
Conceptos Fundamentales de Probabilidad y Estadística	79
II.1 Funciones de Distribución de Probabilidad utilizadas en Hidrología	89
Método de los Momentos	89
Método de la Máxima Verosimilitud	91
II.1.1 Distribución de Gauss o Normal	93
II.1.2 Distribución Lognormal	96
II.1.3 Distribución Gamma	98
II.1.4 Distribución de Gumbel	100
II.1.5 Distribución Doble Gumbel	104
II.1.6 Distribución Exponencial	106
II.2 Método del Error Cuadrático Mínimo	107
III Principio del Gasto Máximo	108

IV	Análisis y Resultados del Estudio Hidrológico	115
	Periodo de Retorno	116
	Riesgo	118
	Distribución Gaussiana o Normal	124
	Distribución Lognormal	128
	Distribución Gamma	131
	Distribución de Gumbel	134
	Distribución Doble Gumbel	137
	Distribución Exponencial	140
V	Análisis y Resultados del Estudio Hidráulico	152
	Coeficiente de Rugosidad "n"	154
	Pendiente	156
	Pérdidas	158
	Determinación de los tirantes en cada una de las secciones	159
VI	Conclusiones y Recomendaciones	166
	VI.1 Desde el punto de vista Topográfico	168
	VI.2 Desde el punto de vista Geológico	169
	VI.3 Desde el punto de vista Hidráulico	170
	VI.4 Desde el punto de vista Estructural	171
	 Bibliografía	 174

I n t r o d u c c i ó n

Introducción

El gobierno del Estado de Puebla, solicitó la elaboración de un estudio topohidráulico en el río Apulco, cerca de la localidad denominada Buenavista porque por ahí cruzará la carretera que actualmente se encuentra en construcción.

El problema principal es determinar el nivel máximo que alcance el agua en el río para el gasto esperado, correspondiente a un cierto período de retorno. Una vez definido el gasto de diseño se pretende conocer la altura mínima que debe tener el puente, necesaria para el cruce.

Por esta razón se concibió la idea de hacer la presente tesis; pues se considera que es un tema interesante, tanto en lo hidráulico como en lo hidrológico.

También se considera que es interesante desde el punto de vista topográfico, pues, debido a la escasa información de este tipo, necesaria para la elaboración del estudio, se tuvieron que hacer varias consideraciones. Esto es porque sólo se cuenta con tres secciones transversales del río; de las cuales la primera se encuentra 150 metros antes del cruce, la segunda en el propio cruce y la tercera 150 metros aguas abajo del mismo. También se cuenta con una carta topográfica en escala 1: 50 000 en la que, desde luego, no pueden tenerse los detalles que serían deseables.

Como además las secciones transversales no eran lo suficientemente completas, éstas se tuvieron que ampliar con base en las curvas de nivel referidas en la carta topográfica.

Las secciones transversales y la carta topográfica son presentadas en el capítulo I, así como la descripción de las consideraciones que se hicieron para la realización del estudio.

También se presentan los datos geológicos que se investigaron en la carta geológica de la zona del estudio.

En este mismo capítulo I se presentan datos hidrométricos tomados de la estación Tenampulco; ubicada en el río Apulco a 3.5 kilómetros al oriente de la población de nombre Tecuantepec en el municipio de Tenampulco, Estado de Puebla.

Los datos están registrados en los boletines hidrológicos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, en la región denominada 27 Tuxpán-Nautla.

Una vez que ya se conoce la topografía de la zona del problema y se tienen los gastos máximos anuales registrados durante un período de 19 años; se necesitó buscar un método que nos permitiera obtener el gasto de diseño para un período de retorno en el cual no hubiera un riesgo muy alto.

Para determinar el gasto mencionado se hizo un análisis de frecuencias. Dicho análisis consistió en aplicar varias distribuciones de probabilidad al conjunto de datos, en este caso, a los gastos máximos anuales; después, para saber cuál es la distribución que mejor se ajusta a la muestra disponible, con el fin de seleccionarla para el estudio, se aplicó el método del error cuadrático mínimo. Una vez elegida la mejor distribución, se calculó el gasto de diseño para el período de retorno seleccionado.

En el capítulo II se presentan las distribuciones de probabilidad que se utilizaron para el análisis de frecuencias, así como el método del error cuadrático mínimo. Los resultados de la aplicación de dicho análisis y del mencionado método se muestran en el capítulo IV.

Una vez obtenido el gasto de diseño se procedió a calcular el nivel del agua en el punto por donde se pretende construir el puente, es decir, calcular el perfil hidráulico en las tres secciones disponibles; los resultados de dicho cálculo se presentan en el capítulo V.

En el capítulo III se explica por qué se utiliza el principio del gasto máximo, y en este mismo capítulo se presenta la teoría en que se apoya dicho principio.

En el capítulo VI se muestra a que conclusión se llegó, es decir, se describe el resultado final del estudio y las recomendaciones necesarias para que no haya problemas, desde cuatro puntos de vista diferentes; el hidráulico, el topográfico, el geológico y el estructural.

C a p í t u l o I

Datos de la Zona del Proyecto

I Datos de la Zona del Proyecto

En este capítulo, como su nombre lo indica, se describen y presentan los datos que se tienen de la zona en estudio.

Para la presentación de dichos datos, éstos se han dividido en tres partes:

La primera parte consta de los datos topográficos.

La segunda parte consta de los datos hidrométricos.

La tercera parte consta de los datos geológicos.

I.1 Datos Topográficos

Se cuenta con un plano topográfico de escala 1:50 000 de la zona. Esta carta topográfica se identifica como Cuetzalan F14 D85 Puebla y Veracruz del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

Al final de este subcapítulo se presenta una copia de dicha carta.

También se cuenta con tres levantamientos topográficos. Estos levantamientos son de secciones transversales del río.

La primera sección transversal está levantada 150 metros aguas arriba del cruce, la segunda es en la propia zona del cruce; donde se encontrará el puente. La tercera sección transversal es a 150 metros aguas abajo de dicho cruce.

Las tres secciones transversales levantadas por el topógrafo también se presentan al final de este subcapítulo.

Para poder hacer los cálculos correspondientes del área, el perímetro mojado y el radio hidráulico en cada una de las tres secciones, se hicieron algunas consideraciones, que se describen a continuación:

Primero. Se notó que los levantamientos hechos por el topógrafo no eran lo suficientemente completos. Para superar esto, dichos levantamientos tuvieron que ser ampliados con base en la carta topográfica descrita anteriormente. Las secciones transversales ampliadas, se muestran en las figuras 1.15, 1.16 y 1.17. También al final del subcapítulo.

Segundo. Para todo el estudio la sección 1 es la que está 150 metros aguas arriba, la sección 2 es la que se encuentra en el cruce y la sección 3 es la que está 150 metros aguas abajo de dicho cruce.

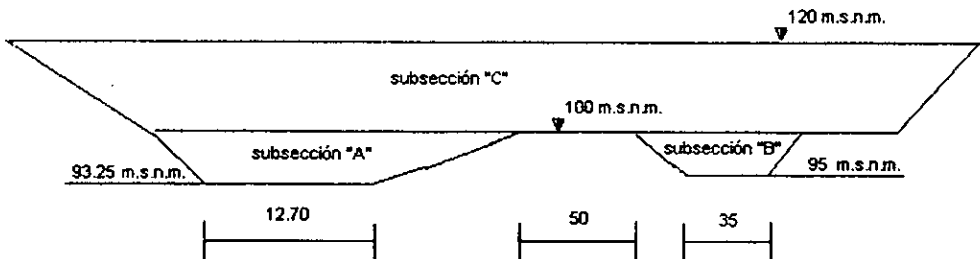
Tercero. Para calcular el área hidráulica y el perímetro mojado, las secciones transversales fueron consideradas de forma poligonal. Estos polígonos fueron calculados de tal forma que están apegados lo más posible a la realidad.

Los cálculos de los "polígonos ajustados", de las tres secciones se presentan a continuación.

Sección 1

Como ya se dijo anteriormente la sección 1 es la sección 150 metros aguas arriba del cruce.

Para calcular tanto el área hidráulica como el perímetro mojado, nos auxiliaremos con el croquis que se muestra:

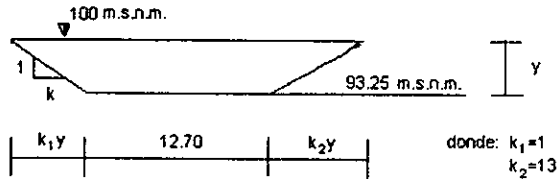


Como se puede observar, se tiene el croquis dividido en tres partes. Una primera parte que es la llamada subsección "A", otra que es la subsección "B" y una tercera subsección "C" que es cuando el agua cubre el nivel de la cota 100 m. s. n. m. Está dividido así para hacer los cálculos del área hidráulica y el perímetro mojado. Esto no quiere decir que el cauce principal está en la subsección "A" y que cuando se desborda cubre a la subsección "B". El cauce se divide en dos; en las subsecciones "A" y "B", así que si el nivel del agua está por debajo de la cota 100 m. s. n. m., y queremos saber el gasto, se tiene que sumar el gasto de la subsecciones "A" y "B".

Como ya se dijo, las secciones se tuvieron que ampliar; es por eso que se dedujo una parte de esta primera sección. Esta deducción fue producto de la observación de la carta topográfica en escala 1:50 000,

lo que permitió suponer que era una continuación más o menos uniforme de la subsección "A".

Para la subsección "A" se tiene el siguiente croquis:



Las designaciones de los taludes " k_1 " y " k_2 " fueron medidos directamente del levantamiento topográfico en cada una de las secciones.

Para el área hidráulica tenemos:

$$A = (k_1y/2)y + 12.7 y + (k_2y/2)y$$

$$A = (y^2/2) + 12.7 y + (13y^2 / 2)$$

$$A = 0.5y^2 + 12.7 y + 6.5y^2$$

$$A = 7y^2 + 12.7y$$

Para el perímetro mojado:

$$P = ((k_1y)^2 + y^2)^{1/2} + 12.7 + ((k_2y)^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = (y^2 + y^2)^{1/2} + 12.7 + ((13y^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = (2y^2)^{1/2} + 12.7 + (169y^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = 1.41y + 12.7 + (170y^2)^{1/2}$$

$$P = 1.41y + 12.7 + 13.04y$$

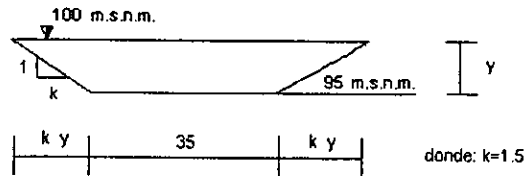
$$P = 14.45y + 12.7$$

Entonces para la subsección "A" tenemos que el área hidráulica y el perímetro mojado son:

$$A_A = 7y^2 + 12.7y$$

$$P_A = 14.45y + 12.7$$

Para la subsección "B" se tiene el croquis siguiente:



Para la obtención del área hidráulica, se tiene:

$$A = (ky/2)y + 35y + (ky/2)y$$

$$A = (1.5y^2/2) + 35y + (1.5y^2/2)$$

$$A = 1.5y^2 + 35y$$

Para la obtención del perímetro mojado, se tiene:

$$P = ((ky)^2 + y^2)^{1/2} + 35 + ((ky)^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = 2((1.5y)^2 + y^2)^{1/2} + 35$$

$$P = 2((3.25y^2)^{1/2}) + 35$$

$$P = 3.61y + 35$$

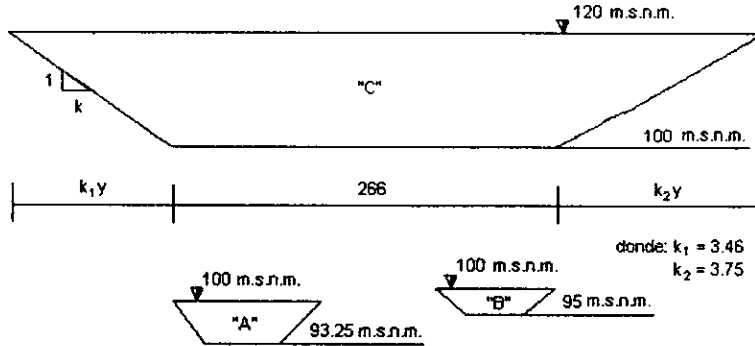
Entonces para la subsección "B" tenemos que el área hidráulica y el perímetro mojado son:

$$A_b = 1.5y^2 + 35y$$

$$P_b = 3.61y + 35$$

Estas fórmulas se utilizarán cuando el nivel del agua sobrepase la cota 95 m. s. n. m. y se sumarán con las de la subsección "A". Entonces si el nivel del agua está en la cota 100 m. s. n. m., para sacar el área hidráulica y el perímetro mojado, se tendrían que sumar las subsecciones "A" y "B".

- La subsección "C" es cuando el agua sobrepasa la cota 100 m. s. n.
 m. El croquis de la subsección "C" se muestra a continuación:



Para obtener el área hidráulica se tiene:

$$\begin{aligned}
 A &= (k_1y/2)y + 266y + (k_2y/2)y \\
 A &= (3.46y^2/2) + 266y + (3.75y^2/2) \\
 A &= 1.73y^2 + 266y + 1.875y^2 \\
 A &= 3.61y^2 + 266y
 \end{aligned}$$

Para el perímetro mojado:

$$\begin{aligned}
 P &= ((k_1y)^2 + y^2)^{1/2} + 100 + ((k_2y)^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= ((3.46y)^2 + y^2)^{1/2} + 100 + ((3.75y)^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= (11.97y^2 + y^2)^{1/2} + 100 + (14.06y^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= (12.97y^2)^{1/2} + 100 + (15.06y^2)^{1/2} \\
 P &= 3.60y + 100 + 3.88y \\
 P &= 7.48y + 100
 \end{aligned}$$

Entonces para la subsección "C", el área hidráulica y el perímetro mojado quedan:

$$\begin{aligned}
 A_c &= 3.61y^2 + 266y \\
 P_c &= 7.48y + 100
 \end{aligned}$$

Entonces cuando el nivel del agua sobrepasa la cota 100 m. s. n. m. se tienen que sumar las tres subsecciones.

Haciendo un resumen de la sección 1, tenemos:

Cuando el nivel del agua está entre las cotas 93.25 y 95 m. s. n. m. se utilizan las fórmulas:

$$A_A = 7y^2 + 12.7y$$
$$P_A = 14.45y + 12.7$$

Cuando el nivel del agua se encuentra desde la cota 95 m. s. n. m. hasta la cota 100 m. s. n. m. se suman las siguientes fórmulas:

$$A_A = 7y^2 + 12.7y$$
$$P_A = 14.45y + 12.7$$
$$A_B = 1.5y^2 + 35y$$
$$P_B = 3.61y + 35$$

Cuando el nivel del agua sobrepasa la cota 100 m. s. n. m. se suman las tres subsecciones, que tienen las siguientes fórmulas:

$$A_A = 7y^2 + 12.7y$$
$$P_A = 14.45y + 12.7$$
$$A_B = 1.5y^2 + 35y$$
$$P_B = 3.61y + 35$$
$$A_C = 3.61y^2 + 266y$$
$$P_C = 7.48y + 100$$

Como se puede observar, cada una de las fórmulas está en función del tirante "y". Aunque es muy importante considerar que este tirante "y" es diferente para cada una de las fórmulas.

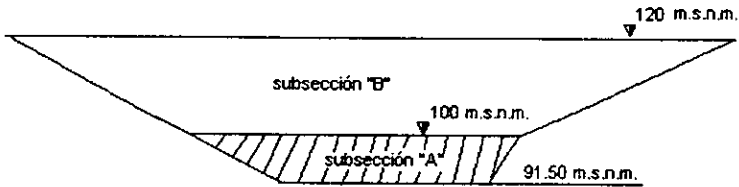
Para la subsección "A" el tirante es válido de 0 a 6.75 m. Esto es porque la fórmula es válida de la cota 93.25 m. s. n. m. a la cota 100 m. s. n. m., o sea, $100 - 93.25 = 6.75$ m.

Para la subsección "B" el tirante es válido de 0 a 5 m. que es de la cota 95 m. s. n. m. a la cota 100 m. s. n. m.; $100 - 95 = 5$ m. Como ya se dijo antes, cuando el nivel sobrepasa la cota 95 m. s. n. m., se suman las dos subsecciones.

Para la subsección "C" el tirante es válido de 0 a 20 m. que es de la cota 100 m. s. n. m. a la cota 120 m. s. n. m.; $120 - 100 = 20$ m. Si sucede que el tirante es mayor al nivel de la cota 100 m. s. n. m. se suman las tres subsecciones, como ya se había dicho.

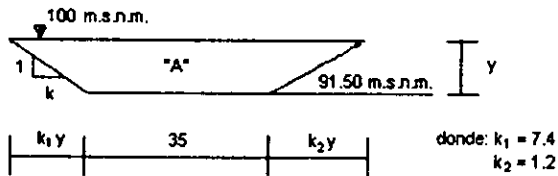
Sección 2

La sección 2 es la sección en el cruce, o la sección en donde se encontrará el puente.



Esta sección se puede dividir en dos subsecciones. La subsección abajo de la cota 100 m. s. n. m. que será la subsección "A" y la subsección arriba de la cota 100 m. s. n. m. que será la subsección "B", como se puede ver en el croquis.

Dicho lo anterior, se tiene que para la subsección "A" el área hidráulica y el perímetro mojado son:



$$\begin{aligned}
 A &= (k_1 y / 2) y + 35 y + (k_2 y / 2) y \\
 A &= (7.4 y^2 / 2) + 35 y + (1.2 y^2 / 2) \\
 A &= 3.7 y^2 + 35 y + 0.6 y^2 \\
 A &= 4.3 y^2 + 35 y
 \end{aligned}$$

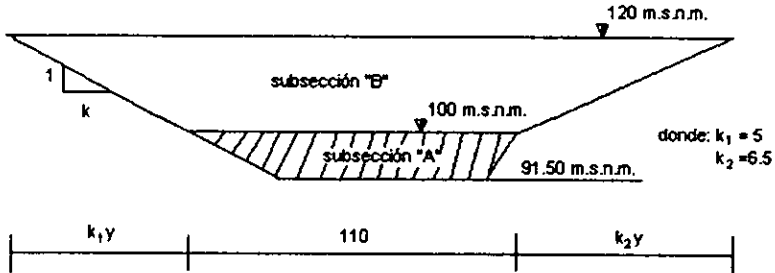
Para el perímetro mojado:

$$\begin{aligned}
 P &= ((k_1y)^2 + y^2)^{1/2} + 35 + ((k_2y)^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= ((7.4y)^2 + y^2)^{1/2} + 35 + ((1.2y)^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= (55.76y^2)^{1/2} + 35 + (2.44y^2)^{1/2} \\
 P &= 7.47y + 35 + 1.56y \\
 P &= 9.03y + 35
 \end{aligned}$$

Entonces para la subsección "A" tenemos que el área hidráulica y el perímetro mojado son:

$$\begin{aligned}
 A_A &= 4.3y^2 + 35y \\
 P_A &= 9.03y + 35
 \end{aligned}$$

Para la subsección "B", se tiene el siguiente croquis:



Para obtener la fórmula del área hidráulica, tenemos:

$$\begin{aligned}
 A &= (k_1y/2)y + 110y + (k_2y/2)y \\
 A &= (5y^2/2) + 110y + (6.5y^2/2) \\
 A &= 2.5y^2 + 110y + 3.25y^2 \\
 A &= 5.75y^2 + 110y
 \end{aligned}$$

Para el perímetro mojado, tenemos:

$$P = ((k_1y)^2 + y^2)^{1/2} + ((k_2y)^2 + y^2)^{1/2}$$

La fórmula se toma así porque al sumarse con la subsección "A" es lo único que faltaría.

$$P = ((5y)^2 + y^2)^{1/2} + ((6.5y)^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = (26y^2)^{1/2} + (43.25y^2)^{1/2}$$

$$P = 5.10y + 6.58y$$

$$P = 11.68y$$

Para la subsección "B" tenemos que el área hidráulica y el perímetro mojado son:

$$A_B = 5.75y^2 + 110y$$

$$P_B = 11.68y$$

Haciendo un resumen de la sección 2, tenemos:

Cuando el nivel del agua está entre las cotas 91.50 y 100 m. s. n. m. se utilizan las fórmulas:

$$A_A = 4.3y^2 + 35y$$

$$P_A = 9.03y + 35$$

Con un tirante que va de 0 a 8.5 m.

Cuando el nivel del agua sobrepasa la cota 100 m. s. n. m. se suman las dos subsecciones, que tienen las siguientes fórmulas:

$$A_A = 4.3y^2 + 35y$$

$$P_A = 9.03y + 35$$

$$A_B = 5.75y^2 + 110y$$

$$P_B = 11.68y$$

Como ya se vio, cada una de las fórmulas está en función del valor "y" diferente para cada área, según se explica a continuación.

Para la subsección "A" el tirante es válido de 0 a 8.5 m. pues queda entre las cotas 100 y 91.50 m. s. n. m.; $100 - 91.50 = 8.5$ m.

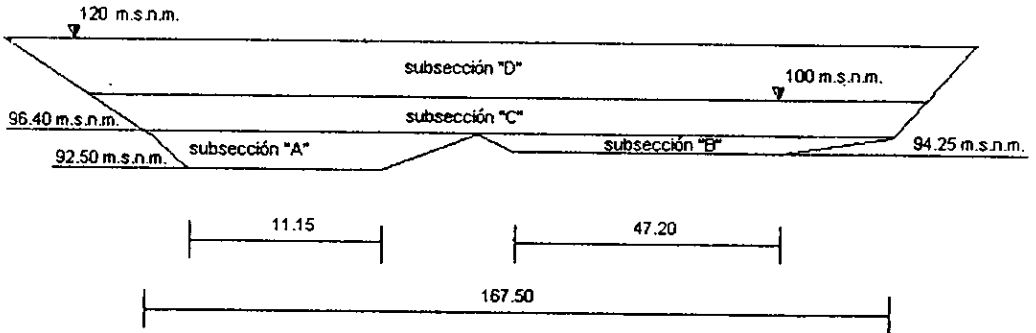
Para la subsección "B" el tirante es válido de 0 a 20 m. pues queda entre las cotas 100 y 120 m. s. n. m.; $120 - 100 = 20$ m.

Cuando el nivel del agua es mayor que la cota 100 m. s. n. m., las subsecciones se suman, cada uno con su tirante correspondiente.

Sección 3

La sección 3 es la sección 150 metros aguas abajo del cruce.

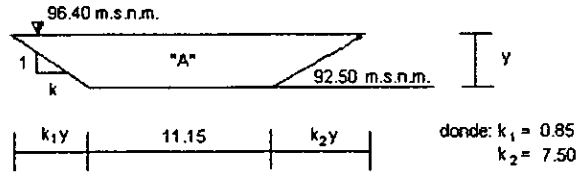
Su croquis es el siguiente:



Esta sección está compuesta por cuatro subsecciones, esto es nada más con el fin de calcular el área hidráulica y el perímetro mojado. La primera, la subsección "A", va de la cota 92.50 m. s. n. m. a la cota 96.40 m. s. n. m., con un tirante de 3.90 m. La segunda de la cota 94.25 m. s. n. m. a la cota 96.40 m. s. n. m., con un tirante de 2.15 m., que es la subsección "B". La subsección "C" es la que se forma entre las cotas 96.40 y 100 m. s. n. m. La última subsección es la que se encuentra arriba de la cota 100 m. s. n. m. y es la llamada subsección "D". Todo esto se puede ver en el croquis.

Al igual que en la sección 1, esta sección tiene agua en la subsecciones "A" y "B", se dividió así sólo para el cálculo del área hidráulica y del perímetro mojado. Entonces cuando el nivel del agua sobrepasa la cota 94.25 m. s. n. m. se suman las subsecciones "A" y "B".

Ahora se hará por separado para cada una de las subsecciones el cálculo del área hidráulica y el perímetro mojado.



Así se tiene que para la subsección "A", el área hidráulica está dada por:

De la figura anterior tenemos:

$$\begin{aligned}
 A &= (k_1y/2)y + 11.15y + (k_2y/2)y \\
 A &= (0.85y^2/2) + 11.15y + (7.5y^2/2) \\
 A &= 8.35y^2/2 + 11.15y \\
 A &= 4.18y^2 + 11.15y
 \end{aligned}$$

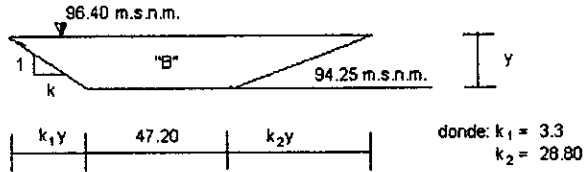
El perímetro mojado es:

$$\begin{aligned}
 P &= ((k_1y)^2 + y^2)^{1/2} + 11.15 + ((k_2y)^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= ((0.85y)^2 + y^2)^{1/2} + 11.15 + ((7.5y)^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= (1.72y^2)^{1/2} + 11.15 + (57.25y^2)^{1/2} \\
 P &= 1.31y + 11.15 + 7.57y \\
 P &= 8.88y + 11.15
 \end{aligned}$$

Entonces para la subsección "A" se tiene que el área hidráulica y el perímetro mojado son:

$$\begin{aligned}
 A_A &= 4.18y^2 + 11.15y \\
 P_A &= 8.88y + 11.15
 \end{aligned}$$

Para la subsección "B", tenemos:



Para obtener el área hidráulica, tenemos, de la figura anterior:

$$\begin{aligned}
 A &= (k_1 y / 2) y + 47.2 y + (k_2 y / 2) y \\
 A &= (3.3 y^2 / 2) + 47.2 y + (28.8 y^2 / 2) \\
 A &= 32.1 y^2 / 2 + 47.2 y \\
 A &= 16.05 y^2 + 47.2 y
 \end{aligned}$$

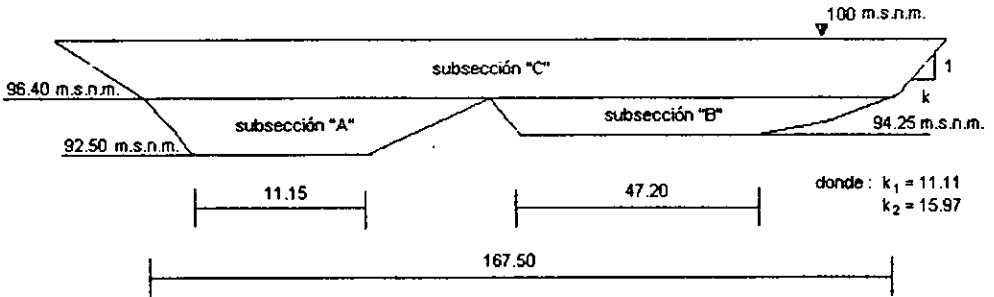
El perímetro mojado es:

$$\begin{aligned}
 P &= ((k_1 y)^2 + y^2)^{1/2} + 47.2 + ((k_2 y)^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= ((3.3 y)^2 + y^2)^{1/2} + 47.2 + ((28.8 y)^2 + y^2)^{1/2} \\
 P &= (11.89 y^2)^{1/2} + 47.2 + (830.44 y^2)^{1/2} \\
 P &= 3.45 y + 47.2 + 28.82 y \\
 P &= 32.27 y + 47.2
 \end{aligned}$$

Para la subsección "B" se tiene que el área hidráulica y el perímetro mojado son:

$$\begin{aligned}
 A_B &= 16.05 y^2 + 47.2 y \\
 P_B &= 32.27 y + 47.2
 \end{aligned}$$

Para la subsección "C", tenemos:



donde: $k_1 = 11.11$
 $k_2 = 15.97$

Para obtener el área hidráulica, tenemos, de la figura anterior:

$$A = (k_1 y / 2) y + 167.5 y + (k_2 y / 2) y$$

$$A = (11.11 y^2 / 2) + 167.5 y + (15.97 y^2 / 2)$$

$$A = 27.08 y^2 / 2 + 167.5 y$$

$$A = 13.54 y^2 + 167.5 y$$

El perímetro mojado es:

$$P = ((k_1 y)^2 + y^2)^{1/2} + ((k_2 y)^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = ((11.11 y)^2 + y^2)^{1/2} + ((15.97 y)^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = (124.4 y^2)^{1/2} + (256.04 y^2)^{1/2}$$

$$P = 11.15 y + 16 y$$

$$P = 27.15 y$$

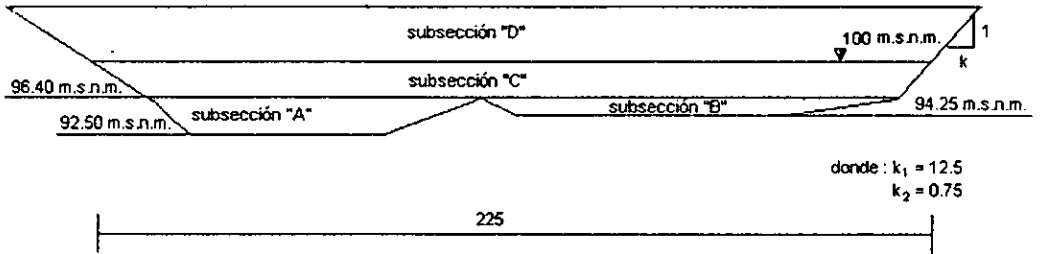
Para la subsección "C" tenemos que el área hidráulica y el perímetro mojado son:

$$A_c = 13.54 y^2 + 167.5 y$$

$$P_c = 27.15 y$$

Hay una cuarta subsección, que es la que se tiene arriba de la cota 100 m. s. n. m. Esta subsección es la subsección "D".

Para la subsección "D" tenemos que su croquis es el siguiente:



donde: $k_1 = 12.5$
 $k_2 = 0.75$

Así tenemos que el área hidráulica para la subsección "D", está dada por:

$$A = (k_1 y / 2) y + 225 y + (k_2 y / 2) y$$

$$A = (12.5 y^2 / 2) + 225 y + (0.75 y^2 / 2)$$

$$A = 13.25 y^2 / 2 + 225 y$$

$$A = 6.63 y^2 + 225 y$$

El perímetro mojado es:

$$P = ((k_1 y)^2 + y^2)^{1/2} + ((k_2 y)^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = ((12.5 y)^2 + y^2)^{1/2} + ((0.75 y)^2 + y^2)^{1/2}$$

$$P = (157.25 y^2)^{1/2} + (1.56 y^2)^{1/2}$$

$$P = 12.54 y + 1.25 y$$

$$P = 13.79 y$$

Para la subsección "D" tenemos que el área hidráulica y el perímetro mojado son:

$$A_D = 6.63 y^2 + 225 y$$

$$P_D = 13.79 y$$

Haciendo un resumen de ésta sección 3, tenemos:

Cuando el nivel del agua se encuentra entre las cotas 92.50 y 94.25 m. s. n. m. la fórmula es:

$$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$$

$$P_A = 8.88y + 11.15$$

Cuando el nivel del agua se encuentra entre las cotas 94.25 y 96.40 m. s. n. m. las fórmulas siguientes se suman:

$$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$$

$$P_A = 8.88y + 11.15$$

$$A_B = 16.05y^2 + 47.2y$$

$$P_B = 32.27y + 47.2$$

Es decir, el área hidráulica y el perímetro mojado considerados son:

$$A = A_A + A_B$$

$$P = P_A + P_B$$

Cuando el nivel se encuentra entre las cotas 96.40 y 100 m. s. n. m. las subsecciones "A" y "B" ya no cambian, entonces sólo se suma la siguiente fórmula:

$$A_C = 13.54y^2 + 167.5y$$

$$P_C = 27.15y$$

Entonces el área hidráulica y el perímetro mojado serán:

$$A = A_A + A_B + A_C$$

$$P = P_A + P_B + P_C$$

Cuando el nivel del agua se encuentra arriba de la cota 100 m. s. n. m., las subsecciones "A", "B" y "C" ya no cambian, sólo se suma la siguiente fórmula:

$$A_D = 6.63y^2 + 225y$$

$$P_D = 13.79y$$

Entonces el área hidráulica y el perímetro mojado considerados son:

$$A = A_A + A_B + A_C + A_D$$

$$P = P_A + P_B + P_C + P_D$$

El tirante para la subsección "A" es válido de 0 a 3.90 metros, pues las cotas son 96.40 y 92.50 m. s. n. m., entonces $94.25 - 92.50 = 3.90$ m.

El tirante para la subsección "B" es válido de 0 a 2.15 metros, pues las cotas son 94.25 y 96.40 m. s. n. m., entonces $96.40 - 94.25 = 2.15$ m.

Para la subsección "C" el tirante es válido de 0 a 3.60 metros, pues las cotas son 100 y 96.40 m. s. n. m., entonces $100 - 96.40 = 3.60$ m.

Para la subsección "D" el tirante es válido de 0 a 20 metros, pues las cotas son 120 y 100 m. s. n. m., entonces $120 - 100 = 20$ m.

Igual que en las otras secciones, cuando se sobrepasa el nivel de cada una de ellas, éstas se van sumando con su tirante correspondiente de cada subsección.

Con esto ya tenemos las tres secciones; es decir, aguas arriba del cruce, en el cruce y aguas abajo de él.

Entonces podemos hacer un resumen general con las tres secciones, puestas en tres tablas.

Las tablas resumen se muestran a continuación.

Tablas Resumen del Área Hidráulica y del Perimetro Mojado de las tres secciones

SECCIÓN 1

De la cota 93.25 a la cota 100 m. s. n. m.	$A_A = 7y^2 + 12.7y$ $P_A = 14.45y + 12.7$	
De la cota 95 a la cota 100 m. s. n. m.	$A_A = 7y^2 + 12.7y$ $P_A = 14.45y + 12.7$ $A_B = 1.5y^2 + 35y$ $P_B = 3.61y + 35$	$\text{ó } A = 7y^2 + 12.7y + 1.5(y-1.75)^2 + 35(y-1.75)$ $P = 14.45y + 12.7 + (3.61(y-1.75)) + 35$ El tirante medido desde la cota 93.25 m. s. n. m.
De la cota 100 a la cota 120 m. s. n. m.	$A_A = 7y^2 + 12.7y$ $P_A = 14.45y + 12.7$ $A_B = 1.5y^2 + 35y$ $P_B = 3.61y + 35$ $A_C = 3.61y^2 + 266y$ $P_C = 7.48y + 100$	$\text{ó } A = 404.66 + 212.50 + (3.61(y-6.75)^2) + (266(y-6.75))$ $P = 110.24 + 53.05 + (7.48(y-6.75)) + 100$ El tirante medido desde la cota 93.25 m. s. n. m.

SECCIÓN 2

De la cota 91.50 a la cota 100 m. s. n. m.	$A_A = 4.3y^2 + 35y$ $P_A = 9.03y + 35$	
De la cota 100 a la cota 120 m. s. n. m.	$A_A = 4.3y^2 + 35y$ $P_A = 9.03y + 35$ $A_B = 5.75y^2 + 110y$ $P_B = 11.68y$	$\text{ó } A = 608.18 + 5.75(y-8.5)^2 + 110(y-8.5)$ $P = 111.76 + (11.68(y-8.5))$ El tirante medido desde la cota 91.50 m. s. n. m.

SECCIÓN 3

De la cota 92.50 a la cota 94.25 m. s. n. m.	$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$ $P_A = 8.88y + 11.15$	
De la cota 94.25 a la cota 96.40 m. s. n. m.	$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$ $P_A = 8.88y + 11.15$ $A_B = 16.05y^2 + 47.2y$ $P_B = 32.27y + 47.2$	$\text{ó } A = 4.18y^2 + 11.15y + (16.05 (y - 1.75)^2) + (47.2 (y - 1.75))$ $P = 8.88y + 11.15 + (32.27(y-1.75)) + 47.2$ El tirante medido desde la cota 92.50 m. s. n. m.
De la cota 96.40 a la cota 100 m. s. n. m.	$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$ $P_A = 8.88y + 11.15$ $A_B = 16.05y^2 + 47.2y$ $P_B = 32.27y + 47.2$ $A_C = 13.54y^2 + 167.5y$ $P_C = 27.15y$	$\text{ó } A = 107.06 + 175.67 + (13.54 (y-3.9)^2) + (167.5(y - 3.9))$ $P = 45.78 + 116.80 + (27.15 (y - 3.9))$ El tirante medido desde la cota 92.50 m. s. n. m.
De la cota 100 a la cota 120 m. s. n. m.	$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$ $P_A = 8.88y + 11.15$ $A_B = 16.05y^2 + 47.2y$ $P_B = 32.27y + 47.2$ $A_C = 13.54y^2 + 167.5y$ $P_C = 27.15y$ $A_D = 6.63y^2 + 225y$ $P_D = 13.79y$	$\text{ó } A = 107.06 + 175.67 + 778.48 + (6.63 (y-7.5)^2) + (225(y - 7.5))$ $P = 45.78 + 116.80 + 97.74 + (13.79 (y-7.5))$ El tirante medido desde la cota 92.50 m. s. n. m.

Si se utilizan las fórmulas por subsecciones, tenemos que el tirante debe estar:

SECCIÓN 1

Subsección "A"	$0 < y_A > 6.75 \text{ m.}$
Subsección "B"	$0 < y_B > 5.00 \text{ m.}$
Subsección "C"	$0 < y_C > 20.0 \text{ m.}$

SECCIÓN 2

Subsección "A"	$0 < y_A > 8.50 \text{ m.}$
Subsección "B"	$0 < y_B > 20.0 \text{ m.}$

SECCIÓN 3

Subsección "A"	$0 < y_A > 3.90 \text{ m.}$
Subsección "B"	$0 < y_B > 2.15 \text{ m.}$
Subsección "C"	$0 < y_C > 3.60 \text{ m.}$
Subsección "D"	$0 < y_D > 20.0 \text{ m.}$

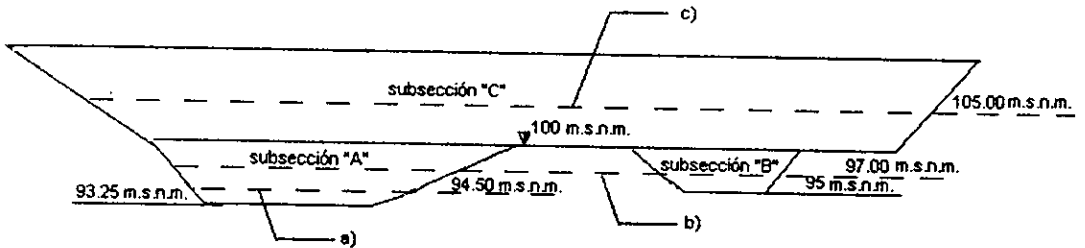
O si se utilizan las fórmulas del lado derecho de la tabla, el tirante siempre será medido desde el fondo, como se indica abajo de cada fórmula.

Para tener una visión más clara del manejo de las fórmulas de las tres secciones, a continuación se presentan varios ejemplos para cada una de las secciones.

Ejemplo 1. Sección 1.

Determinar el gasto en la sección 1, si se tiene un coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.050$ y una pendiente de $s = 0.0025$. Cuando el agua alcanza los niveles de:

- a) 94.50 m. s. n. m.
- b) 97.00 m. s. n. m.
- c) 105.00 m. s. n. m.



Solución:

El gasto se determina con $Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}$. Tenemos como incógnitas el área y el radio hidráulico. Para encontrar estas incógnitas tenemos que auxiliarnos de la tabla resumen presentada anteriormente.

Para resolver el inciso a) encontramos que las fórmulas que se utilizan son:

$$A = 7y^2 + 12.7y$$
$$P = 14.45y + 12.70$$

El tirante "y" sería: $94.50 - 93.25 = 1.25$ m.; entonces queda:

$$A = 7(1.25)^2 + 12.7(1.25) = 26.81 \text{ m}^2$$
$$P = 14.45(1.25) + 12.7 = 30.76 \text{ m}$$

Sustituyendo en la fórmula del gasto:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = (26.81/0.050) ((26.81/30.76)^{2/3}) (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 24.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para resolver el inciso b) se utilizan las fórmulas:

$$A_A = 7y^2 + 12.7y$$

$$P_A = 14.45y + 12.70$$

$$A_B = 1.5y^2 + 35y$$

$$P_B = 3.61y + 35 \quad (\text{Referencia, Tabla resumen de las tres secciones})$$

Según se ha visto, éstas son las fórmulas para resolver este inciso pero ¿cómo?. Para resolver la parte correspondiente a la subsección "A", tenemos que el tirante es: $97 - 93.25 = 3.75 \text{ m}$, entonces queda:

$$A_A = 7(3.75)^2 + 12.7(3.75) = 146.06 \text{ m}^2$$

$$P_A = 14.45(3.75) + 12.70 = 66.89 \text{ m}$$

Para la subsección "B" el tirante es: $97 - 95 = 2 \text{ m}$, entonces:

$$A_B = 1.5(2)^2 + 35(2) = 76 \text{ m}^2$$

$$P_B = 3.61(2) + 35 = 42.22 \text{ m}$$

Para encontrar el gasto se tiene:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}; \quad A = A_A + A_B; \quad P = P_A + P_B$$

$$Q = ((146.06 + 76)/0.050) (((146.06 + 76)/(66.89 + 42.22))^{2/3}) (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = (222.06/0.050) (222.06/109.11)^{2/3} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 356.62 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el inciso c) se tiene que sumar a las subsecciones "A" y "B", la subsección "C". La subsección "C" tiene las fórmulas:

$$A_C = 3.61y^2 + 266y$$

$$P_C = 7.48y + 100$$

Para la subsección "A" el tirante es: $100 - 93.25 = 6.75$ m, se toma la cota 100 m. s. n. m. porque hasta ese nivel es válida la fórmula. Entonces se tiene:

$$A_A = 7(6.75)^2 + 12.7(6.75) = 404.66 \text{ m}^2$$

$$P_A = 14.45(6.75) + 12.70 = 110.24 \text{ m}$$

Para la subsección "B" el tirante es: $100 - 95 = 5$ m

Al igual que en la subsección "A" la fórmula sólo es válida hasta la cota 100 m. s. n. m. Entonces tenemos:

$$A_B = 1.5(5)^2 + 35(5) = 212.50 \text{ m}^2$$

$$P_B = 3.61(5) + 35 = 53.05 \text{ m}$$

Para la subsección "C" el tirante es: $105 - 100 = 5$ m

Se toma como límite inferior la cota 100 m. s. n. m., porque desde ese nivel es válida la fórmula. Entonces queda:

$$A_C = 3.61(5)^2 + 266(5) = 1420.25 \text{ m}^2$$

$$P_C = 7.48(5) + 100 = 137.40 \text{ m}$$

Para encontrar el gasto, se tiene:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}; \text{ donde: } A = A_A + A_B + A_C; P = P_A + P_B + P_C$$

$$\text{Entonces: } A = 404.66 + 212.50 + 1420.25 = 2037.41 \text{ m}^2$$

$$P = 110.24 + 53.05 + 137.40 = 300.69 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$Q = (2037.41/0.050) ((2037.41/300.69)^{2/3}) (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = (40748.20) (6.78)^{2/3} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 7295.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las soluciones al problema son:

a) $Q = 24.46 \text{ m}^3/\text{s}$

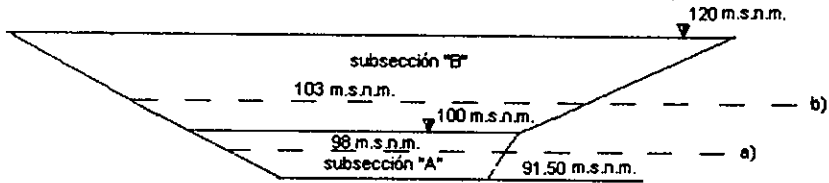
b) $Q = 356.62 \text{ m}^3/\text{s}$

c) $Q = 7295.44 \text{ m}^3/\text{s}$

Ejemplo 2. Sección 2.

Determinar el gasto en la sección 2, con un coeficiente de rugosidad $n = 0.050$, y una pendiente $s = 0.0025$, para:

- a) Un nivel del agua en la cota 98 m. s. n. m.
- b) Un nivel del agua en la cota 103 m. s. n. m.



Solución:

- a) Utilizando la Tabla Resumen de las tres secciones, del área hidráulica y el perímetro mojado, tenemos que las fórmulas son:

$$A_A = 4.3y^2 + 35y$$

$$P_A = 9.03y + 35$$

El tirante es: $98 - 91.50 = 6.5$ m, entonces:

$$A_A = 4.3(6.5)^2 + 35(6.5) = 409.18 \text{ m}^2$$

$$P_A = 9.03(6.5) + 35 = 93.70 \text{ m}$$

El gasto es igual a:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = (409.18/0.050) ((409.18/93.70)^{2/3}) (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 1093.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Utilizando la misma referencia, las fórmulas de la subsección "B" son:

$$A_B = 5.75y^2 + 110y$$

$$P_B = 11.68y$$

El tirante para la subsección "A" es: $100 - 91.50 = 8.5$ m, entonces queda:

$$A_A = 4.3(8.5)^2 + 35(8.5) = 608.18 \text{ m}^2$$

$$P_A = 9.03(8.5) + 35 = 111.76 \text{ m}$$

Para la subsección "B", el tirante sería: $103 - 100 = 3$ m, donde:

$$A_B = 5.75(3)^2 + 110(3) = 381.75 \text{ m}^2$$

$$P_B = 11.68(3) = 35.04 \text{ m}$$

El gasto es igual a:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2} ; \text{ donde: } A = A_A + A_B ; P = P_A + P_B$$

$$\text{Entonces: } A = 608.18 + 381.75 = 989.93 \text{ m}^2$$

$$P = 111.76 + 35.04 = 146.80 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$Q = (989.93/0.050) \{(989.93/146.80)^{2/3}\} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = (19798.60) (6.74)^{2/3} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 3533.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

La solución a estos incisos es:

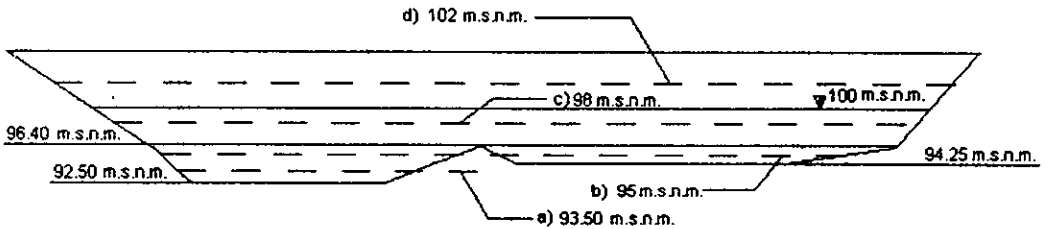
a) $Q = 1093.23 \text{ m}^3/\text{s}$

b) $Q = 3533.78 \text{ m}^3/\text{s}$

Ejemplo 3. Sección 3.

Determinar el gasto en la sección 3, con una pendiente de $s = 0.0025$ y un coeficiente de rugosidad $n = 0.050$, para:

- Cuando el nivel del agua está en la cota 93.50 m. s. n. m.
- Cuando el nivel del agua está en la cota 95.00 m. s. n. m.
- Cuando el nivel del agua está en la cota 98.00 m. s. n. m.
- Cuando el nivel del agua está en la cota 102.00 m. s. n. m.



Solución:

- a) Para resolver este inciso, necesitamos referirnos a la tabla resumen del área hidráulica y del perímetro mojado de las tres secciones. Las fórmulas que nos sirven son:

$$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$$

$$P_A = 8.88y + 11.15$$

El tirante está dado por: $y = 93.50 - 92.50 = 1$ m, entonces:

$$A_A = 4.18(1)^2 + 11.15(1) = 15.33 \text{ m}^2$$

$$P_A = 8.88(1) + 11.15 = 20.03 \text{ m}$$

Por lo tanto el gasto es:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = (15.33/0.050) \left\{ (15.33/20.03)^{2/3} \right\} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 12.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) De la misma referencia que se ha venido manejando, las fórmulas para resolver este inciso son:

$$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$$

$$P_A = 8.88y + 11.15$$

$$A_B = 16.05y^2 + 47.2y$$

$$P_B = 32.27y + 47.2$$

El tirante para la subsección "A" es: $y_A = 95 - 94.25 = 2.5$ m

Para la subsección "B", el tirante es: $y_B = 95 - 94.25 = 0.75$ m,
por lo tanto:

$$A_A = 4.18(2.5)^2 + 11.15(2.5) = 54 \text{ m}^2$$

$$P_A = 8.88(2.5) + 11.15 = 33.35 \text{ m}$$

$$A_B = 16.05(0.75)^2 + 47.2(0.75) = 47.44 \text{ m}^2$$

$$P_B = 32.37(0.75) + 47.2 = 71.48 \text{ m}$$

Con esto, el gasto es:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2} ; \text{ donde: } A = A_A + A_B ; P = P_A + P_B$$

$$\text{Entonces: } A = 54 + 47.44 = 101.44 \text{ m}^2$$

$$P = 33.35 + 71.48 = 104.83 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$Q = (101.44/0.050) \{(101.44/104.83)^{2/3}\} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = (2028.80) (0.97)^{2/3} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 99.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) De la referencia ya mencionada, se tiene que las fórmulas son:

$$A_A = 4.18y^2 + 11.15y$$

$$P_A = 8.88y + 11.15$$

$$A_B = 16.05y^2 + 47.2y$$

$$P_B = 32.27y + 47.2$$

$$A_C = 13.54y^2 + 167.5y$$

$$P_C = 27.15y$$

Los tirantes para cada subsección son:

$$y_A = 96.40 - 92.50 = 3.90 \text{ m}$$

$y_B = 96.40 - 94.25 = 2.15 \text{ m}$, se toma la cota 96.40 m. s. n. m., porque hasta esa cota son válidas las fórmulas para las subsecciones "A" y "B". Para la subsección "C", tenemos:

$$y_C = 98 - 96.40 = 1.60 \text{ m, entonces queda:}$$

$$A_A = 4.18(3.9)^2 + 11.15(3.9) = 107.06 \text{ m}^2$$

$$P_A = 8.88(3.9) + 11.15 = 45.78 \text{ m}$$

$$A_B = 16.05(2.15)^2 + 47.2(2.15) = 175.67 \text{ m}^2$$

$$P_B = 32.37(2.15) + 47.2 = 116.80 \text{ m}$$

$$A_C = 13.54(1.6)^2 + 167.5(1.6) = 302.66 \text{ m}^2$$

$$P_C = 27.15(1.6) = 43.44 \text{ m}$$

Entonces el gasto es:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}; \text{ donde: } A = A_A + A_B + A_C; P = P_A + P_B + P_C$$

$$\text{Entonces: } A = 107.06 + 175.67 + 302.66 = 585.39 \text{ m}^2$$

$$P = 45.78 + 116.80 + 43.44 = 206.02 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$Q = (585.39/0.050) ((585.39/206.02)^{2/3}) (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = (11707.80) (2.84)^{2/3} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 1174.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

d) A las fórmulas de las subsecciones "A", "B" y "C", se le suma la fórmula de la subsección "D". Quedando:

$$A_A = 4.18(3.9)^2 + 11.15(3.9) = 107.06 \text{ m}^2$$

$$P_A = 8.88(3.9) + 11.15 = 45.78 \text{ m}$$

$$A_B = 16.05(2.15)^2 + 47.2(2.15) = 175.67 \text{ m}^2$$

$$P_B = 32.37(2.15) + 47.2 = 116.80 \text{ m}$$

Estas fórmulas quedan igual porque el nivel para estas subsecciones ya no cambia.

El tirante en la subsección "C" es: $y_c = 100 - 96.40 = 3.6$ m,
entonces:

$$A_c = 13.54(3.6)^2 + 167.5(3.6) = 778.48 \text{ m}^2$$

$$P_c = 27.15(3.6) = 97.74 \text{ m}$$

Para la subsección "D" se tiene:

$$y_c = 102 - 100 = 2 \text{ m}$$

$$A_D = 6.63y^2 + 225y = 6.63(2)^2 + 225(2) = 476.52 \text{ m}^2$$

$$P_D = 13.79y = 13.79(2) = 27.58 \text{ m}$$

Entonces el gasto es:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}; \text{ donde: } A = A_A + A_B + A_C + A_D; P = P_A + P_B + P_C + P_D$$

$$\text{Entonces: } A = 107.06 + 175.67 + 778.48 + 476.52 = 1537.73 \text{ m}^2$$

$$P = 45.78 + 116.80 + 97.74 + 27.58 = 287.90 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$Q = (1537.73/0.050) \{(1537.73/287.90)^{2/3}\} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = (30754.60) (5.34)^{2/3} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 4698.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las soluciones para este problema son:

a) $Q = 12.83 \text{ m}^3/\text{s}$

b) $Q = 99.24 \text{ m}^3/\text{s}$

c) $Q = 1174.36 \text{ m}^3/\text{s}$

d) $Q = 4698.64 \text{ m}^3/\text{s}$

Como se ha visto, se resolvieron tres ejemplos referentes a las fórmulas del área hidráulica y del perímetro mojado, más adelante, en el capítulo IV se hará uso de estas fórmulas y se hará referencia a la tabla resumen de las tres secciones, ya antes presentada.

Como se mencionó al principio de este subcapítulo, la carta topográfica y las tres secciones transversales se presentan a continuación, en el plano 1 y en las figuras 1.1, 1.2 y 1.3, respectivamente.

P l a n o 1

C a r t a T o p o g r á f i c a



PUEBLA
CUETZALAN

1:100,000	1:50,000	1:25,000
1:10,000	1:5,000	1:2,500
1:1,000	1:500	1:250
1:100	1:50	1:25
1:10	1:5	1:2.5
1:1	1:0.5	1:0.25

ESCALA 1:100,000

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA

SPP
PROGRAMACIÓN Y PRESUPUESTO
ESTADÍSTICA NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA

SECCION 1 AGUAS ARRIBA (0 - 150)

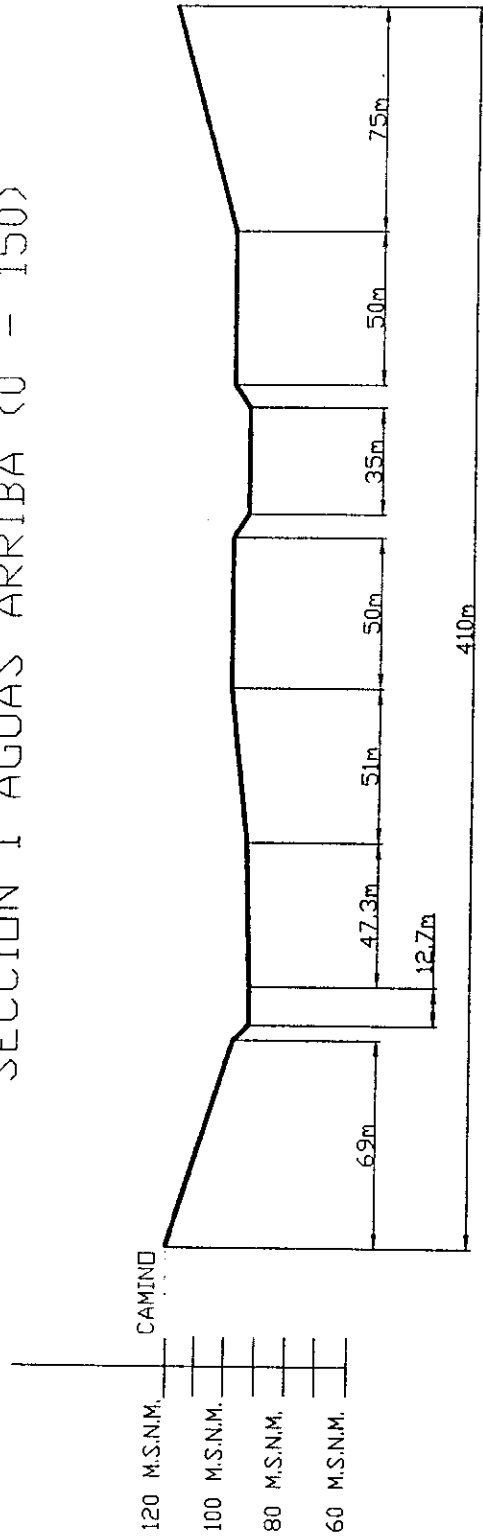


FIGURA 1.1

SIN ESCALA

SECCION 2 PUENTE (0 + 000)

- 120 M.S.N.M.
- 100 M.S.N.M.
- 80 M.S.N.M.
- 60 M.S.N.M.

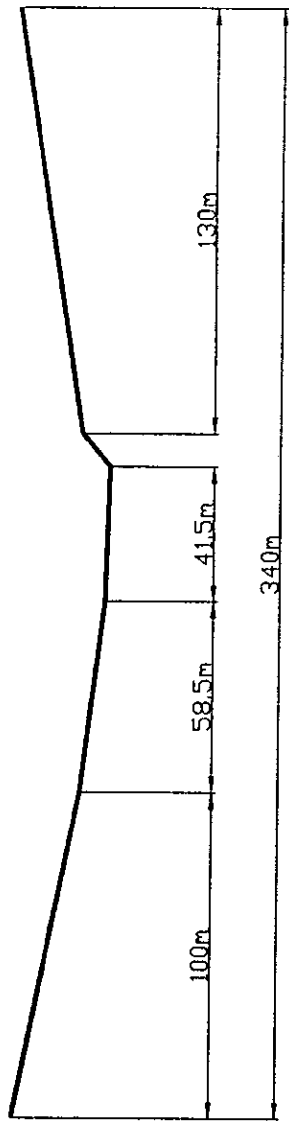


FIGURA 1.2

SIN ESCALA

SECCION 3 AGUAS ABAJO (0 + 150)

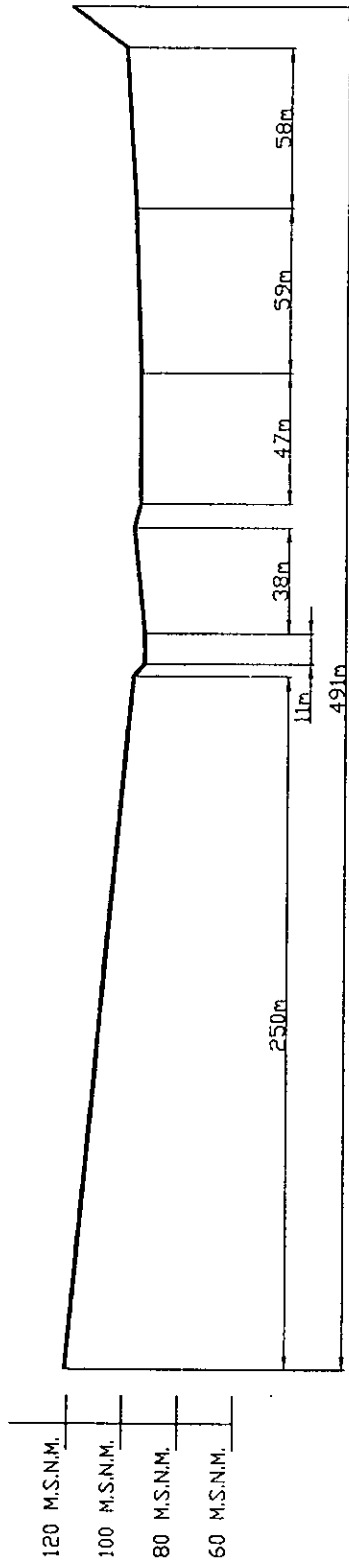


FIGURA 1.3

SIN ESCALA

I.2 Datos Hidrométricos

Para poder obtener datos hidrométricos de la zona en estudio, primero se tuvo que averiguar cuáles eran las estaciones más cercanas a dicha zona.

En la carta hidrológica de aguas superficiales de Poza Rica con clasificación F14-12 en escala 1: 250 000, del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática; se pudo observar que muy cerca de la zona del proyecto se encuentra una estación hidrométrica. Dicha carta se presenta al final de este subcapítulo.

La estación más cercana que se encontró es la llamada Tenampulco. Ésta estación es de la Comisión Federal de Electricidad.

Se encuentra sobre la corriente del río Apulco. Esta corriente nace a 3500 m. s. n. m. a 20 km de Huamantla de Juárez, Tlaxcala, recibiendo los nombres de arroyo Zapata y ríos Coyuca y Apulco. Capta al río Xiucayucan y al arroyo la Aurora por la margen derecha. Por la margen izquierda a los ríos Cuichat, Tecuantepec y Laxaxalpan. En la parte final es llamado río Tecolutla, desembocando en el Golfo de México a la altura de la barra de Tecolutla.

El área drenada es de 2064 km² .

La estación hidrométrica se localiza a 4 km aguas arriba de la afluencia del río Tecuantepec y a 3.5 km al oriente de la población del mismo nombre, en el municipio de Tenampulco, Estado de Puebla.

Los datos hidrométricos fueron fotocopiados de los boletines hidrológicos de la región 27 Tuxpan-Nautla, publicados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Las fotocopias de dichos datos se presentan también al final del subcapítulo.

Los datos son de gastos medios diarios en metros cúbicos por segundo. También hay un resumen anual de dichos gastos.

Los datos que serán utilizados en el capítulo IV, son de los gastos máximos anuales.

El periodo que se tiene de dichos gastos es desde el año de 1961 hasta el año de 1979, que suma un total de 19 años de registro.

A continuación se presentan la carta hidrológica de aguas superficiales, plano 2, y los datos hidrométricos de la estación Tenampulco, Anexo 1.

P l a n o 2

C a r t a H I d r o l ó g i c a

A n e x o 1

Datos Hidrométricos

Estación Tenampulco

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

ESTACION HIDROMETRICA -
TENAMPULCO
RIO APULCO
C.F.E.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
JEFATURA DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE HIDROLOGIA
DESCRIPCION DE LA ESTACION HIDROMETRICA

- 1.- NOMBRE DE LA ESTACION: TENAMPULCO (C.F.E.)
- 2.- CLAVE: 27-680-000-000-00-000-H-379-21-00
- 3.- CARACTERISTICAS GEOGRAFICAS:
- | | N O M B R E | NUM. DE CLASIFICACION |
|--------------------------|---------------|-----------------------|
| 3.1. HIDROGRAFIA: | Río Tecolutla | 680 |
| 3.1.1. COLECTOR GENERAL: | | 000 |
| 3.1.2. AFLUENTE: | | 000 |
| 3.1.3. SUBAFUENTE: | | 000 |
| 3.1.5. ESTACION: | Tenampulco | 379 |
- CORRIENTE: Río Apulco
- Nace a 3 500 m.s.n.m., a 20 Km al norte de Huamantla de Juárez, Tlax., recibiendo sucesivamente los nombres de arroyo Zapata y ríos Coyuca y Apulco. Con este nombre capta por margen derecha al río Xiy cayucan y al arroyo La Aurora y por margen izquierda a los ríos Culchat, Tecuantepec y Taxaxalpan. En la parte final de su recorrido es llamado río Tecolutla, desembocando en el Golfo de México a la altura de la barra de Tecolutla.
- 3.2. AREA DRENADA: 2 064 Km².
- 3.3. COORDENADAS: Long. W.G. 97°28'12"; Lat.N. 20°09'54".
- 3.4. UBICACION: Se localiza sobre el río Apulco, a 4 Km aguas arriba de la afluencia del río Tecuantepec y a 3.5 Km al oriente de la población del mismo nombre, en el municipio de Tenampulco, estado de Puebla.
- 3.5. ACCESO: Se efectúa por la carretera México-Teziutlán-Huamantla hasta El Mohón (Km 361), en donde se inicia a la izquierda la desviación que pasando por Hueytamalco conduce a Ayototxo, después de un recorrido de 44 Km. De este poblado se continúa por una brecha que rumbo al norte y luego de 8 Km llega a la estación.
- 4.- OBJETO DE SU INSTALACION: Observar el régimen de la corriente para el estudio de sus posibilidades de aprovechamiento hidroeléctrico.
- 5.- CARACTERISTICAS DEL CAUCE, ESTRUCTURAS, APARATOS Y OBSERVACIONES:
- 5.1. CONDICIONES DEL TRAMO: Recto en una longitud de 200 m; el cauce es rocoso, con material de acarreo.
- 5.2. SECCION DE AFOROS: En los mismos materiales que el tramo, de forma trapezoidal, con el talud y la margen izquierda en roca con capas calizas y con ancho aproximado de 64 m en la plantilla del cauce.
- 5.3. ESCALA: Se localiza en la margen izquierda, a 2 m aguas abajo de la sección de aforos. La constituyen tres tramos verticales de aluminio, de 2.50 m de longitud cada uno, con capacidad total de 7.50 m y con el cero a la elevación 164.07 m.s.n.m.
Las lecturas de escala se iniciaron en junio de 1961 y continúan a la fecha.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
JEFATURA DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

DIRECCION DE HIDROLOGIA

DESCRIPCION DE LA ESTACION HIDROMETRICA

- 5.4. ESTRUCTURA PARA AFOROS: Se dispone de una estructura de cable y canastilla, cubriendo un claro de 155 m entre un anclaje directo en la margen izquierda y una torre de concreto - de 5 m de altura en la margen derecha.
- 5.5. AFOROS: Se efectúan por el método de sección y velocidad; para medir ésta se emplea un molinete Curley número 601303.
Los aforos se iniciaron en junio de 1961 y continúan a la fecha.
- 5.6. REGISTRO GRAFICO DE NIVELES: Se llevan a cabo mediante un limnógrafo Rossbach, - localizado en la margen izquierda a 2 m aguas abajo de la sección de aforos; su caseta es del tipo camplano en tubo de lámina, el pozo es un tubo de asbesto-cemento de 0.15 m de diámetro y de altura mide 12 m y la comunicación es directa mediante un canal abierto de 2 m de longitud.
Existen registros de junio de 1961 a la fecha.
- 5.7. SOLIDOS EN SUSPENSION: No se efectúan estas observaciones.
- 6.- GASTOS EXTREMOS EN EL PERIODO DE OBSERVACIONES:
- 6.1. GASTO MAXIMO: 1 245 m³/s el 21 de septiembre de 1966.
Lectura de escala: 5.34 m.
- 6.3. GASTO MINIMO: 4.14 m³/s el 26 de diciembre de 1962.
Lectura de escala: 0.90 m.
- 7.- CALCULO HIDROMETRICO: Curva de gastos aplicada al registro gráfico de niveles.
El cálculo hidrométrico se realizó manualmente en la C.F.E., publicándose datos de junio de 1961 a mayo de 1967.
- 8.- ESTACION CLIMATOLOGICA EN EL SITIO: Existió la estación Paso de Tenampulco, controlada por la C.F.E. y con registros de lluvia de mayo de 1961 a marzo de 1965.
Actualmente la más cercana es Paso del Jardín, localizada a 3 Km al suroeste y controlada por la C.F.E. Dispone de observaciones de lluvia y evaporación a partir de agosto de 1965.
- 9.- NOTAS: En la margen izquierda, junto al anclaje, se tiene un banco de nivel de concreto, con elevación 178.91 m.s.n.m., determinada con alfilero.
La estación es operada por la Comisión Federal de Electricidad, la que gentilmente proporcionó los datos que se publican.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

AGENCIA DE ABRASION Y CONTROL DE ENCHENQUES DE NIQUIMOLA
 DEPENDENCIA DE LA SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 C. P. C. ESTACION TEMAPULCO

AGO DE 1961

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE																		
													1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1						31.0	50.6	110.0	35.3		22.0	20.3																		
2						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
3						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
4						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
5						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
6						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
7						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
8						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
9						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
10						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
11						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
12						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
13						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
14						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
15						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
16						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
17						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
18						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
19						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
20						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
21						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
22						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
23						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
24						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
25						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
26						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
27						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
28						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
29						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
30						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		
31						31.0	51.7	101.2	37.1		22.0	20.5																		

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO				ENCALMES EXTREMOS		VOLUMEN EN MILES DE M ³
	MAXIMOS DIA	MINIMOS DIA	MEDIO	EN METROS	EN METROS		
ENERO							
FEBRERO							
MARZO							
ABRIL							
MAYO							
JUNIO							
JULIO							
AGOSTO							
SEPTIEMBRE							
OCTUBRE							
NOVIEMBRE							
DICIEMBRE							
TOTAL ANUAL	21	6	32.36	1.55	1.04	81 886	
	31	20	56.30	1.20	1.16	150 771	
	2	26	61.59	2.17	1.16	138 139	
	16	30	70.76	3.20	1.20	182 402	
	15	30	70.76	3.20	1.20	182 402	
	6	21	58.60	2.50	1.20	154 403	
	20	12	24.37	1.04	1.16	62 216	

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 COMISION DE INMIGRACION Y CONTROL DE PUEBLOS-ORIGEN DE HIDROLOGIA
 DEPENDENCIA CURSERA ESTACION
 C. F. E. RIO TECUICUTLA AJO APULCO TCMANAPULCO

AÑO DE 1962

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICEMIEMBRE
1	20.2	15.0	13.7	11.4	7.8	10.0	37.3	15.7	37.9	31.8	31.1	14.7
2	30.8	15.0	15.1	12.4	16.9	10.0	37.2	22.0	29.4	51.7	21.1	16.2
3	19.5	15.0	15.9	13.4	13.2	11.6	25.7	19.5	26.2	128.1	29.4	15.3
4	18.1	15.0	15.9	11.8	11.8	10.0	33.9	17.7	34.7	76.3	26.3	18.3
5	18.1	15.0	15.9	11.8	11.8	10.0	33.9	16.2	31.1	47.6	20.7	18.3
6	18.1	15.0	15.9	11.8	11.8	10.0	33.9	16.2	31.1	47.6	20.7	18.3
7	18.1	15.0	15.9	11.8	11.8	10.0	33.9	16.2	31.1	47.6	20.7	18.3
8	17.4	14.7	13.0	10.2	12.4	10.0	30.1	19.5	29.4	44.5	24.7	16.2
9	17.4	14.7	13.0	10.2	12.4	10.0	30.1	19.5	29.4	44.5	24.7	16.2
10	21.0	14.7	13.0	10.2	12.4	10.0	28.1	22.0	31.1	39.0	19.2	14.7
11	27.4	16.7	12.4	9.97	11.6	10.0	26.9	22.0	31.1	38.7	17.4	14.7
12	20.2	14.7	11.8	11.3	11.6	10.0	26.9	17.2	31.1	34.6	14.8	14.7
13	18.8	14.2	11.4	10.4	11.6	10.0	26.9	17.2	31.1	34.6	14.8	14.7
14	16.7	14.4	13.0	11.6	11.6	11.2	24.7	20.7	20.7	31.9	20.7	20.7
15	16.7	14.4	13.0	11.6	11.6	11.2	24.7	20.7	20.7	31.9	20.7	20.7
16	16.7	14.4	13.0	11.6	11.6	11.2	24.7	20.7	20.7	31.9	20.7	20.7
17	16.7	14.2	12.4	11.3	12.4	13.7	25.8	29.4	20.7	23.3	15.2	14.3
18	16.7	14.2	11.8	11.3	13.2	15.9	27.7	23.3	18.3	20.7	11.8	14.3
19	16.7	14.1	10.8	10.2	13.7	22.6	27.2	16.1	26.2	22.0	10.3	17.2
20	16.0	14.1	10.8	10.2	13.7	22.6	27.2	16.1	26.2	22.0	10.3	17.2
21	16.0	14.1	10.8	10.2	13.7	22.6	27.2	16.1	26.2	22.0	10.3	17.2
22	14.6	14.4	13.6	15.1	12.4	28.1	33.0	31.5	35.4	15.2	11.0	14.4
23	13.9	14.4	13.0	15.1	12.4	31.7	31.5	40.1	43.8	15.2	11.0	14.4
24	13.9	14.4	13.0	15.1	12.4	31.7	31.5	40.1	43.8	15.2	11.0	14.4
25	13.9	14.4	13.0	15.1	12.4	31.7	31.5	40.1	43.8	15.2	11.0	14.4
26	13.9	14.4	13.0	15.1	12.4	31.7	31.5	40.1	43.8	15.2	11.0	14.4
27	13.9	14.4	13.0	15.1	12.4	31.7	31.5	40.1	43.8	15.2	11.0	14.4
28	13.9	14.4	13.0	15.1	12.4	31.7	31.5	40.1	43.8	15.2	11.0	14.4
29	13.9	14.4	13.0	15.1	12.4	31.7	31.5	40.1	43.8	15.2	11.0	14.4
30	14.6	15.3	11.8	12.4	12.4	56.0	70.6	16.7	56.1	19.5	23.3	15.2
31	14.6	15.3	11.8	12.4	12.4	56.0	70.6	16.7	56.1	19.5	23.3	15.2
TOTAL	14.6	15.6	11.3	11.9	10.8	28.1	18.7	22.9	20.1	20.1	33.0	15.2
TOTAL	14.6	15.6	11.3	11.9	10.8	28.1	18.7	22.9	20.1	20.1	33.0	15.2

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO			ESCALAS EXTREMAS			VOLUMEN EN MILLER DE M ³
	MAXIMOS	MINIMOS	MEDIO	MAX. EN METROS	MIN. EN METROS	AREA	
ENERO	36.5	27	17.5	1.17	1.16	46	960
FEBRERO	16.8	13.9	14.55	1.17	1.16	35	164
MARZO	16.8	19	12.86	1.19	1.10	36	439
ABRIL	142.0	32	17.10	1.76	1.07	44	331
MAYO	70.6	25	12.46	1.22	1.10	23	265
JUNIO	190.0	6	21.43	2.13	1.09	53	218
JULIO	160.0	30	21.85	1.56	1.14	58	372
AGOSTO	314.0	15	39.85	2.31	1.18	103	791
SEPTIEMBRE	86.5	21	20.50	1.23	1.17	95	664
OCTUBRE	37.0	21	20.50	1.23	1.17	64	187
NOVIEMBRE	37.0	21	20.50	1.23	1.17	64	187
DICEMIEMBRE	37.0	21	20.50	1.23	1.17	64	187
TOTAL	1370	210	20.50	1.23	1.17	651	651

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

JEFATURA DE IRIGACION Y CONTROL DE PISOS

DIRECCION DE HIDROLOGIA

CUENCA

RIO Toluca

RIO PANJOL

AÑO DE 1963

DEPENDENCIA
C. F. E.

ESTACION
TEMPALCO

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1	18.3	15.6	13.1	8.30	11.7	10.9	72.0	26.9	63.2	30.3	35.3	15.4
2	18.4	17.4	16.7	11.7	7.70	8.90	95.3	69.2	61.3	61.3	65.9	18.6
3	23.7	14.7	13.9	13.9	6.70	6.70	88.6	43.1	57.6	46.3	46.3	21.8
4	20.4	13.9	9.53	11.7	13.1	10.2	85.8	52.4	52.4	57.1	57.1	21.8
5	16.9	16.4	16.4	13.9	13.9	13.9	13.9	26.6	26.6	26.6	26.6	21.8
6	10.2	15.6	11.7	13.9	18.3	10.2	43.1	65.2	31.6	31.6	31.6	11.0
7	21.4	18.4	12.4	9.53	18.3	9.53	35.5	44.5	38.9	40.2	40.2	15.0
8	22.6	16.4	16.4	10.9	20.4	8.90	16.2	55.8	46.0	33.3	38.3	30.7
9	19.3	16.4	16.4	11.7	12.4	12.4	12.4	40.2	31.6	31.6	31.6	11.0
10	18.3	16.4	16.4	11.7	12.4	12.4	12.4	40.2	31.6	31.6	31.6	11.0
11	21.4	16.4	12.4	9.53	10.2	16.4	50.7	41.6	29.9	24.6	24.6	15.0
12	18.4	16.4	16.4	11.7	12.4	12.4	12.4	40.2	31.6	31.6	31.6	11.0
13	16.4	14.7	14.7	11.7	12.4	15.6	43.1	37.4	31.6	31.6	31.6	10.7
14	16.4	14.7	14.7	11.7	12.4	15.6	43.1	37.4	31.6	31.6	31.6	10.7
15	18.3	13.2	12.4	10.9	10.9	13.2	25.1	24.6	35.5	35.5	35.5	11.0
16	18.3	13.2	12.4	10.9	10.9	13.2	25.1	24.6	35.5	35.5	35.5	11.0
17	18.3	13.2	12.4	10.9	10.9	13.2	25.1	24.6	35.5	35.5	35.5	11.0
18	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
19	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
20	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
21	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
22	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
23	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
24	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
25	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
26	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
27	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
28	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
29	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
30	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8
31	17.4	10.9	8.30	10.9	10.9	31.9	21.8	38.9	31.6	29.7	29.7	26.8

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												ESCALAS EXTREMAS		VOLUMEN EN MILES DE M ³
	DIAS	MAXIMO	MINIMO	MEDIO	MAXIMO	MINIMO	MAXIMO	MINIMO	EN METROS	EN METROS					
ENERO	4	42.0	7	17.3	17.6	1.04	1.35	1.04	47.318						
FEBRERO	2	33.5	28	14.1	14.14	1.30	1.05	1.05	34.702						
MARZO	29	30.4	12	12.1	12.26	1.28	1.04	1.04	38.889						
ABRIL	6	43.7	23	13.2	13.2	1.26	1.01	1.01	48.652						
MAYO	18	71.9	28	17.8	17.80	1.50	0.99	0.99	46.182						
JUNIO	23	466.0	10	64.6	64.58	2.91	1.11	1.11	172.938						
AGOSTO	15	322.0	23	53.5	53.49	2.94	1.20	1.20	153.246						
SEPTIEMBRE	25	347.0	70	53.8	53.80	2.98	1.17	1.17	178.551						
OCTUBRE	16	156.0	36	37.0	37.00	1.81	1.11	1.11	109.281						
NOVIEMBRE	7	156.0	26	37.0	37.00	1.81	1.11	1.11	109.281						
DICIEMBRE	24	69.1	2	22.1	22.08	1.58	0.93	0.93	53.150						
TOTAL	466.0		2.23	29.30					313.911						

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE INVESTIGACION Y CONTROL DE INGENIERIA DE HIDROLOGIA
 DEPENDENCIA DE INGENIERIA Y CONTROL DE INGENIERIA DE ESTACIONES
 DE CONTROL DE INGENIERIA DE ESTACIONES
 C. F. E.
 RIO TERCERA
 RIO APRILIA

AÑO DE 1964

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECEMBRE
1	17.6	18.6	11.3	19.3	9.45	35.5	74.4	10.9	35.6	54.4	15.7	164
2	20.7	15.8	10.7	15.2	10.6	81.5	47.4	19.7	34.3	47.3	15.7	77.8
3	22.9	18.6	11.3	17.9	10.0	81.5	54.6	33.9	19.7	42.3	21.1	60.9
4	21.8	17.6	10.5	10.5	10.6	71.6	47.4	47.6	19.7	37.3	15.8	59.8
5	18.6	17.6	10.5	10.5	10.6	55.7	37.6	35.2	19.7	37.3	15.8	59.8
6	20.7	17.6	10.5	10.5	10.6	39.2	21.8	31.3	29.6	74.4	31.0	56.8
7	20.7	16.7	9.99	10.0	12.7	17.1	184.8	32.3	55.6	61.0	17.5	50.8
8	21.8	15.8	9.99	11.3	12.1	27.0	89.8	28.3	37.3	54.4	26.8	41.7
9	21.3	15.8	9.99	11.0	14.1	39.2	60.0	37.3	28.3	54.4	26.8	41.7
10	22.9	17.6	10.5	10.5	10.6	39.2	58.7	30.9	31.3	74.4	31.0	56.8
11	22.9	17.6	10.5	10.5	10.6	8.14	39.2	30.9	31.3	74.4	31.0	56.8
12	22.9	17.6	10.5	10.5	10.6	39.2	58.7	30.9	31.3	74.4	31.0	56.8
13	20.7	17.6	10.5	10.5	10.6	39.2	58.7	30.9	31.3	74.4	31.0	56.8
14	22.9	17.6	10.5	10.5	10.6	39.2	58.7	30.9	31.3	74.4	31.0	56.8
15	20.7	17.6	10.5	10.5	10.6	39.2	58.7	30.9	31.3	74.4	31.0	56.8
16	19.6	13.4	10.7	14.3	6.60	34.6	45.6	24.1	19.7	37.3	17.5	37.5
17	19.6	13.4	10.7	14.3	6.60	34.6	45.6	24.1	19.7	37.3	17.5	37.5
18	22.9	16.7	9.99	13.5	12.0	11.3	54.3	31.0	21.7	30.9	31.0	71.8
19	15.8	16.7	9.99	12.0	12.0	11.3	54.3	31.0	21.7	30.9	31.0	71.8
20	16.7	12.8	11.3	14.3	11.3	36.0	69.0	24.1	19.7	30.9	31.0	71.8
21	20.7	12.0	11.3	14.3	11.3	36.0	69.0	24.1	19.7	30.9	31.0	71.8
22	19.6	12.0	11.3	14.3	11.3	36.0	69.0	24.1	19.7	30.9	31.0	71.8
23	19.6	12.0	11.3	14.3	11.3	36.0	69.0	24.1	19.7	30.9	31.0	71.8
24	20.7	11.3	8.22	12.0	12.0	11.3	54.3	31.0	21.7	30.9	31.0	71.8
25	16.7	10.7	11.3	13.7	10.7	10.7	45.6	29.6	31.0	16.8	28.1	36.2
26	16.7	10.7	11.3	13.7	10.7	10.7	45.6	29.6	31.0	16.8	28.1	36.2
27	18.6	11.3	12.9	12.9	12.9	29.7	47.4	27.0	31.0	16.8	28.1	36.2
28	18.6	11.3	12.9	12.9	12.9	29.7	47.4	27.0	31.0	16.8	28.1	36.2
29	17.6	11.3	12.9	12.9	12.9	29.7	47.4	27.0	31.0	16.8	28.1	36.2
30	17.6	11.3	12.9	12.9	12.9	29.7	47.4	27.0	31.0	16.8	28.1	36.2
31	17.6	11.3	12.9	12.9	12.9	29.7	47.4	27.0	31.0	16.8	28.1	36.2

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO				MEDIOS		ESCALAS ESTIMADAS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO		VOLUMEN EN MILES DE M ³
	MAXIMOS	MINIMOS	DIARIOS	ANUALES	DIARIOS	ANUALES	MAXIMAS	MINIMAS	
ENERO	20.7	11.3	19.3	35.5	10.9	74.4	1.47	1.08	36.06
FEBRERO	18.6	11.3	15.2	10.6	17.1	184.8	1.40	1.05	30.389
MARZO	11.3	10.5	10.5	10.6	39.2	58.7	1.24	1.03	34.836
ABRIL	15.8	10.5	10.5	10.6	39.2	58.7	1.24	1.03	34.836
MAYO	10.5	10.5	10.5	10.6	39.2	58.7	1.24	1.03	34.836
JUNIO	35.5	81.5	81.5	81.5	81.5	81.5	1.33	1.17	133.317
JULIO	47.4	47.4	47.4	47.4	47.4	47.4	1.15	1.01	104.977
AGOSTO	30.9	31.3	31.3	31.3	31.3	31.3	1.22	1.12	78.173
SEPTIEMBRE	29.6	29.6	29.6	29.6	29.6	29.6	1.08	1.00	109.339
OCTUBRE	74.4	74.4	74.4	74.4	74.4	74.4	2.89	1.11	145.020
NOVIEMBRE	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	1.13	1.13	116.401
DECEMBRE	164	164	164	164	164	164	3.31	3.01	265.234
A.N.U.A.L.	137.0	11.3	137.0	33.0	33.0	33.0	1.31	1.01	1,051,234

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION DE INVESTACION Y CONTROL DE OPERACIONES DE HIDROLOGIA
 ESTACION CONAINTI
 CUENCA RIO TEGUILLA
 RIO APALCO TEMAPUCCO
 S. F. E.

AÑO DE 1965

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1	16.4	19.4	12.9	32.8	30.0	15.0	51.9	69.0	60.2	185	37.9	27.9
2	24.3	20.6	17.5	25.4	19.0	16.0	51.9	60.2	60.2	90.7	18.2	30.3
3	24.3	23.1	21.8	19.0	18.0	18.0	47.0	53.5	53.5	88.9	27.9	31.5
4	36.2	24.3	19.4	16.0	25.4	17.0	42.4	51.9	44.1	81.7	37.8	31.5
5	17.7	11.8	12.5	12.5	12.5	12.5	35.2	28.2	28.2	60.5	27.1	32.6
6	31.8	11.8	12.5	17.0	20.6	11.3	72.8	62.1	61.9	53.6	26.2	37.8
7	32.0	17.5	13.8	15.0	20.0	15.0	61.9	50.2	44.2	50.1	63.9	34.2
8	32.0	25.6	13.5	14.3	13.5	13.5	60.2	106	53.5	47.2	57.0	35.6
9	34.5	19.4	16.4	17.0	12.0	12.0	49.2	49.2	49.2	49.2	51.6	26.2
10	28.1	17.5	12.5	18.3	17.0	10.2	61.9	202	55.2	57.9	51.8	19.4
11	28.1	17.5	12.5	10.5	18.0	7.61	61.9	146	55.2	58.7	50.1	27.9
12	25.6	14.7	11.6	9.44	18.0	10.5	61.9	133	53.5	58.7	57.0	30.3
13	24.3	12.9	12.9	20.6	18.0	14.3	61.9	118	51.6	55.2	51.8	31.5
14	25.5	12.9	12.9	18.0	17.0	17.0	51.9	111	51.6	45.8	60.5	37.8
15	24.3	24.3	9.25	12.5	12.9	12.0	42.2	118	29.7	46.2	40.6	24.5
16	31.8	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	62.4	97.5	25.4	50.1	38.5	32.8
17	31.8	12.9	12.9	15.0	16.0	16.0	35.6	21.8	31.8	57.0	41.4	25.4
18	22.8	15.7	11.0	14.3	13.5	13.5	51.5	86.1	30.1	14.7	30.3	24.7
19	24.3	18.6	10.4	18.0	16.0	71.4	63.6	72.8	23.7	97.6	24.2	23.0
20	14.7	20.6	12.9	16.0	10.5	81.3	66.6	31.4	76.6	97.1	34.2	17.2
21	15.7	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8
22	15.7	23.2	12.9	12.9	12.9	12.9	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8
23	25.4	16.6	10.5	10.5	15.0	21.4	63.2	81.3	81.3	48.2	29.1	11.6
24	24.3	9.12	11.3	15.0	15.0	21.3	84.2	76.6	48.5	55.3	33.0	13.5
25	21.8	8.89	23.2	15.0	15.0	51.6	99.6	78.5	55.2	42.9	34.2	18.2
26	21.8	9.12	27.2	16.0	81.5	76.6	72.8	42.6	38.5	38.5	31.5	18.2
27	11.3	15.7	15.7	15.0	15.0	58.7	60.1	42.6	38.5	38.5	31.5	18.2
28	11.3	15.7	15.7	15.0	15.0	58.7	60.1	42.6	38.5	38.5	31.5	18.2
29	11.3	15.7	15.7	15.0	15.0	58.7	60.1	42.6	38.5	38.5	31.5	18.2
30	11.3	15.7	15.7	15.0	15.0	58.7	60.1	42.6	38.5	38.5	31.5	18.2
31	11.3	15.7	15.7	15.0	15.0	58.7	60.1	42.6	38.5	38.5	31.5	18.2

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO			MEDIO		OCULOS ESTIMADOS EN METROS CUBICOS		VOLUMEN EN MILES DE M ³
	MAXIMOS	MINIMOS	PROMEDIO	MAXIMOS	MINIMOS	MAXIMOS	MINIMOS	
ENERO	32.0	15.0	17.5	37.80	1.00	1.00	1.00	21.81
FEBRERO	24.3	12.9	16.0	14.84	1.00	1.00	1.00	45.218
MARZO	30.0	15.0	19.0	14.84	1.00	1.00	1.00	39.271
ABRIL	10.0	10.0	27	5.36	1.03	1.03	1.03	48.803
MAYO	20	52.3	22	16.96	1.68	1.05	1.05	45.431
JUNIO	27	263.0	13	4.26	2.41	1.01	1.01	168.814
JULIO	12	216.0	5	34.3	48.06	1.33	1.33	255.398
AGOSTO	11	116.0	22	16.5	45.00	1.17	1.17	116.715
SEPTIEMBRE	1	1009.0	31	24.2	64.11	1.23	1.23	171.699
OCTUBRE	7	105.0	10.7	41.26	1.21	1.10	1.10	118.937
NOVIEMBRE	2	63.0	31	25.69	1.50	1.05	1.05	58.805
DICIEMBRE	1	1009.0	4.51	10.86	3.90	1.01	1.01	120.378

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y CONTROL DE INGENIERIA DE HIDROLOGIA
 DEPENDENCIA CUENCA
 RIO TEGUILUTA
 RIO APILCO
 ESTACION TEMAPILCO

AÑO DE 1966

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECEMBRE
1	9.80	16.0	17.0	21.1	18.5	13.0	32.4	115	14.9	51.7	49.8	76.2
2	10.3	16.0	17.0	21.1	18.5	13.0	32.4	115	14.9	51.7	49.8	76.2
3	10.3	16.0	17.0	21.1	18.5	13.0	32.4	115	14.9	51.7	49.8	76.2
4	16.0	16.0	17.0	21.1	18.5	13.0	32.4	115	14.9	51.7	49.8	76.2
5	16.0	16.0	17.0	21.1	18.5	13.0	32.4	115	14.9	51.7	49.8	76.2
6	16.0	16.0	17.0	21.1	18.5	13.0	32.4	115	14.9	51.7	49.8	76.2
7	20.1	13.5	18.1	19.0	20.1	13.5	17.4	36.8	91.7	44.9	45.4	72.1
8	17.0	15.0	13.5	13.0	17.0	17.0	61.7	61.4	61.7	48.3	44.9	72.1
9	16.0	16.0	17.0	15.0	15.0	11.9	32.5	51.7	48.3	48.3	44.9	72.1
10	18.1	16.0	17.0	15.0	15.0	11.9	32.5	51.7	48.3	48.3	44.9	72.1
11	21.1	16.0	17.0	15.0	15.0	11.9	32.5	51.7	48.3	48.3	44.9	72.1
12	21.1	16.0	17.0	15.0	15.0	11.9	32.5	51.7	48.3	48.3	44.9	72.1
13	21.1	16.0	17.0	15.0	15.0	11.9	32.5	51.7	48.3	48.3	44.9	72.1
14	22.1	16.0	17.0	15.0	15.0	11.9	32.5	51.7	48.3	48.3	44.9	72.1
15	22.1	16.0	17.0	15.0	15.0	11.9	32.5	51.7	48.3	48.3	44.9	72.1
16	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	11.9	32.5	51.7	48.3	48.3	44.9	72.1
17	16.0	16.0	16.0	16.0	17.0	17.0	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
18	20.1	13.5	18.1	19.0	20.1	13.5	17.4	36.8	91.7	44.9	45.4	72.1
19	18.1	11.9	16.0	16.0	16.0	16.0	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9
20	18.1	11.9	16.0	16.0	16.0	16.0	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9
21	18.1	11.9	16.0	16.0	16.0	16.0	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9
22	18.1	11.9	16.0	16.0	16.0	16.0	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9
23	18.1	11.9	16.0	16.0	16.0	16.0	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9
24	17.1	25.2	29.7	13.0	18.1	61.7	105.1	51.3	68.6	68.6	68.6	68.6
25	19.1	21.1	21.1	12.0	22.0	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9
26	20.1	19.1	19.1	17.0	16.0	216	107.9	56.6	68.6	68.6	68.6	68.6
27	20.1	19.1	19.1	17.0	16.0	216	107.9	56.6	68.6	68.6	68.6	68.6
28	19.0	15.0	16.0	20.1	15.0	239	70.4	35.4	35.4	35.4	35.4	35.4
29	16.0	17.0	17.0	18.1	16.0	153	63.4	45.4	45.4	45.4	45.4	45.4
30	12.4	14.0	14.0	14.0	14.0	17.1	28.1	28.1	28.1	28.1	28.1	28.1
31	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	11.5	32.5	32.5	32.5	32.5	32.5	32.5

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO				REGANAS EXTIRMAS EN METROS		VOLUMEN EN MILES DE M ³
	MAXIMON DIA	MINIMON DIA	MEDIO	RESUMEN ANUAL	MAXIMA	MINIMA	
ENERO	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	44.671
FEBRERO	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	38.934
MARZO	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	46.795
ABRIL	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	61.944
MAYO	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	135.952
JUNIO	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	107.681
JULIO	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	126.508
AGOSTO	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	253.247
SEPTIEMBRE	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	214.334
OCTUBRE	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	115.928
NOVIEMBRE	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	118.015
ANUAL	37.9	13.5	16.5	16.5	1.57	1.04	1,318,015

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y CONTROL DE SUB-SECCION DE HIDROLOGIA
 CORRIENTE CUICMA ESTACION
 DEPENDENCIA CUSMA
 RIO APULCO TEMAPULCO
 C. F. E.

AÑO DE 1967

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1	8.35	13.2	22.0	15.1	7.15							
2	16.2	15.1	20.0	12.4	8.27							
3	15.1	17.1	18.1	17.1	20.0							
4	16.1	16.1	12.4	12.4	12.4							
5	18.1	10.2	12.2	16.2	11.2							
6	16.3	26.8	15.1	13.2	11.7							
7	15.1	22.9	14.2	13.2	8.27							
8	14.2	22.0	14.2	9.27	9.27							
9	17.1	20.0	14.2	10.2	10.2							
10	18.2	16.0	10.2	14.2	8.81							
11	18.2	16.0	10.2	14.2	8.81							
12	18.1	21.0	10.9	11.7	10.2							
13	18.1	21.0	10.9	11.7	10.2							
14	16.1	20.0	12.4	12.4	7.15							
15	13.2	20.0	13.2	13.2	13.2							
16	46.5	19.0	13.2	8.27	11.7							
17	27.8	22.0	16.9	11.7	18.1							
18	27.8	22.0	16.9	11.7	18.1							
19	19.0	16.1	9.19	18.1	14.2							
20	22.0	11.1	13.2	12.4	12.4							
21	19.0	39.8	14.2	14.2	8.81							
22	15.1	27.8	15.1	11.7	25.9							
23	15.1	27.8	15.1	11.7	25.9							
24	16.1	23.9	14.2	13.2	17.1							
25	16.1	22.0	14.2	12.4	20.0							
26	12.4	18.1	12.4	11.7	21.0							
27	15.1	21.0	15.1	12.4	18.1							
28	15.1	22.9	14.1	10.2	22.0							
29	13.2	17.1	17.1	9.19	20.0							
30	13.2	17.1	17.1	9.19	20.0							
31	14.2	19.0	19.0	18.1	18.1							

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO				ESCALAS EXTREMAS EN METROS		VOLUMEN EN MILES DE M ³
	MAXIMO DIA	MAXIMO NUESTRO	MINIMO DIA	MINIMO NUESTRO	MAXIMO	MINIMO	
ENERO	16	37.3	1	6.60	1.28	1.10	55 847
FEBRERO	21	80.0	5	6.60	1.47	1.08	38 583
MARZO	18	61.7	9	5.08	1.61	1.06	32 963
ABRIL	2	60.0	1	4.69	1.60	1.05	38 078
MAYO							
JUNIO							
JULIO							
AGOSTO							
SEPTIEMBRE							
OCTUBRE							
NOVIEMBRE							
DICIEMBRE							
TOTAL							

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 JEFATURA DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS - DIRECCION DE HIDROLOGIA
 DATOS HIDROMETRICOS MENSUALES

DEPENDENCIA C. P. E. CUENCA RIO TECUCLA CORRIENTE RIO ANILCO ESTACION TEMPALECO

MES	1961				1962				1963				1964				1965				1967			
	GAO M/3	GAO MINIMO M/3	GAO MEDIO M/3	VOLUMEN MENSAUAL MILES M ³	GAO MAXIMO M/3	GAO MINIMO M/3	GAO MEDIO M/3	VOLUMEN MENSAUAL MILES M ³	GAO MAXIMO M/3	GAO MINIMO M/3	GAO MEDIO M/3	VOLUMEN MENSAUAL MILES M ³	GAO MAXIMO M/3	GAO MINIMO M/3	GAO MEDIO M/3	VOLUMEN MENSAUAL MILES M ³	GAO MAXIMO M/3	GAO MINIMO M/3	GAO MEDIO M/3	VOLUMEN MENSAUAL MILES M ³	GAO MAXIMO M/3	GAO MINIMO M/3	GAO MEDIO M/3	VOLUMEN MENSAUAL MILES M ³
ENE					36.5	13.9	17.54	54 840				82.0				7.73				17.65				14.83
FEB					16.8	10.8	12.86	35 144				33.5				16.1				17.24				16.10
MAR					21.0	9.64	17.10	44 231				42.0				11.1				13.26				17.47
ABR					26.0	10.0	15.0	52 345				51.7				11.7				11.05				16.25
MAY					190.0	9.25	21.85	52 345				486.0				64.8				17.73				20.81
JUN	64.9	20.5	37.36	83 026	169.0	15.0	34.54	52 345				322.0				53.5				62.58				21.82
JUL	162.0	29.4	54.30	150 271	169.0	12.6	21.85	58 522				362.0				53.8				47.26				126.500
AUG	131.8	25.5	51.58	138 129	167.5	16.3	39.85	103 291				151.6				37.0				32.04				99.194
SEPT	535.0	28.0	25.76	189 428	314.0	7.90	20.50	52 345				151.6				22.1				27.00				27.00
OCT	261.0	21.0	59.40	154 493	146.5	8.14	15.01	40 194				59.1				22.1				27.00				27.00
NOV	135.0	16.0	25.37	65 254	33.0	4.14	15.01	40 194				486.0				7.73				29.10				29.10
ANUAL					314.0	4.14	22.00	653 993				486.0				7.73				29.10				29.10
ENE					148.0	0.01	27.60	73 921				52.9				7.69				14.83				14.83
FEB	64.6	9.27	20.93	56 048	168.0	6.07	18.31	45 238				61.7				6.22				16.10				16.10
MAR	50.4	7.70	15.56	38 909	168.0	5.10	14.84	39 231				91.2				6.74				17.47				17.47
ABR	174.0	6.84	13.78	38 993	168.0	4.38	18.83	48 003				70.4				8.74				16.25				16.25
MAY	121.0	6.12	17.81	47 093	168.0	4.53	34.26	88 214				36.0				7.22				20.81				20.81
JUN	527.0	12.7	51.44	133 337	265.0	4.53	34.26	88 214				601.0				21.17				21.82				21.82
JUL	104.0	19.7	54.12	144 927	326.0	24.3	61.46	164 591				240.0				13.5				47.26				47.26
AUG	114.0	10.0	35.17	98 123	312.0	14.1	35.00	154 299				1 245.0				18.0				32.04				32.04
SEPT	309.0	8.01	35.61	170 123	1 005.0	24.3	62.01	114 125				31.2				27.6				27.00				27.00
OCT	169.0	11.6	44.54	110 335	1 005.0	18.7	41.26	114 125				54.7				12.4				27.00				27.00
NOV	132.0	9.12	55.95	145 020	1 005.0	6.07	25.69	68 809				54.7				12.4				27.00				27.00
ANUAL	1 122.0	8.12	31.00	1 043 524	1 005.0	4.53	38.86	1 225 278				1 245.0				7.17				42.37				42.37
ENE					27.3	6.60	17.13	45 867																
FEB					65.0	5.86	20.51	49 831																
MAR					42.5	5.00	12.72	32 963																
ABR					61.7	5.00	12.72	32 963																
MAY					60.0	5.69	14.22	38 078																
JUN																								
JUL																								
AGO																								
SEPT																								
OCT																								
NOV																								
ANUAL																								

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SUBSECRETARIA DE PLANEACION-CORRECCION GENERAL DE ESTUDIOS

DEPENDENCIA SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

C.F.A.E.

COMISIA

RIO TUCUANA

ESTACION

TERAPIPULCO

AGOSTO DE 1968

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECEMBRE
1	17.1	15.9	17.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
2	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
3	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
4	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
5	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
6	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
7	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
8	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
9	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
10	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
11	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
12	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
13	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
14	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
15	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
16	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
17	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
18	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
19	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
20	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
21	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
22	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
23	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
24	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
25	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
26	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
27	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
28	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
29	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
30	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1
31	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOR EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												SECALES EXTREMAS												VOLUMEN EN MILES DE M ³
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
ENERO	17.1	15.9	17.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.27	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	63 332
FEBRERO	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	33 234
MARZO	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	42 338
ABRIL	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	63 856
MAYO	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	76 351
JUNIO	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	159 526
JULIO	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	156 767
AGOSTO	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	130 078
SEPTIEMBRE	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	86 865
OCTUBRE	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	87 133
NOVIEMBRE	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1 071 593
DECEMBRE	23.1	15.5	18.0	14.0	17.1	17.1	32.0	47.9	49.9	31.4	31.4	15.1	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

BURSA METARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

REFERENCIA CUMENCA ESTACION
C.A.P.A. RIO TACULUTA TENAMPULCO

ANO DE 1969

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECEMBER
1	35.5	19.8	16.9	28.0	14.2	19.0	31.9	28.5	235.	187.1	375.8	31.5
2	31.4	25.9	15.2	15.2	14.2	17.8	133.1	24.2	213.	81.7	42.1	38.9
3	38.1	59.7	32.1	14.5	11.0	11.8	197.	16.3	161.	78.4	64.7	35.9
4	60.4	30.4	27.1	11.8	15.4	15.2	100.	13.5	135.	57.7	48.8	35.0
5	35.8	30.6	20.9	24.8	17.9	14.9	58.8	19.4	215.	86.1	44.5	25.2
6	28.8	31.9	17.8	18.8	12.3	29.8	192.	29.8	192.	81.7	39.9	34.9
7	37.7	22.1	18.8	20.8	24.1	12.2	115.	37.9	310.	91.8	30.3	28.4
8	37.7	21.3	15.9	28.8	17.5	13.2	219.	51.3	102.	45.9	12.9	25.3
9	35.4	38.8	16.9	18.0	11.0	11.2	137.	51.5	143.	67.6	34.9	27.3
10	35.4	38.8	16.9	18.0	11.0	11.2	137.	51.5	143.	67.6	34.9	27.3
11	35.4	38.8	16.9	18.0	11.0	11.2	137.	51.5	143.	67.6	34.9	27.3
12	35.4	38.8	16.9	18.0	11.0	11.2	137.	51.5	143.	67.6	34.9	27.3
13	35.4	38.8	16.9	18.0	11.0	11.2	137.	51.5	143.	67.6	34.9	27.3
14	32.3	23.3	20.9	18.0	16.5	10.4	71.5	59.5	278.	75.9	31.9	27.7
15	32.3	23.3	20.9	18.0	16.5	10.4	71.5	59.5	278.	75.9	31.9	27.7
16	32.3	23.3	20.9	18.0	16.5	10.4	71.5	59.5	278.	75.9	31.9	27.7
17	32.3	23.3	20.9	18.0	16.5	10.4	71.5	59.5	278.	75.9	31.9	27.7
18	28.8	27.3	20.9	15.9	12.8	11.6	41.0	55.9	100.	86.4	27.1	30.3
19	21.9	24.4	17.8	14.5	11.6	9.35	37.3	81.5	88.5	51.8	34.9	30.3
20	21.9	24.4	17.8	14.5	11.6	9.35	37.3	81.5	88.5	51.8	34.9	30.3
21	21.0	19.8	18.8	15.4	13.2	11.6	47.8	51.4	100.	86.4	27.1	30.3
22	21.0	19.8	18.8	15.4	13.2	11.6	47.8	51.4	100.	86.4	27.1	30.3
23	20.7	19.8	17.3	13.1	15.7	8.96	42.6	105.	73.3	46.2	44.0	28.7
24	20.7	19.8	17.3	13.1	15.7	8.96	42.6	105.	73.3	46.2	44.0	28.7
25	20.7	19.8	17.3	13.1	15.7	8.96	42.6	105.	73.3	46.2	44.0	28.7
26	20.7	19.8	17.3	13.1	15.7	8.96	42.6	105.	73.3	46.2	44.0	28.7
27	17.3	22.4	16.9	15.1	13.5	21.0	25.0	29.8	59.7	41.7	48.8	16.1
28	17.3	22.4	16.9	15.1	13.5	21.0	25.0	29.8	59.7	41.7	48.8	16.1
29	22.4	20.9	16.9	20.1	12.8	24.1	17.4	14.6	11.1	81.4	41.4	16.1
30	22.4	20.9	16.9	20.1	12.8	24.1	17.4	14.6	11.1	81.4	41.4	16.1
31	22.4	20.9	16.9	20.1	12.8	24.1	17.4	14.6	11.1	81.4	41.4	16.1
TOTAL	16.0	16.0	11.5	8.33	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	105.	105.	13.3

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												RESUMEN ANUAL		VOLUMEN EN MILLORES M ³			
	MAXIMO						MINIMO						MEDIO		TOTAL		PROMEDIO	
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO
ENERO	35.5	19.8	16.9	28.0	14.2	19.0	31.9	28.5	235.	187.1	375.8	31.5	34.9	30.3	28.7	27.3	27.3	27.3
FEBRERO	31.4	25.9	15.2	15.2	14.2	17.8	133.1	24.2	213.	81.7	42.1	38.9	34.9	30.3	28.7	27.3	27.3	27.3
MARZO	38.1	59.7	32.1	14.5	11.0	11.8	197.	16.3	161.	78.4	64.7	35.9	34.9	30.3	28.7	27.3	27.3	27.3
ABRIL	60.4	30.4	27.1	11.8	15.4	15.2	100.	13.5	135.	57.7	48.8	35.0	34.9	30.3	28.7	27.3	27.3	27.3
MAYO	35.8	30.6	20.9	24.8	17.9	14.9	58.8	19.4	215.	86.1	44.5	25.2	25.2	25.2	25.2	25.2	25.2	25.2
JUNIO	28.8	31.9	17.8	18.8	12.3	29.8	192.	29.8	192.	81.7	39.9	34.9	34.9	34.9	34.9	34.9	34.9	34.9
JULIO	37.7	22.1	18.8	20.8	24.1	12.2	115.	37.9	310.	91.8	30.3	28.4	28.4	28.4	28.4	28.4	28.4	28.4
AGOSTO	37.7	21.3	15.9	28.8	17.5	13.2	219.	51.3	102.	45.9	12.9	25.3	25.3	25.3	25.3	25.3	25.3	25.3
SEPTIEMBRE	35.4	38.8	16.9	18.0	11.0	11.2	137.	51.5	143.	67.6	34.9	27.3	27.3	27.3	27.3	27.3	27.3	27.3
OCTUBRE	35.4	38.8	16.9	18.0	11.0	11.2	137.	51.5	143.	67.6	34.9	27.3	27.3	27.3	27.3	27.3	27.3	27.3
NOVIEMBRE	32.3	23.3	20.9	18.0	16.5	10.4	71.5	59.5	278.	75.9	31.9	27.7	27.7	27.7	27.7	27.7	27.7	27.7
DECEMBER	28.8	27.3	20.9	15.9	12.8	11.6	41.0	55.9	100.	86.4	27.1	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3
TOTAL	21.9	24.4	17.8	14.5	11.6	9.35	37.3	81.5	88.5	51.8	34.9	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3
TOTAL	21.0	19.8	18.8	15.4	13.2	11.6	47.8	51.4	100.	86.4	27.1	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3	30.3
TOTAL	20.7	19.8	17.3	13.1	15.7	8.96	42.6	105.	73.3	46.2	44.0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
TOTAL	20.7	19.8	17.3	13.1	15.7	8.96	42.6	105.	73.3	46.2	44.0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
TOTAL	20.7	19.8	17.3	13.1	15.7	8.96	42.6	105.	73.3	46.2	44.0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
TOTAL	17.3	22.4	16.9	15.1	13.5	21.0	25.0	29.8	59.7	41.7	48.8	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1
TOTAL	17.3	22.4	16.9	15.1	13.5	21.0	25.0	29.8	59.7	41.7	48.8	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1
TOTAL	22.4	20.9	16.9	20.1	12.8	24.1	17.4	14.6	11.1	81.4	41.4	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1
TOTAL	22.4	20.9	16.9	20.1	12.8	24.1	17.4	14.6	11.1	81.4	41.4	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1
TOTAL	22.4	20.9	16.9	20.1	12.8	24.1	17.4	14.6	11.1	81.4	41.4	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1
TOTAL	16.0	16.0	11.5	8.33	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	105.	105.	13.3	13.3	13.3	13.3	13.3	13.3	13.3

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

BUREAU NATIONAL DE PLANNING-DIRECTION GENERALE DE ETUDES

COMMISSIION

ESTACION

RIO APALCO

ABO DE 1970

COMISIA

DEFINICIA

C.F.E.

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIAS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1	14.6	9.89	12.0	12.4	13.5	67.9	45.1	74.2	125	74.0	16.6
2	15.2	11.3	17.1	18.4	43.9	89.5	45.9	44.8	187.3	44.8	15.4
3	24.3	18.4	18.4	18.4	334.	37.3	56.4	71.3	51.0	44.8	21.4
4	22.0	18.4	28.4	18.4	280.	37.3	56.4	48.7	64.5	44.8	15.4
5	22.0	18.4	28.4	18.4	280.	37.3	56.4	48.7	64.5	44.8	15.4
6	22.0	18.4	28.4	18.4	280.	37.3	56.4	48.7	64.5	44.8	15.4
7	27.7	14.0	18.4	18.4	15.2	41.6	89.5	44.8	64.5	44.8	15.4
8	19.8	18.4	18.4	18.4	18.4	41.6	89.5	44.8	64.5	44.8	15.4
9	19.8	18.4	18.4	18.4	18.4	41.6	89.5	44.8	64.5	44.8	15.4
10	19.8	18.4	18.4	18.4	18.4	41.6	89.5	44.8	64.5	44.8	15.4
11	15.4	24.3	27.7	17.1	32.0	24.3	57.8	67.9	31.2	78.3	17.4
12	15.4	24.3	27.7	17.1	32.0	24.3	57.8	67.9	31.2	78.3	17.4
13	12.9	24.0	22.0	22.0	18.4	19.8	51.4	10.2	135.	25.7	18.9
14	18.4	18.4	23.3	22.0	18.4	27.2	45.1	57.8	27.0	18.9	18.9
15	18.4	18.4	23.3	23.3	18.4	18.4	27.2	45.1	57.8	18.9	18.9
16	18.4	18.4	23.3	18.4	18.4	18.4	27.2	45.1	57.8	18.9	18.9
17	18.4	18.4	18.4	18.4	18.4	18.4	27.2	45.1	57.8	18.9	18.9
18	18.4	18.4	18.4	18.4	18.4	18.4	27.2	45.1	57.8	18.9	18.9
19	18.4	18.4	18.4	18.4	18.4	18.4	27.2	45.1	57.8	18.9	18.9
20	17.7	18.4	18.4	18.4	18.4	18.4	27.2	45.1	57.8	18.9	18.9
21	19.1	33.3	21.0	18.4	61.5	105.	44.2	45.8	24.8	15.4	12.4
22	19.8	24.3	15.8	18.4	61.5	105.	44.2	45.8	24.8	15.4	12.4
23	17.7	21.5	15.8	18.4	61.5	105.	44.2	45.8	24.8	15.4	12.4
24	15.8	21.5	15.8	18.4	61.5	105.	44.2	45.8	24.8	15.4	12.4
25	15.8	21.5	15.8	18.4	61.5	105.	44.2	45.8	24.8	15.4	12.4
26	15.8	21.5	15.8	18.4	61.5	105.	44.2	45.8	24.8	15.4	12.4
27	11.2	21.5	15.8	18.4	61.5	105.	44.2	45.8	24.8	15.4	12.4
28	19.1	8.14	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2
29	15.8	8.14	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2
30	15.8	8.14	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2
31	15.8	15.1	11.3	11.3	67.0	86.4	105.	158.	37.4	20.8	10.9

RESUMEN ANUAL

GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												VOLUMEN EN MILES DE M ³	
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL	MESES	DIAS
ENERO	10	91.3	77.5	77.5	22.2	1.31	0.50	50.00				50.00	12	31
FEBRERO	9	64.4	77.5	77.5	19.7	1.16	0.51	35.595				35.595	12	29
MARZO	9	64.4	77.5	77.5	4.37	2.39	0.42	103.373				103.373	12	31
ABRIL	9	77.5	77.5	77.5	6.41	2.08	0.51	96.603				96.603	12	30
MAYO	24	206.	16.	16.	17.2	49.84		162.010				162.010	12	31
JUNIO	20	485.	13	13	17.7	60.5	0.22	194.509				194.509	12	30
AGOSTO	15	485.	13	13	25.5	75.0	0.63	173.127				173.127	12	31
SEPTIEMBRE	16	460.	11.9	11.9	54.6	2.18	0.53	65.848				65.848	12	30
OCTUBRE	5	85.5	7.49	7.49	1.37	15.4	0.53	161.708				161.708	12	31
NOVIEMBRE	5	68.7	6.37	6.37	1.37	15.4	0.53	161.708				161.708	12	31
DICIEMBRE	5	68.7	6.37	6.37	1.37	15.4	0.53	161.708				161.708	12	31
TOTAL														

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS

COMISION NACIONAL DE REGACION DE MEXICO

CONSEJO

AÑO DE 1971

REFERENCIAL

C.P.E.

(ESTACION

TENAMPULCO

RIO TECUICUILA

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARCHO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1	21.6	12.4	9.31	20.1	11.9	11.9	28.4	37.4	53.4	45.7	33.0	43.8
2	10.9	53.4	40.9	20.8	14.7	24.0	28.8	38.3	76.2	36.8	31.5	31.7
3	31.4	28.3	16.6	27.4	11.4	18.7	44.8	42.4	57.2	59.8	106.1	19.5
4	18.4	23.1	16.7	29.1	11.6	11.6	26.8	90.2	31.8	89.2	49.7	23.7
5	12.9	16.1	10.6	15.6	11.6	11.6	57.5	35.4	35.4	181.7	69.7	48.8
6	12.4	11.9	9.00	48.1	10.9	10.9	31.0	62.3	61.0	24.3	61.7	31.7
7	20.8	29.1	9.00	42.5	9.91	48.1	51.2	41.5	50.0	181.5	61.7	21.7
8	13.6	22.2	10.9	38.5	5.88	18.9	18.3	115.7	61.0	181.5	53.0	25.6
9	16.7	16.0	10.9	38.5	10.9	10.9	38.3	80.7	38.3	501.1	206.4	37.5
10	12.4	16.0	11.0	17.0	10.9	10.9	58.5	33.4	33.4	315.7	138.4	21.0
11	16.7	12.4	12.4	22.0	10.9	10.9	22.1	48.5	10.3	190.4	190.4	19.0
12	13.6	16.4	14.9	16.7	31.2	31.0	106.1	46.5	36.5	93.8	76.3	26.7
13	18.0	17.3	19.4	19.4	18.7	21.4	21.1	46.5	16.8	107.7	69.7	15.6
14	28.4	17.3	18.5	16.7	18.7	31.3	63.1	37.4	28.3	77.7	87.1	37.6
15	36.3	16.6	13.4	11.9	17.5	31.3	63.1	38.3	18.3	28.3	69.7	31.8
16	36.3	16.6	13.4	11.9	17.5	31.3	63.1	38.3	18.3	28.3	69.7	31.8
17	15.4	18.0	13.9	11.9	21.6	24.8	65.0	38.3	25.1	65.9	48.4	31.8
18	19.4	17.3	11.9	18.0	18.0	18.7	54.0	39.3	33.0	67.1	40.8	31.8
19	28.4	13.6	13.4	18.0	18.0	18.7	54.0	39.3	33.0	67.1	40.8	31.8
20	28.4	13.6	13.4	18.0	18.0	18.7	54.0	39.3	33.0	67.1	40.8	31.8
21	19.4	13.6	13.4	18.0	18.0	20.1	54.7	46.5	38.3	65.9	30.6	15.6
22	20.8	10.9	10.9	10.9	15.4	88.5	31.5	46.5	41.3	26.3	33.0	20.2
23	18.0	13.6	10.9	18.7	14.1	51.6	47.8	31.4	36.5	33.8	39.9	27.5
24	14.7	13.0	13.4	14.7	13.6	48.5	48.5	44.5	44.5	26.8	34.7	24.7
25	11.9	13.6	11.4	11.4	13.6	48.5	48.5	44.5	44.5	26.8	34.7	24.7
26	11.9	13.6	11.4	11.4	13.6	31.2	29.3	41.3	45.6	43.7	65.9	31.3
27	18.0	11.4	10.9	16.0	16.4	19.4	41.3	40.9	30.1	97.7	64.7	31.3
28	18.0	11.4	10.9	16.0	16.4	19.4	41.3	40.9	30.1	97.7	64.7	31.3
29	16.6	9.00	9.31	16.1	9.45	21.6	41.4	29.4	27.4	35.5	21.4	11.3
30	16.6	9.00	9.31	16.1	9.45	21.6	41.4	29.4	27.4	35.5	21.4	11.3
31	11.9	11.9	11.9	11.9	10.9	16.6	16.6	90.3	81.3	33.2	29.0	20.5
32	9.31	9.31	9.31	10.9	10.9	38.3	38.3	70.5	81.3	29.0	35.5	15.9

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												BOCALAS EXTREMAS EN METROS			VOLUMEN EN MIL LITROS			
	ENERO	FEBRERO	MARCHO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	TOTAL	MAXIMO	MINIMO	TOTAL	MAXIMO	MINIMO	
ENERO	21.6	12.4	9.31	20.1	11.9	11.9	28.4	37.4	53.4	45.7	33.0	43.8	116.8	110	0.49	45	139	110	
FEBRERO	10.9	53.4	40.9	20.8	14.7	24.0	28.8	38.3	76.2	36.8	31.5	31.7	18.0	1.35	0.48	38	092	43	
MARCHO	31.4	28.3	16.6	27.4	11.4	18.7	44.8	42.4	57.2	59.8	106.1	19.5	97.1	1.32	0.49	51	844	41	
ABRIL	18.4	23.1	16.7	29.1	11.6	11.6	26.8	90.2	31.8	89.2	49.7	23.7	175.2	1.22	0.46	49	840	37	
MAYO	12.9	16.1	10.6	15.6	11.6	11.6	57.5	35.4	35.4	181.7	69.7	48.8	167	1.55	0.55	167	773	60	
JUNIO	12.4	11.9	9.00	48.1	10.9	10.9	31.0	62.3	61.0	24.3	61.7	31.7	142	1.28	0.69	142	964	63	
JULIO	20.8	29.1	9.00	42.5	9.91	48.1	51.2	41.5	50.0	181.5	61.7	21.7	155.8	1.91	0.60	155	815	60	
AGOSTO	13.6	22.2	10.9	38.5	10.9	10.9	38.3	80.7	38.3	501.1	206.4	37.5	231	5.00	0.78	231	532	60	
SEPTIEMBRE	16.7	16.0	10.9	38.5	10.9	10.9	38.3	80.7	38.3	501.1	206.4	37.5	164	1.15	0.68	164	418	60	
OCTUBRE	12.4	16.4	14.9	16.7	31.2	31.0	106.1	46.5	16.8	107.7	69.7	15.6	210	5.08	0.48	210	455	60	
NOVIEMBRE	18.0	17.3	19.4	19.4	18.7	21.4	21.1	46.5	16.8	107.7	69.7	15.6	111	1.11	0.48	111	374	50	
DICIEMBRE	28.4	17.3	18.5	16.7	18.7	31.3	63.1	37.4	28.3	77.7	87.1	37.6	182	1.10	0.48	182	455	50	
TOTAL ANUAL	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	192.8	1181	5.08	0.48	1181	455	50

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS

SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

CUENCA

RIO APACUC

ESTACION

TERAMPULCO

DEPENDENCIA

C.T.E.

AÑO DE 1977

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECEMBER
1	21.3	24.7	16.9	24.7	10.4	28.5	31.5	21.7	34.0	41.5	29.7	42.6
2	29.5	23.0	16.9	24.7	18.15	23.9	31.5	81.2	34.0	41.5	29.7	42.6
3	24.6	33.7	17.6	17.6	17.6	19.0	28.9	81.6	34.0	41.5	29.7	42.6
4	21.8	19.5	14.7	18.3	23.0	23.9	38.9	66.5	54.9	41.6	42.6	42.6
5	24.5	18.9	11.7	16.3	20.2	20.2	11.8	11.8	27.5	27.5	27.5	27.5
6	24.7	25.6	27.5	16.9	16.9	43.4	25.2	71.1	41.6	38.5	38.5	38.5
7	23.0	28.5	19.0	15.5	14.3	33.3	29.7	40.8	46.5	27.4	46.5	42.6
8	32.0	23.6	24.5	13.1	33.7	32.6	74.1	46.5	37.1	31.8	31.8	31.8
9	24.6	24.7	31.8	16.9	16.9	27.5	27.5	27.5	27.5	27.5	27.5	27.5
10	24.6	13.8	18.5	16.9	16.9	21.7	46.5	46.5	46.5	46.5	46.5	46.5
11	21.3	18.3	25.6	16.2	16.2	28.1	46.5	114.	65.3	81.6	31.6	40.5
12	21.3	21.0	28.5	15.5	14.2	23.1	41.7	114.	20.8	21.8	21.8	21.8
13	18.1	21.0	28.5	15.5	14.2	23.1	41.7	114.	20.8	21.8	21.8	21.8
14	21.3	21.0	28.5	15.5	14.2	23.1	41.7	114.	20.8	21.8	21.8	21.8
15	21.3	21.0	28.5	15.5	14.2	23.1	41.7	114.	20.8	21.8	21.8	21.8
16	21.3	21.0	28.5	15.5	14.2	23.1	41.7	114.	20.8	21.8	21.8	21.8
17	33.7	24.7	18.3	35.4	23.2	164.	45.5	46.5	62.9	52.7	41.5	29.7
18	27.5	20.5	16.2	17.6	33.7	33.1	45.5	59.4	76.8	51.7	31.6	40.5
19	27.5	20.5	16.2	17.6	33.7	33.1	45.5	59.4	76.8	51.7	31.6	40.5
20	31.5	14.2	16.9	16.2	31.5	184.	21.7	34.7	63.4	45.5	70.2	31.6
21	29.5	28.6	16.2	17.5	16.9	20.2	20.2	20.2	21.7	21.7	21.7	21.7
22	33.9	20.5	14.3	12.5	11.4	89.9	90.8	61.7	69.0	31.2	31.6	24.0
23	29.5	21.3	28.5	11.4	16.2	87.7	118.	54.7	57.1	60.7	38.9	18.5
24	21.5	32.3	16.2	19.0	19.9	81.4	21.3	56.0	45.5	31.6	34.2	16.6
25	21.5	32.3	16.2	19.0	19.9	81.4	21.3	56.0	45.5	31.6	34.2	16.6
26	44.8	17.4	17.4	16.3	16.3	104.	30.8	33.6	34.6	24.2	24.2	24.2
27	33.7	16.9	16.9	13.2	16.3	104.	90.8	41.7	61.7	51.6	28.9	27.3
28	34.3	16.9	14.9	14.9	19.2	23.7	134.	65.3	52.7	31.6	47.5	23.4
29	21.3	18.5	16.9	16.9	16.9	40.8	104.	44.8	49.5	49.5	49.5	49.5
30	21.3	21.5	9.24	10.0	10.0	193.3	26.8	30.4	30.4	30.4	30.4	30.4
31	31.3	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												VOLUMEN EN MILLES DE M ³				
	ENERO			FEBRERO			MARCHO			ABRIL			MAYO			TOTAL	
	DIAS	MAXIMO	MINIMO	DIAS	MAXIMO	MINIMO	DIAS	MAXIMO	MINIMO	DIAS	MAXIMO	MINIMO	DIAS	MAXIMO	MINIMO	DIAS	MAXIMO
ENERO	31	31.3	21.3	29	33.9	14.3	31	31.5	11.8	30	31.5	11.8	31	31.5	11.8	31	31.5
FEBRERO	28	34.3	17.4	28	28.6	16.2	28	28.6	16.2	28	28.6	16.2	28	28.6	16.2	28	28.6
MARZO	31	31.8	21.3	31	31.8	21.3	31	31.8	21.3	31	31.8	21.3	31	31.8	21.3	31	31.8
ABRIL	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8
MAYO	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8
JUNIO	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8
JULIO	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8
AGOSTO	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8
SEPTIEMBRE	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8
OCTUBRE	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8
NOVIEMBRE	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8	16.2	30	31.8
DECEMBER	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8
TOTAL	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8	16.2	31	31.8

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS

DIRECCION DE HIDROLOGIA

DEPENDENCIA C.F.E.

ESTACION TEMAPULCO

CONVENIO RIO APULCO

AGRICULTURA

AÑO DE 1973

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIAS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1	18.1	17.6	20.3	14.3	18.3	49.0	16.0	102.	11.7	34.3	19.3
2	17.6	16.6	18.7	11.7	29.7	65.2	74.0	178.	51.7	34.3	19.3
3	21.2	14.8	16.6	18.7	29.7	65.2	74.0	178.	51.7	34.3	19.3
4	24.1	13.7	18.5	23.4	41.0	17.2	69.9	82.4	50.0	27.0	14.8
5	20.5	13.2	11.7	24.9	20.5	21.4	17.3	79.8	47.3	17.3	17.3
6	13.7	14.2	14.7	32.4	16.6	32.7	89.1	64.1	44.1	30.5	12.1
7	18.5	14.8	14.8	18.5	18.5	34.0	55.2	81.6	37.2	37.9	13.2
8	18.5	14.8	14.8	18.5	18.5	34.0	55.2	81.6	37.2	37.9	13.2
9	21.9	17.9	14.8	18.5	18.5	34.0	55.2	81.6	37.2	37.9	13.2
10	27.3	13.7	33.3	13.7	19.5	69.5	99.0	73.5	44.2	34.5	20.3
11	18.3	11.2	12.7	13.7	17.8	20.7	84.1	81.1	47.1	26.1	47.4
12	19.1	12.7	14.8	13.7	20.5	73.5	50.0	80.5	35.7	24.0	44.7
13	19.1	12.7	14.8	13.7	20.5	73.5	50.0	80.5	35.7	24.0	44.7
14	17.8	14.8	18.5	16.0	59.5	18.3	50.0	67.5	78.4	34.5	39.6
15	24.1	13.7	18.5	18.5	22.0	32.1	79.8	77.5	33.7	44.2	34.7
16	21.2	12.2	13.2	23.4	53.2	22.0	53.2	63.8	105.	105.	28.1
17	21.2	12.2	13.2	23.4	53.2	22.0	53.2	63.8	105.	105.	28.1
18	21.2	12.2	13.2	23.4	53.2	22.0	53.2	63.8	105.	105.	28.1
19	21.2	12.2	13.2	23.4	53.2	22.0	53.2	63.8	105.	105.	28.1
20	23.6	15.4	16.3	31.81	51.9	15.0	57.3	87.8	71.1	128.	24.1
21	22.7	17.8	13.2	33.2	19.1	28.1	50.0	89.1	69.9	102.	34.3
22	12.7	14.3	13.7	7.38	18.5	33.1	21.1	52.1	33.4	31.4	32.4
23	22.6	14.8	12.7	6.24	21.2	140.	50.0	86.1	68.7	31.9	33.2
24	21.2	17.3	15.8	7.39	19.1	58.4	44.0	102.	24.6	49.9	24.1
25	20.5	15.5	13.2	13.7	19.6	29.6	90.5	28.3	54.7	22.7	18.8
26	19.1	12.7	10.7	11.2	61.7	14.8	53.3	32.4	34.1	11.4	22.1
27	19.1	12.7	10.7	11.2	61.7	14.8	53.3	32.4	34.1	11.4	22.1
28	19.1	12.7	10.7	11.2	61.7	14.8	53.3	32.4	34.1	11.4	22.1
29	18.0	14.8	16.0	7.39	62.9	87.8	351.	38.8	34.2	35.2	33.5
30	13.7	16.6	16.0	10.3	28.6	20.7	190.	57.3	37.1	33.7	18.0
31	23.4	16.4	18.56	11.2	55.2	64.9	102.	53.1	33.4	11.7	18.5
ANUAL				1728.	8.34	50.9	4.71	6.09	1.37	29.7	17.2

MES	RESUMEN ANUAL												VOLUMEN EN MILLORES DE M ³
	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL	
ENERO	18.1	17.6	20.3	14.3	18.3	49.0	16.0	102.	11.7	34.3	19.3	181.9	53.500
FEBRERO	17.6	16.6	18.7	11.7	29.7	65.2	74.0	178.	51.7	34.3	19.3	171.1	45.717
MARZO	21.2	14.8	16.6	18.7	29.7	65.2	74.0	178.	51.7	34.3	19.3	134.8	39.866
ABRIL	24.1	13.7	18.5	23.4	41.0	17.2	69.9	82.4	50.0	27.0	14.8	113.9	36.138
MAYO	20.5	13.2	11.7	24.9	20.5	21.4	17.3	79.8	47.3	17.3	17.3	113.9	59.415
JUNIO	13.7	14.2	14.7	32.4	16.6	32.7	89.1	64.1	44.1	30.5	12.1	101.6	187.095
JULIO	18.5	14.8	14.8	18.5	18.5	34.0	55.2	81.6	37.2	37.9	13.2	101.6	371.372
AGOSTO	18.5	14.8	14.8	18.5	18.5	34.0	55.2	81.6	37.2	37.9	13.2	101.6	4.771
SEPTIEMBRE	21.9	17.9	14.8	18.5	18.5	34.0	55.2	81.6	37.2	37.9	13.2	101.6	189.854
OCTUBRE	18.5	14.8	14.8	18.5	18.5	34.0	55.2	81.6	37.2	37.9	13.2	101.6	161.821
NOVIEMBRE	27.3	13.7	33.3	13.7	19.5	69.5	99.0	73.5	44.2	34.5	20.3	101.6	74.144
DICIEMBRE	18.3	11.2	12.7	13.7	17.8	20.7	84.1	81.1	47.1	26.1	47.4	101.6	137.297
ANUAL				1728.	8.34	50.9	4.71	6.09	1.37	29.7	17.2		

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS

DEPENDENCIA C.F.E.

ESTACION TEMANAPULCO

BOULEVARD DE LA REVOLUCION

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECEMBRE
1	14.5	14.5	15.0	3.37	5.05	12.7	38.3	42.6	17.8	37.4	16.5	18.3
2	24.1	19.2	13.5	12.2	1.27	10.1	17.6	45.6	31.7	20.1	28.4	44.7
3	28.8	10.0	10.4	17.1	12.4	14.5	14.5	54.3	54.3	186.	28.2	37.3
4	18.7	18.3	12.2	17.6	6.83	14.5	48.4	56.1	57.0	131.	55.7	31.6
5	13.5	13.5	12.1	16.5	5.69	16.5	79.9	54.1	57.0	131.	55.7	41.0
6	32.3	23.5	18.5	8.03	12.6	28.1	26.7	60.7	64.4	113.	37.0	34.8
7	34.1	21.0	18.2	7.27	12.1	15.0	33.5	71.7	30.9	104.	33.2	34.8
8	27.5	19.7	15.0	11.2	11.7	8.00	89.5	62.3	39.4	180.	55.9	58.7
9	22.3	15.0	12.5	10.5	11.3	12.2	38.1	37.1	89.4	105.	55.7	46.7
10	22.3	15.0	12.5	10.5	11.3	12.2	38.1	37.1	89.4	105.	55.7	46.7
11	22.3	15.0	12.5	10.5	11.3	12.2	38.1	37.1	89.4	105.	55.7	46.7
12	25.4	14.5	18.2	10.7	8.00	28.8	61.0	21.5	42.6	90.0	31.2	34.8
13	28.8	18.2	17.4	7.37	11.5	14.8	42.0	32.1	57.2	69.9	50.7	34.7
14	22.3	14.5	18.2	10.7	8.00	28.8	61.0	21.5	42.6	90.0	31.2	34.8
15	22.3	14.5	18.2	10.7	8.00	28.8	61.0	21.5	42.6	90.0	31.2	34.8
16	22.3	14.5	18.2	10.7	8.00	28.8	61.0	21.5	42.6	90.0	31.2	34.8
17	21.6	16.8	22.3	13.5	21.6	15.5	64.1	55.6	14.3	54.3	30.3	25.8
18	22.3	14.5	18.2	10.7	8.00	28.8	61.0	21.5	42.6	90.0	31.2	34.8
19	23.5	11.7	22.9	22.9	13.1	64.1	52.0	30.0	45.9	71.1	42.8	53.9
20	17.1	14.5	13.5	16.0	10.4	91.0	67.1	28.9	58.2	51.8	34.4	46.7
21	16.5	14.5	14.0	19.2	10.8	17.1	61.0	46.4	52.1	51.8	34.4	46.7
22	24.1	13.5	9.21	13.5	17.3	16.1	52.0	44.1	23.2	32.9	27.7	65.8
23	24.1	14.0	17.6	13.1	16.1	24.1	35.5	44.1	24.0	57.8	63.7	21.8
24	22.9	18.1	11.7	13.5	19.9	34.3	32.5	44.4	278.	51.8	41.8	23.4
25	17.6	15.5	12.0	17.2	15.5	17.7	15.0	20.2	180.	52.8	54.8	22.7
26	17.6	15.5	12.0	17.2	15.5	17.7	15.0	20.2	180.	52.8	54.8	22.7
27	15.0	18.7	16.0	12.6	15.8	13.1	37.9	38.9	151.	38.7	51.3	15.2
28	16.2	15.9	17.6	8.45	21.6	81.5	19.5	44.4	123.	72.7	42.8	31.4
29	19.1	14.0	7.03	13.1	13.1	37.9	44.7	106.	106.	51.9	47.4	25.5
30	17.4	10.6	15.0	10.6	15.0	68.4	32.4	37.0	34.0	45.8	47.4	15.5
31	17.4	10.6	15.0	10.6	15.0	68.4	32.4	37.0	34.0	45.8	47.4	15.5
TOTAL							42.4	19.3	34.0	31.5	15.7	14.8

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												SECALES ESTIMADAS EN METROS		VOLUMEN EN MILES DE M ³
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECEMBRE	MAXIMO	MINIMO	
ENERO	14.5	14.5	15.0	3.37	5.05	12.7	38.3	42.6	17.8	37.4	16.5	18.3	1.40	0.40	34 819
FEBRERO	24.1	19.2	13.5	12.2	1.27	10.1	17.6	45.6	31.7	20.1	28.4	44.7	1.28	0.44	61 406
MARZO	28.8	10.0	10.4	17.1	12.4	14.5	14.5	54.3	54.3	186.	28.2	37.3	1.33	0.42	52 109
ABRIL	18.7	18.3	12.2	17.6	6.83	14.5	48.4	56.1	57.0	131.	55.7	31.6	1.27	0.39	35 126
MAYO	13.5	13.5	12.1	16.5	5.69	16.5	79.9	54.1	57.0	131.	55.7	41.0	1.27	0.39	209 844
JUNIO	32.3	23.5	18.5	8.03	12.6	28.1	26.7	60.7	64.4	113.	37.0	34.8	2.57	0.46	159 274
JULIO	34.1	21.0	18.2	7.27	12.1	15.0	33.5	71.7	30.9	104.	33.2	34.8	1.57	0.39	115 413
AGOSTO	27.5	19.7	15.0	11.2	11.7	8.00	89.5	62.3	39.4	180.	55.9	58.7	2.72	0.66	235 317
SEPTIEMBRE	22.3	15.0	12.5	10.5	11.3	12.2	38.1	37.1	89.4	105.	55.7	46.7	1.88	0.61	115 027
OCTUBRE	22.3	15.0	12.5	10.5	11.3	12.2	38.1	37.1	89.4	105.	55.7	46.7	1.88	0.61	115 027
NOVIEMBRE	22.3	15.0	12.5	10.5	11.3	12.2	38.1	37.1	89.4	105.	55.7	46.7	1.88	0.61	115 027
DECEMBRE	22.3	15.0	12.5	10.5	11.3	12.2	38.1	37.1	89.4	105.	55.7	46.7	1.88	0.61	115 027
TOTAL							42.4	19.3	34.0	31.5	15.7	14.8	5.77	0.70	1 027 879

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS

INVESTIGACION DE MORFOLOGIA

CUENCA RIO TAMPULCO

RIO JAPALO

ESTACION

TAMPULCO

OFICINA C.F.E.

ANO DE 1977

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE
1	13.7	18.5	14.7	14.2	17.3	25.0	24.3	31.5	37.6	40.3	40.3	16.9
2	13.2	16.8	12.8	16.2	7.27	17.3	16.3	29.9	29.5	14.5	45.0	18.6
3	37.9	27.5	25.4	6.63	11.9	15.7	18.1	16.2	22.2	24.5	45.0	15.0
4	12.6	11.4	11.4	17.0	17.1	4.80	37.4	37.8	30.6	37.0	32.8	24.3
5	17.9	10.3	14.7	16.2	11.0	19.6	61.0	57.5	36.2	57.5	27.0	27.0
6	15.2	12.3	14.7	24.0	11.0	24.0	31.2	35.4	31.5	58.5	37.8	47.8
7	18.4	15.2	16.2	24.0	7.61	24.1	35.4	29.8	31.5	41.5	41.5	29.7
8	18.4	15.2	16.2	24.0	7.61	24.1	35.4	29.8	31.5	41.5	41.5	29.7
9	18.4	15.2	16.2	24.0	7.61	24.1	35.4	29.8	31.5	41.5	41.5	29.7
10	20.3	17.9	20.3	25.6	11.0	11.0	32.2	39.5	27.6	48.5	83.5	51.4
11	22.7	31.7	29.7	24.1	12.3	11.0	34.5	57.4	39.0	44.0	49.8	29.9
12	20.8	19.6	22.7	29.0	15.2	9.03	31.2	70.0	37.8	175	45.0	31.0
13	16.8	14.8	16.2	25.4	16.2	16.2	64.4	79.2	14.7	188.7	41.0	35.7
14	10.8	14.8	16.2	25.4	16.2	16.2	64.4	79.2	14.7	188.7	41.0	35.7
15	10.8	14.8	16.2	25.4	16.2	16.2	64.4	79.2	14.7	188.7	41.0	35.7
16	26.0	19.6	33.0	24.0	21.80	51.3	65.0	21.0	26.7	38.5	28.4	28.4
17	15.7	10.5	31.2	32.1	6.30	61.4	51.4	33.8	37.0	51.5	46.0	34.5
18	35.3	20.8	30.5	15.7	10.6	31.6	59.5	59.0	59.0	51.4	35.4	26.3
19	31.6	17.9	29.6	13.7	18.4	35.3	51.3	37.0	51.3	32.3	28.1	28.1
20	33.6	16.7	16.3	8.10	21.6	37.9	32.2	46.8	32.2	55.8	18.0	27.9
21	30.5	19.6	21.4	7.61	11.0	59.0	47.0	18.5	39.9	50.5	27.6	27.3
22	17.9	24.0	35.4	6.66	9.03	51.4	44.5	24.3	37.6	37.2	45.8	21.6
23	21.7	32.7	31.7	17.9	24.0	37.0	37.0	34.5	39.5	45.8	28.9	15.0
24	21.7	32.7	31.7	17.9	24.0	37.0	37.0	34.5	39.5	45.8	28.9	15.0
25	27.5	19.0	27.4	7.61	21.6	25.4	65.6	21.4	32.5	103	21.6	15.2
26	26.8	16.7	17.3	7.95	17.5	19.6	67.0	24.3	87.3	72.3	72.3	18.2
27	26.8	16.7	17.3	7.95	17.5	19.6	67.0	24.3	87.3	72.3	72.3	18.2
28	32.0	14.1	14.2	11.0	11.0	64.0	14.5	27.0	45.8	77.0	19.8	19.8
29	32.0	14.1	14.2	11.0	11.0	64.0	14.5	27.0	45.8	77.0	19.8	19.8
30	15.3	11.4	11.4	9.81	7.95	34.1	65.9	21.0	51.3	41.3	21.4	27.7
31	22.1	34.0	34.0	15.7	15.7	35.9	39.0	39.0	39.3	39.3	21.4	14.9

RESUMEN ANUAL

MES	GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO												SOCALAS EXTRINSECAS EN METROS			VOLUMEN EN MILES DE M ³
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	
ENERO	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	1.23	0.59	22.4	59.981
FEBRERO	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	1.33	0.57	19.4	47.04
MARZO	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	1.71	0.64	24.7	60.41
ABRIL	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	1.16	0.46	16.2	38.330
MAYO	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	1.91	0.49	25.8	64.946
JUNIO	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	2.16	0.59	42.1	104.075
JULIO	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	1.89	0.68	30.7	78.066
AGOSTO	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	1.89	0.68	30.7	78.066
SEPTIEMBRE	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	2.16	0.59	42.1	104.075
OCTUBRE	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	2.11	0.60	36.3	91.168
NOVIEMBRE	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	1.08	0.45	14.8	37.168
DECIEMBRE	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	1.08	0.45	14.8	37.168
TOTAL															35.1	89.910

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

DATOS HIDROMETRICOS MENSUALES

ESTACION
TEMAPULCO

CORRIENTE
RIO APULCO

CUENCA
RIO TECOAULA

DEPENDENCIA
C.F.E.

MES	1 9 6 1		1 9 6 2		1 9 6 3		VOLUMEN MENSUAL MILES M ³	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	VOLUMEN MENSUAL MILES M ³	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	VOLUMEN MENSUAL MILES M ³
	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S	GASTO MENSUAL M ³ /S										
ENE							16 860	42.0	7.23	12.3	47 318	42 318	17.4	19.6	14.1	34 202
FEB						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
MAR						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
ABR						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
MAY						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
JUN						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
JUL						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
AGO						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
SEP						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
OCT						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
NOV						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
DIC						15 150	17.5	10.8	8.30	14.1	34 202	34 202	17.4	19.6	14.1	34 202
ANUAL																
ENE	64.9	20.5	32.4	13.9	17.5	34.3	63 886	158.8	8.09	27.8	73 921	52.9	52.9	7.09	17.4	48 971
FEB	60.4	6.49	13.6	8.09	18.9	45 738	38 989	168.8	5.10	14.8	49 701	61.7	61.7	8.72	19.5	48 795
MAR	116.4	6.84	13.3	3.38	17.0	45 821	100.4	169.4	4.38	17.0	70.4	87.4	87.4	17.0	43 944	
ABR	42.7	8.12	17.8	4.53	24.3	88 814	326.3	127.1	5.18	17.0	109.2	109.2	8.22	20.8	53 729	
MAY	127.1	12.7	54.1	24.3	34.3	164 393	376.4	281.4	24.3	64.5	381.4	381.4	7.17	34.0	137 001	
JUN	114.4	10.9	29.2	24.1	45.0	116 515	312.4	212.4	24.1	64.5	381.4	381.4	13.5	47.2	176 508	
JUL	309.4	8.01	31.4	24.1	64.1	171 699	402.4	302.4	24.1	64.1	381.4	381.4	18.0	39.3	253 817	
AGO	158.4	11.6	55.9	10.7	41.3	106 537	289.4	109.4	10.7	41.3	289.4	289.4	19.4	60.0	115 232	
SEP	409.4	10.4	43.5	6.07	25.7	86 893	247.4	139.4	6.07	25.7	86 893	86 893	12.9	32.1	59 319	
OCT	137.2	6.12	33.0	4.53	26.7	1273 378	1029.4	1029.4	4.53	26.7	1273 378	1273 378	7.17	47.2	1336 075	
ANUAL																
ENE	57.3	6.40	17.1	8.26	17.1	45 867	151.4	151.4	8.26	17.1	45 867	45 867	9.18	23.7	74 195	
FEB	80.0	4.80	20.5	7.11	15.4	49 611	55.3	55.3	7.11	15.4	49 611	49 611	9.18	23.7	58 841	
MAR	42.3	2.04	17.4	6.16	16.3	42 279	183.4	183.4	6.16	16.3	42 279	42 279	8.80	17.5	48 844	
ABR	60.2	4.69	14.2	7.11	23.8	52 256	171.4	171.4	7.11	23.8	52 256	52 256	9.89	15.1	40 446	
MAY	86.2	6.83	24.5	22.9	55.6	149 046	354.4	354.4	22.9	55.6	149 046	149 046	6.33	13.4	34 270	
JUN	187.1	9.72	28.5	19.0	56.2	150 517	355.4	355.4	19.0	56.2	150 517	150 517	11.0	64.1	127 008	
JUL	165.8	11.3	31.0	19.0	60.4	136 479	308.4	308.4	19.0	60.4	136 479	136 479	12.6	15.4	378 037	
AGO	521.0	35.7	64.8	18.4	23.2	84 065	222.4	222.4	18.4	23.2	84 065	84 065	19.0	49.9	187 374	
SEP	312.8	9.23	25.6	11.5	23.9	90 135	177.4	177.4	11.5	23.9	90 135	90 135	10.2	42.9	111 359	
OCT	161.2	4.89	21.4	6.16	33.0	1074 931	1074 931	1074 931	6.16	33.0	1074 931	1074 931	6.31	40.6	1338 028	
ANUAL																

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARÍA DE PLANEACION, DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
 SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

DEPENDENCIA
 C. F. E.
 COMISARIA
 RIO TECUICUILA
 GOBIERNO
 RIO APRILIO
 ESTACION
 ICAPIAZILCO

MES	GASTO MAXIMO		GASTO MINIMO		VOLUMEN MESESAL MILLS M ³	GASTO MAXIMO		GASTO MINIMO		VOLUMEN MESESAL MILLS M ³	GASTO MAXIMO		GASTO MINIMO		VOLUMEN MESESAL MILLS M ³
	M ³ /S	M ³ /S	M ³ /S	M ³ /S		M ³ /S	M ³ /S	M ³ /S	M ³ /S		M ³ /S	M ³ /S	M ³ /S	M ³ /S	
1 9 7 0															
FEB	63.3	7.74	18.4	5.01	50 901	71.1	5.32	16.8	4.58	45 194	173.1	9.84	30.0	8.0	80 335
MAR	66.4	7.74	19.7	5.35	53 904	72.0	5.89	14.2	5.24	51 844	185.4	9.58	22.4	8.5	58 144
ABR	68.4	6.71	17.7	5.35	53 904	101.1	6.23	20.0	5.24	51 844	185.4	9.58	22.4	8.5	58 144
MAY	77.8	6.71	17.7	5.35	53 904	144.5	5.24	14.8	5.24	39 640	132.2	8.97	19.7	5.2	52 777
JUN	308.	7.74	37.2	6.63	96 603	168.5	9.39	55.1	10.7	77.5	118.9	11.4	87.0	223 610	
JUL	488.	13.4	49.4	13.2	318 768	168.5	16.5	53.4	10.7	77.5	118.9	23.7	15.0	162 142	
AUG	785.	12.7	68.5	10.7	310 521	521.	11.6	43.1	11.1	82.5	386.6	21.2	58.0	151 476	
SEPT	600.	11.9	44.0	12.1	377 404	404.	16.7	35.8	22.2	332 159	159.	15.4	47.7	121 444	
OCT	600.	11.9	44.0	12.1	377 404	404.	10.4	29.6	7.9	455 180	180.	14.9	40.9	108 018	
NOV	65.3	7.73	25.3	6.54	65 649	552.	10.4	29.6	7.9	455 180	180.	14.9	40.9	108 018	
DIC	68.7	6.59	15.6	4.74	61 746	180.	10.4	29.6	7.9	455 180	180.	14.9	40.9	108 018	
ANUAL	777.	4.37	36.7	11.61	708 1872.	1872.	5.24	37.3	3.81	374 1149.	1149.	8.97	37.2	348 427	
1 9 7 1															
FEB	80.3	6.96	19.9	5.30	53 303	81.1	6.83	21.4	5.8	401 58	78.3	10.5	24.8	71 909	
MAR	85.7	7.77	17.1	4.1	524 41	67.3	7.37	17.1	6.69	42 109	34.6	6.80	12.8	31 351	
ABR	85.3	6.91	15.6	3.9	500 59	59.8	6.69	15.7	5.74	35 136	31.6	5.99	12.7	31 631	
MAY	217.	6.68	22.2	5.9	415 66.9	66.9	6.74	13.5	6.05	80.9	100.9	5.34	14.7	39 488	
JUN	312.	10.6	41.3	10.7	078 1278.	1278.	6.05	80.9	8.08	59.4	159 774	222.	16.3	42.4	113 713
JUL	1208.	21.5	101.2	18.2	446 285.	285.	14.0	43.1	11.5	613 354.	354.	15.3	40.9	103 282	
AUG	761.	16.6	73.2	18.9	456 111.	111.	14.0	43.1	11.5	613 354.	354.	15.3	40.9	103 282	
SEPT	328.	13.9	60.4	16.1	821 344.	821.	14.0	43.1	11.5	613 354.	354.	15.3	40.9	103 282	
OCT	328.	13.9	60.4	16.1	821 344.	821.	14.0	43.1	11.5	613 354.	354.	15.3	40.9	103 282	
NOV	110.	8.45	31.0	9.0	418 75.	75.	12.3	36.3	11.5	627 272.	272.	13.0	30.5	78 103	
DIC	110.	8.45	31.0	9.0	418 75.	75.	12.3	36.3	11.5	627 272.	272.	13.0	30.5	78 103	
ANUAL	1208.	4.34	40.9	12.87	857 1278.	1278.	5.74	47.0	4.82	829 557.	557.	5.93	47.1	333 427	
1 9 7 2															
FEB	162.	9.77	61.0	10.8	807 81.5	81.5	9.03	22.4	5.9	281 59	58.7	7.30	19.6	52 800	
MAR	34.0	6.65	21.3	5.7	916 59.0	59.0	7.27	20.6	5.5	385 48.7	48.7	7.30	18.1	43 873	
ABR	127.1	2.08	18.5	4.7	923 52.3	52.3	5.65	19.5	4.5	442 58.0	58.0	4.70	20.4	41 303	
MAY	270.	7.62	51.4	13.1	715 47.2	47.2	6.91	14.2	3.8	130 41.0	41.0	6.25	11.0	29 409	
JUN	353.	52.5	92.1	24.6	645 184.	184.	9.00	35.8	5.6	988 248.	248.	7.30	45.0	118 235	
JUL	379.	14.7	61.5	16.4	682 379.	379.	9.00	35.8	5.6	988 248.	248.	12.8	43.7	117 177	
AUG	379.	14.7	61.5	16.4	682 379.	379.	9.00	35.8	5.6	988 248.	248.	12.8	43.7	117 177	
SEPT	899.	15.2	102.1	24.1	861 127.	127.	9.00	30.1	7.8	664 154.	154.	12.8	43.7	117 177	
OCT	899.	15.2	102.1	24.1	861 127.	127.	9.00	30.1	7.8	664 154.	154.	12.8	43.7	117 177	
NOV	78.7	11.2	44.0	11.4	612 125.	125.	8.25	25.3	4.3	518 125.	125.	12.3	46.0	119 231	
DIC	57.3	9.80	28.1	75	470 379.	379.	4.31	25.3	3.0	585 548.0	548.0	6.10	21.3	112 277	
ANUAL	1308.	6.85	50.3	15.84	711 379.	379.	4.31	25.3	3.0	585 548.0	548.0	6.10	21.3	112 277	

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

DATOS HIDROMETRICOS MENSUALES

DEPENDENCIA C.F.A. CUBIERTA RIO APULCO ESTACION
C.F.A. RIO TECOLUETA COMIENZO TENAMPULCO

MES	CAUDAL MAXIMO M ³ /S	CAUDAL MINIMO M ³ /S	CAUDAL MEDIO M ³ /S	VOLUMEN MILLAS M ³	CAUDAL MAXIMO M ³ /S	CAUDAL MEDIO M ³ /S	VOLUMEN MILLAS M ³	CAUDAL MAXIMO M ³ /S	CAUDAL MEDIO M ³ /S	VOLUMEN MILLAS M ³	CAUDAL MAXIMO M ³ /S	CAUDAL MEDIO M ³ /S	VOLUMEN MILLAS M ³	CAUDAL MAXIMO M ³ /S	CAUDAL MEDIO M ³ /S	VOLUMEN MILLAS M ³
	1 3 7 9															
ENE	31.0	7.40	10.4	54 705												
FEB	75.2	7.40	17.4	42 109												
MAR	40.5	6.80	17.2	47 337												
ABR	155.0	6.80	27.5	59 257												
MAY	231.	8.60	31.8	92 681												
JUN	388.4	9.20	28.9	77 378												
JUL	323.1	7.5	15.5	56 409												
AUG	1231.	20.5	135.	720 809												
SEPT	170.	8.40	37.4	100 205												
OCT	188.	8.40	41.4	197 363												
NOV	78.8	10.5	28.2	75 631												
DIC																
ANUAL	1231.	5.65	48.8	1288 827												
ENE																
FEB																
MAR																
ABR																
MAY																
JUN																
JUL																
AUG																
SEPT																
OCT																
NOV																
DIC																
ANUAL																

I.3 Datos Geológicos

Para investigar los datos geológicos de la zona, se tuvo que buscar la carta geológica de la región. Dicha carta es la conocida como Poza Rica F14-12 del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. Se encontró que la zona en estudio data de la era Cenozoica, del período Cuaternario con un suelo aluvial.

También se encontró que parte de la zona está constituida por lutitas de la era Mesozoica del período Cretácico de la época superior.

Un suelo que ha sido originado por la erosión, transportado por el agua y depositado en la planicie de inundación del río es un suelo aluvial o aluvión. Los depósitos aluviales presentan una regular estratificación. Están compuestos de material rocoso, arcilla, arena, grava y peñascos.

Son frecuentes las lentes o capas de corta extensión horizontal, siendo notables las formadas por materiales gruesos.

Como ya se dijo anteriormente, parte de la zona en estudio está constituida por lutitas. Las lutitas son rocas sedimentarias. Éstas son rocas que han sido formadas por la consolidación o litificación de sedimentos.

Las características de las rocas sedimentarias dependen de una serie de factores que intervienen previamente a su formación, durante la litificación y posteriormente al quedar la roca expuesta a alteraciones por procesos.

Los factores que determinan la clase de roca y sus condiciones particulares son principalmente: la fuente de los sedimentos, el agente erosivo, el agente transportador, los medios ambientes de transporte y de depósito, y la manera en que la roca se consolida. Posteriormente, sus propiedades son modificadas por los esfuerzos a que queda sometida, que la fracturan y la deforman y por la influencia de fenómenos tales como el metamorfismo y el intemperismo. Estos fenómenos pueden

afectar tan profundamente las características de la roca que ésta se transforma completamente, dando lugar a una roca metamórfica o a un suelo.

Dentro del grupo de las rocas formadas por minerales de la arcilla, las lutitas son las que más interesan en ingeniería por su abundancia y por sus propiedades muy particulares. La lutita es una roca esencialmente arcillosa, laminada, con buena resistencia a la compresión y baja al esfuerzo cortante. Las lutitas pueden presentar cualquiera de las siguientes características: ser duras y no laminadas, o ser laminadas y suaves. Son aprovechadas como material impermeable.

Las arcillas y los limos pasan a lutitas a través de un proceso de compactación y cementación, siempre con eliminación de agua.

Dependiendo del grado y carácter de la consolidación, las lutitas varían ampliamente en sus propiedades al quedar sometidas a esfuerzos o a la acción del intemperismo en la superficie.

Las lutitas formadas por compactación exclusivamente vuelven a constituir lodos cuando se sujetan a procesos de saturación y deshidratación; en cambio las lutitas bien cementadas son bastante resistentes a estos cambios.

Ninguna clase de roca varía tanto como las lutitas. El término lutita, a menudo a venido a significar una roca pobrementemente calificada y de mala reputación. Se intemperiza con facilidad. También reciben el nombre de filitas.

La lutita es una roca muy abundante en México y en general contiene carbonato de calcio en cantidades poco importantes.

C a p í t u l o I I

Probabilidad y Estadística aplicada a la Hidrología

II Probabilidad y Estadística aplicada a la Hidrología

Para el proyecto de cualquier tipo de obra, en cada una de las ramas de la ingeniería civil, es necesario tomar en cuenta los posibles eventos futuros. Si todas las variables que intervienen en el diseño fueran determinísticas, o sea, si su valor pudiera predecirse con absoluta precisión, bastaría hacer el diseño para que su resistencia ante todos los posibles estados límite de falla fuera ligeramente superior que la acción correspondiente. Otro caso sería la determinación de la avenida de diseño para el vertedor de una presa, que es un evento necesario para determinar las dimensiones de la obra.

Esto es que en la realidad existen incertidumbres en todo el proceso de diseño que hacen que no puedan fijarse con precisión el valor de ninguna de las variables que intervienen.

Cuando algún proceso evoluciona en el tiempo y el espacio en una forma que es parcialmente predecible y parcialmente aleatoria se le conoce con el nombre de proceso estocástico.

A veces la variabilidad aleatoria del proceso es tan grande comparada con su variabilidad determinística, que se justifica que el proceso se trate como puramente aleatorio. De esta manera, el valor de una observación no está correlacionada con los valores de observaciones anteriores o posteriores, y las propiedades estadísticas de todas las observaciones son iguales.

Si en un sistema hidrológico no existe correlación entre el conjunto de observaciones, este sistema es tratado como estocástico, esto es, independiente del espacio e independiente del tiempo. Este tipo de tratamiento es apropiado para información hidrológica promediada a lo largo de intervalos de tiempos grandes, como la que se tiene en este estudio.

Conceptos Fundamentales de Probabilidad y Estadística

Hay eventos de interés que ocurren o no ocurren con certeza. Esto se debe a que hay ciertas condiciones que permiten o no permiten que sucedan.

Estas condiciones se pueden expresar como:

- a) Si se presenta un conjunto de condiciones X , entonces el evento x seguramente ocurre; o bien
- b) Si se presenta un conjunto de condiciones X , entonces el evento x no puede ocurrir.

Esto es que en el primer caso, x es un evento seguro con respecto a las condiciones X y en el segundo caso, x es un evento imposible.

Cuando un evento x , en presencia de un conjunto de condiciones X , a veces ocurre y a veces no, se llama evento aleatorio con respecto al conjunto de condiciones X .

Entonces, así tenemos que una variable aleatoria es aquella cuyo valor no puede ser fijado con precisión en el momento de tomar una decisión. Las probabilidades de que una variable tome diferentes valores están descritas por una función de distribución de probabilidades o función de densidad de probabilidades.

La distribución determina la posibilidad de que una observación x de la variable caiga en un rango especificado de X .

Un conjunto de observaciones $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ de la variable aleatoria se denomina una muestra. Se supone que las muestras son sacadas de una hipotética población infinita que posee propiedades estadísticas constantes, mientras que las propiedades de una muestra pueden variar de una muestra a otra.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

El conjunto de todas las muestras posibles que pueden extraerse de una población se conoce como el espacio muestral, y un evento es un subconjunto del espacio muestral. Como se muestra en la figura 2.1.

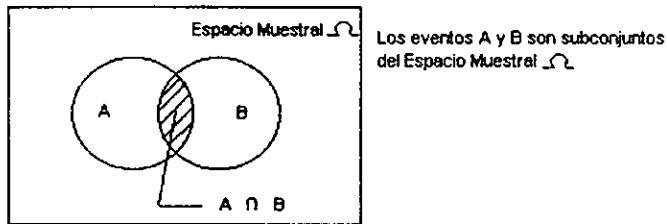


FIGURA 2.1

La probabilidad de un evento A , $P(A)$, es la posibilidad de que éste ocurra cuando se hace una observación de la variable aleatoria. Las probabilidades de eventos pueden estimarse. Si una muestra de n observaciones tiene n_A valores en el rango de evento A , entonces la frecuencia relativa de A es n_A/n .

A medida que el tamaño de la muestra aumenta, la frecuencia relativa se convierte progresivamente en una estimación mejor de la probabilidad del evento, es decir, $P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} (n_A/n)$.

Cuando las probabilidades dependen concretamente de las observaciones de la variable aleatoria, se le conocen como probabilidades objetivas o posteriores. Cuando se estima un evento con base en un juicio o experiencia se le conoce como probabilidad subjetiva o a priori.

Las probabilidades de eventos obedecen ciertos principios:

1.- Probabilidad Total. Si el Espacio Muestral Ω está completamente dividido en m eventos o áreas no traslapadas $A_1, A_2, A_3, \dots, A_m$, entonces

$$P(A_1) + P(A_2) + P(A_3) + \dots + P(A_m) = P(\Omega) = 1$$

2.- Complementariedad. Se sigue que si \bar{A} es el complemento de A, es decir, $\bar{A} = \Omega - A$, entonces $P(\bar{A}) = 1 - P(A)$.

3.- Probabilidad Condicional. Supóngase que existen dos eventos A y B, tal como se muestra en la figura 2.1. Su intersección es $A \cap B$, el evento de que tanto A como B ocurran. Si $P(A/B)$ es la probabilidad condicional de que ocurra B dado de que ya ha ocurrido A, entonces la probabilidad conjunta de que A y B ocurran, $P(A \cap B)$, es el producto de $P(B/A)$ y la probabilidad de que A ocurra, es decir,

$$P(A \cap B) = P(B/A) P(A), \quad \text{ó} \quad P(B/A) = P(A \cap B)/P(A) .$$

Si la ocurrencia de B no depende de la ocurrencia de A se dice que los eventos son independientes y $P(B/A) = P(B)$. Para eventos independientes, de la igualdad anterior, se tiene:

$$P(A \cap B) = P(A) P(B)$$

El concepto de eventos u observaciones independientes es crítico para la interpretación estadística correcta de secuencias de información hidrológica, porque si la información es independiente puede analizarse sin tener en cuenta su orden de ocurrencia. Si observaciones sucesivas están correlacionadas, es decir, no independientes, los métodos estadísticos requeridos son más complejos debido a que la probabilidad conjunta $P(A \cap B)$ de eventos sucesivos no es igual a $P(A)P(B)$.

Por otro lado, el objetivo de la estadística es extraer la información esencial de un conjunto de datos, reduciendo un conjunto grande de números a un conjunto pequeño de números. Las estadísticas son números calculados de una muestra los cuales resumen sus características más importantes. Los parámetros estadísticos son características de una población.

Un parámetro estadístico es el valor esperado E de alguna función de alguna variable aleatoria. Un parámetro simple es la media μ , el valor esperado de la variable aleatoria. Para una variable aleatoria

X , la media es $E(x)$, y se calcula como el producto de x y la correspondiente densidad de probabilidad $f(x)$, integrando sobre el rango factible de la variable aleatoria:

$$E(x) = \mu = \int x f(x) dx$$

$E(x)$ es el primer momento alrededor del origen de la variable aleatoria, una medida del punto medio o "tendencia central" de la distribución.

La estimación por la muestra de la media es el promedio \bar{x} de la información de la muestra:

$$\bar{x} = (1/n) \sum_{i=1}^n x_i$$

La variabilidad de la información se mide por medio de la varianza σ^2 , la cual es el segundo momento alrededor de la media:

$$E((x - \mu)^2) = \sigma^2 = \int (x - \mu)^2 f(x) dx$$

El valor estimado de la varianza de la muestra está dado por:

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

En la cual el divisor es $n - 1$ en lugar de n para asegurar que la estadística de la muestra no sea sesgada, es decir, que no tenga una tendencia, en promedio, a ser mayor o menor que el valor verdadero. La varianza tiene dimensiones de $[X]^2$. La desviación estándar o es una medida de la variabilidad que tiene las mismas dimensiones de X . La cantidad de desviación estándar se ilustra en la figura 2.2; a medida que la desviación estándar aumenta, aumenta la dispersión de la información. El coeficiente de variación $CV = \sigma/\mu$, estimado por S/\bar{x} , es una medida adimensional de la variabilidad.

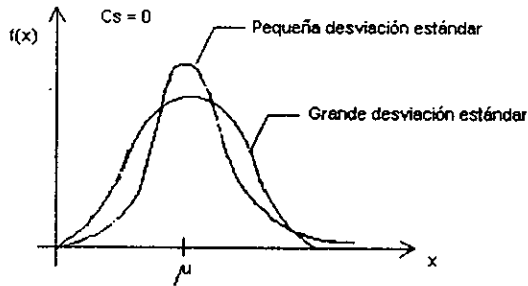


FIGURA 2.2 Desviación Estándar $\sqrt{\quad}$

La simetría de una distribución alrededor de la media se mide utilizando la asimetría (oblicuidad) la cual es el tercer momento alrededor de la media:

$$E[(x - \mu)^3] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^3 f(x) dx$$

La asimetría normalmente se obtiene en forma adimensional dividiendo la ecuación anterior por σ^3 para dar el coeficiente de asimetría γ :

$$\gamma = (1/\sigma^3) E[(x - \mu)^3]$$

Un estimativo de la muestra de el coeficiente de asimetría γ está dado por:

$$Cs = n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 / (n-1) (n-2) S^3 \quad \delta$$

$$Cs = [n^2(\sum_{i=1}^n x^3) - 3n(\sum_{i=1}^n x)(\sum_{i=1}^n x^2) + 2(\sum_{i=1}^n x^3)] / [n(n-1)(n-2)S^3]$$

Para la asimetría positiva ($\gamma > 0$), la información está desviada hacia la derecha, con sólo un pequeño número de valores grandes; para una asimetría negativa ($\gamma < 0$), la información está desviada hacia la izquierda, como se muestra en la figura 2.3 .

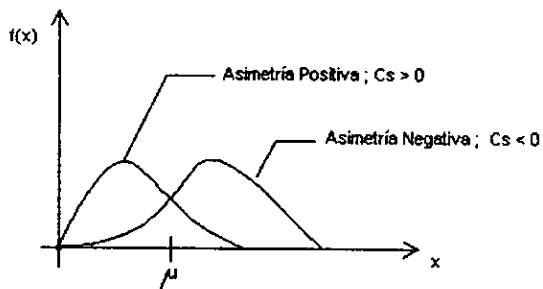


FIGURA 2.3 Coeficiente de Asimetría C_s .

Si los datos tienen una asimetría pronunciada, un pequeño número de valores extremos causa un efecto significativo en la media aritmética, luego son apropiadas medidas alternativas de la tendencia central, como la mediana o la media geométrica.

La tabla siguiente resume las ecuaciones para algunos parámetros de población y de sus estadísticas de muestra.

Parámetro de la población	Estadística de la Muestra
<p>1.- Punto Medio.</p> <p>Media Aritmética $\mu = E(x) = \int x f(x) dx$</p> <p>Mediana x tal que $F(x) = 0.5$</p> <p>Media Geométrica Antilog $[E(\log x)]$</p>	$\bar{x} = (1/n) \sum_{i=1}^n x_i$ <p>Valor de la información en el 50o. percentil</p> $(\prod_{i=1}^n x_i)^{1/n}$
<p>2.- Variabilidad</p> <p>Varianza $\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$</p> <p>Desviación Estándar $\sigma = \{E[(x - \mu)^2]\}^{1/2}$</p> <p>Coficiente de Variación $CV = \sigma/\mu$</p>	$S^2 = (1/(n - 1)) \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$ $S = [(1/(n - 1)) \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2]^{1/2}$ $CV = S/\bar{x}$
<p>3.- Simetría</p> <p>Coficiente de Asimetría (oblicuidad) $\gamma = E[(x - \mu)^3]/\sigma^3$</p>	$Cs = n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 / (n - 1)(n - 2)S^3$

La función de frecuencia relativa $f_s(x)$ es aquella en la cual el número de observaciones n_i en el intervalo i , que cubre el rango $[x_i - \delta x, x_i]$, se divide por el número total de observaciones n :

$$f_s(x) = n_i/n$$

la cual es una estimación de $P(x_i - \delta x <= X <= x_i)$, la probabilidad de que la variable aleatoria X caiga en el intervalo $[x_i - \delta x, x_i]$. El subíndice s indica que la función se calcula utilizando información de la muestra.

La suma de los valores de las frecuencias relativas hasta un punto dado es la función de frecuencia acumulada $F_s(x)$:

$$F_s(x_i) = \sum_{j=1}^i f_s(x_j)$$

es un estimativo de $P(X <= x_i)$, la probabilidad acumulada de x_i .

Las funciones de frecuencia relativa y de frecuencia acumulada están definidas para una muestra; las funciones correspondientes para la población se aproximan como límites a medida que $n \rightarrow \infty$ y $\delta x \rightarrow 0$. En el límite la función de frecuencia relativa dividida por el intervalo de longitud δx se convierte en la función de densidad de probabilidad $f(x)$:

$$f(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \delta x \rightarrow 0}} f_s(x)/\delta x$$

La función de frecuencia acumulada se convierte en la función de distribución de probabilidad $F(x)$,

$$F(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \delta x \rightarrow 0}} F_s(x)$$

cuya derivada es la función de densidad de probabilidad

$$f(x) = dF(x)/dx$$

Para un valor dado de x , $F(x)$ es la probabilidad acumulada $P(X <= x)$, y puede expresarse como la integral de la función de densidad de probabilidad sobre el rango $X <= x$:

$$P(X \leq x) = F(x) = \int_{-\infty}^x f(u) du$$

Donde u es una variable auxiliar de integración.

Desde el punto de vista de ajuste de la información de la muestra a una distribución teórica, las cuatro funciones; frecuencia relativa $f_s(x)$ y frecuencia acumulada $F_s(x)$ para la muestra, y distribución de probabilidad $F(x)$ y densidad de probabilidad $f(x)$ para la población; pueden ordenarse en un ciclo, como se muestra en la figura 2.4 . Si empezamos por la parte superior izquierda de la figura, a), la función de frecuencia relativa se calcula utilizando los datos de la muestra divididos en intervalos y acumulados para formar la función de frecuencia acumulada mostrada en la parte inferior izquierda, b). La función de distribución de probabilidad, en la parte inferior derecha, c), es el límite teórico de la función de frecuencia acumulada a medida que el tamaño de la muestra se vuelve infinitamente grande y el intervalo de la información infinitamente pequeño. La función de densidad de probabilidad, en la parte superior derecha, d), es el valor de la pendiente de la función de distribución para un valor específico de x . El ciclo puede cerrarse calculando un valor teórico de la función de frecuencia relativa, denominado la función de probabilidad incrementada:

$$\begin{aligned} p(x_i) &= P(x_i - \delta x \leq X \leq x_i) \\ &= \int_{x_i - \delta x}^{x_i} f(x) dx \\ &= \int_{-\infty}^{x_i} f(x) dx - \int_{-\infty}^{x_i - \delta x} f(x) dx \\ &= F(x_i) - F(x_i - \delta x) \\ &= F(x_i) - F(x_{i-1}) \end{aligned}$$

La comparación entre $p(x_i)$ y la función de frecuencia relativa observada $f_s(x_i)$ para cada x_i puede utilizarse como una medida del grado de ajuste de la distribución a la información.

Las funciones de frecuencia relativa, frecuencia acumulada y distribución de probabilidad son todas adimensionales y varían en el rango $[0,1]$. Sin embargo, como $dF(x)$ es adimensional y dx tiene las dimensiones de X , la función de densidad de probabilidad $f(x) = dF(x)/dx$ tiene las dimensiones de $[X]^{-1}$ y varía en el rango $[0, \infty)$. La relación

$dF(x) = f(x) dx$ puede describirse diciendo que $f(x)$ representa la "densidad" o "concentración" de probabilidad en el intervalo $[x, x+dx]$.

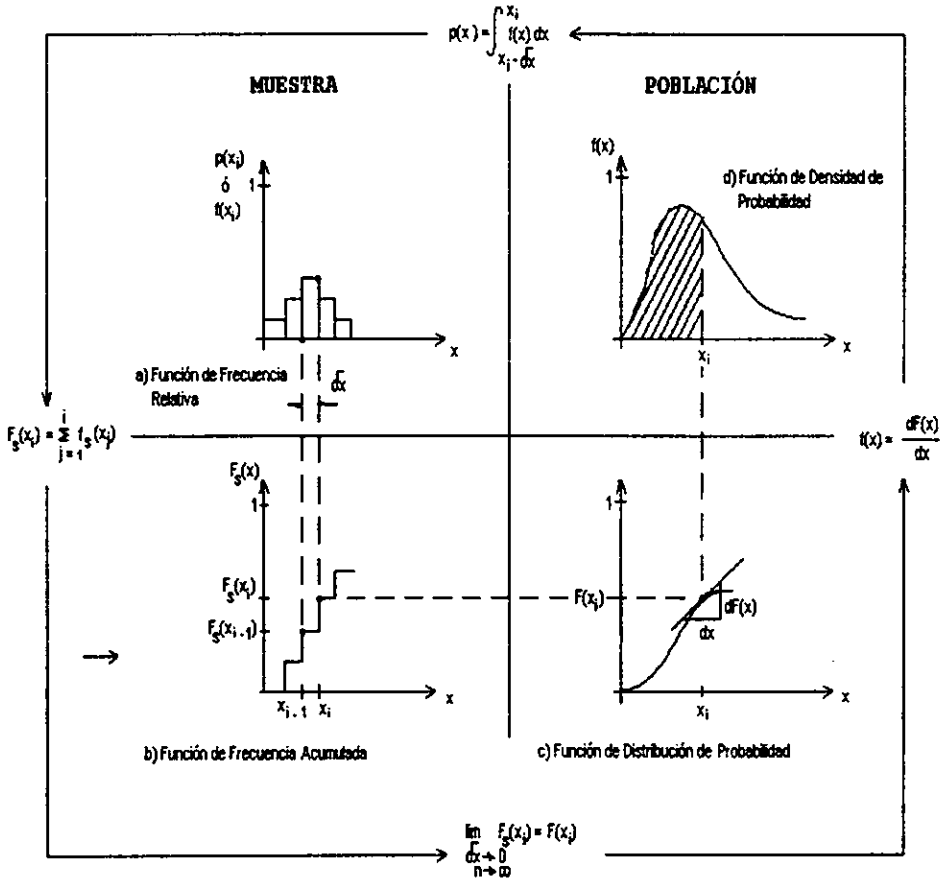


FIGURA 24

II.1 Funciones de Distribución de Probabilidad utilizadas en Hidrología

Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en sus parámetros asociados. Esto es que para este caso; los registros de los gastos máximos anuales acumulados durante 19 años, pueden ajustarse a una distribución de probabilidad para después extrapolar el valor de un gasto de diseño para un período de retorno determinado. El ajuste de distribuciones puede llevarse a cabo por el método de los momentos o el método de la máxima verosimilitud.

El método de los momentos y el método de la máxima verosimilitud se describen a continuación.

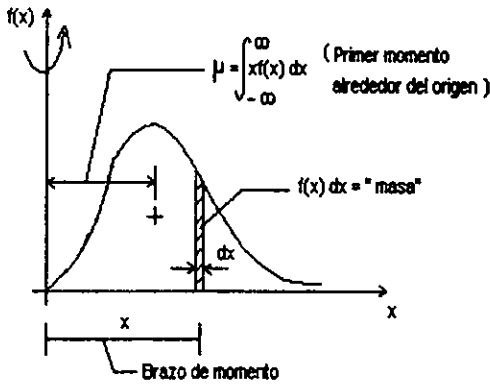
Método de los Momentos.

Este método considera que unos buenos estimativos de los parámetros de una función de probabilidad son aquellos para los cuales los momentos de la función de densidad de probabilidad alrededor del origen son iguales a los momentos correspondientes de la información de la muestra. Como se puede ver en la figura 2.1.1, si a cada uno de los valores de la información se le asigna una "masa" hipotética igual a su frecuencia relativa de ocurrencia $(1/n)$ y si se imagina que este sistema de masas se rota alrededor del origen $x = 0$, entonces el primer momento de cada observación x_i alrededor del origen es el producto de su brazo de momento x_i y de su masa $1/n$, y la suma de estos momentos para toda la información es la media de la muestra.

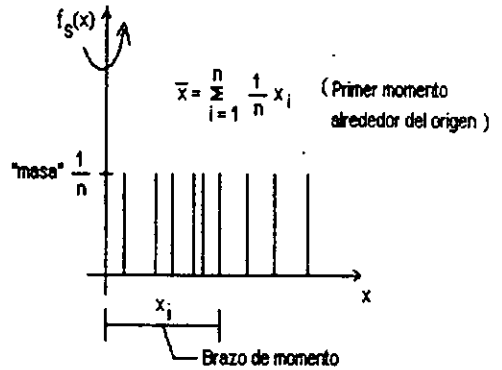
$$\sum_{i=1}^n (x_i/n) = (1/n) \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x}$$

Esto es equivalente al centroide de un cuerpo. El centroide correspondiente de la función de probabilidad es:

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x) dx$$



a) Función de densidad de probabilidad



b) Información de la Muestra

FIGURA 2.1.1

Igualmente, el segundo y el tercer momento en la distribución de probabilidad pueden igualarse a los valores de la muestra para determinar los valores de los parámetros de la distribución de probabilidad.

Originalmente se consideró solamente momentos alrededor del origen, pero posteriormente se volvió común el uso de la varianza como el segundo momento central, $\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$, y el coeficiente de asimetría como el tercer momento central estandarizado, $\gamma = E[(x - \mu)^3] / \sigma^3$, para determinar el segundo y el tercer parámetro de la distribución si se requería.

Método de la Máxima Verosimilitud.

Este método considera que el mejor valor de un parámetro de una distribución de probabilidad debería ser el valor que maximizara la verosimilitud o probabilidad conjunta de ocurrencia de la muestra observada. Consiste en que el espacio muestral se divide en intervalos de longitud dx y se toma una muestra de observaciones independientes e idénticamente distribuidas $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$. El valor de la densidad de probabilidad para $X = x_i$ es $f(x_i)$, y la probabilidad de que la variable aleatoria ocurra en el intervalo que incliye x_i es $f(x_i) dx$. Debido a que las observaciones son independientes, su probabilidad de ocurrencia conjunta está dada, por $P(A \cap B) = P(A) P(B)$ como el producto $f(x_1)dx f(x_2)dx f(x_3)dx \dots, f(x_n)dx = [\prod_{i=1}^n f(x_i)]dx^n$, y puesto que el tamaño del intervalo dx es fijo, el maximizar la probabilidad conjunta de la muestra observada es equivalente a maximizar la función:

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i)$$

llamada función de verosimilitud. Debido a que muchas funciones de densidad de probabilidad son exponenciales, algunas veces es conveniente trabajar con la función logaritmo de la verosimilitud:

$$\ln L = \sum_{i=1}^n \ln [f(x_i)]$$

El método de la máxima verosimilitud teóricamente es el más correcto para ajustar distribuciones de probabilidad a información en el sentido de que produce los estimativos de parámetros más eficientes, aquellos que estiman los parámetros de la población con los menores errores promedio. Pero, para algunas distribuciones de probabilidad, no existe solución analítica para todos los parámetros en términos de las estadísticas de la muestra y la función logaritmo de verosimilitud debe maximizarse numéricamente, lo cual puede ser bastante difícil. En general, el método de los momentos es más fácil de aplicar que el método de la máxima verosimilitud y es más apropiado para análisis prácticos en hidrología. Es por esto que se utilizará el método de los momentos en el capítulo IV.

A continuación se presenta una selección de las distribuciones de probabilidad comunmente utilizadas para variables hidrológicas.

II.1.1 Distribución Gaussiana o Normal

La distribución normal surge del teorema del límite central, el cual establece que si una secuencia de variables aleatorias X_i son independientes y están idénticamente distribuidas con media μ y varianza σ^2 , entonces la distribución de la suma de n de estas variables aleatorias, $Y = \sum_{i=1}^n X_i$, tiende hacia la distribución normal con media $n\mu$ y varianza $n\sigma^2$ a medida que n aumenta. El punto importante es que esto es cierto sin importar cuál es la función de distribución de probabilidad de X .

Así, por ejemplo, la distribución de probabilidad de la media de la muestra $\bar{x} = (1/n) \sum_{i=1}^n x_i$ puede aproximarse como una distribución normal con media μ y varianza $(1/n)^2 n\sigma^2 = \sigma^2/n$ sin importar cuál es la distribución de x . Las variables hidrológicas calculadas como la suma de los efectos de muchos eventos independientes tienden a seguir la distribución normal. Las principales limitaciones de la distribución normal en la descripción de variables hidrológicas son, por un lado, que ésta varía a lo largo de un rango continuo $[-\infty, \infty]$, mientras que la mayor parte de las variables hidrológicas son no negativas, y por otro lado, que es simétrica alrededor de la media, mientras que la información hidrológica tiende a ser asimétrica.

La función de densidad de probabilidad de la distribución normal está definida por:

$$f(x) = (1/(2n\sigma)^{1/2}) e^{-(1/2)((x-\mu)/\sigma)^2}$$

donde μ y σ son parámetros. Esta función puede simplificarse definiendo la variable normal estándar como:

$$z = (x - \mu) / \sigma$$

La distribución normal estándar correspondiente tiene la siguiente función de densidad de probabilidad:

$$f(z) = (1/(2\pi)^{1/2}) e^{-(1/2)z^2} \quad -\infty < z < \infty$$

la cual depende solamente del valor z y se encuentra graficada en la figura 2.1.1.1 .

La función de distribución de probabilidad normal estándar,

$$F(z) = \int_{-\infty}^z (1/\sqrt{2\pi}) e^{-(1/2)u^2} du$$

Donde u es una variable de integración auxiliar, no tiene forma analítica. Sus valores están tabulados en la tabla 2.1.1.1 y pueden aproximarse mediante el siguiente polinomio:

$$B = (1/2) [1 + 0.196854|z| + 0.115194|z|^2 + 0.000344|z|^3 + 0.019527|z|^4]^{-4}$$

donde $|z|$ es el valor absoluto de z y la distribución normal estándar tiene:

$$\begin{aligned} F(z) &= B && \text{para } z < 0 \\ &= 1 - B && \text{para } z \geq 0 \end{aligned}$$

El error de la evaluación de $F(z)$ utilizando esta fórmula es menor de 0.00025 .

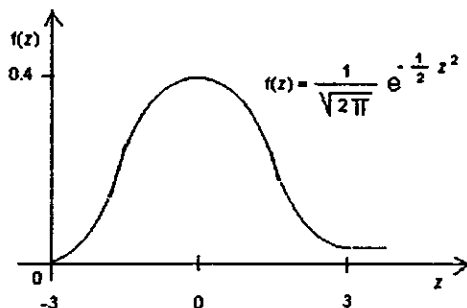
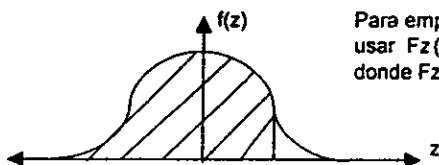


FIGURA 2.1.1.1 Función de densidad de Probabilidad para la distribución Normal Estándar $\mu = 0$, $\sigma = 1$

TABLA 2.1.1.1
 Probabilidad acumulada de la Distribución Normal Estándar

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.670	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9707
1.9	0.9713	0.9717	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9757	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9871	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9441	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998



Para emplear la tabla para $z < 0$,
 usar $F_z(z) = 1 - F_z(|z|)$
 donde $F_z(|z|)$ es el valor tabulado.

II.1.2 Distribución Lognormal

Si la variable aleatoria $Y = \log X$ está normalmente distribuida, entonces se dice que X está distribuida en forma lognormal. Esta distribución se aplica a variables hidrológicas formadas como productos de otras variables debido a que si $X = X_1 X_2 X_3 \dots X_n$, entonces $Y = \log X = \sum_{i=1}^n \log X_i = \sum_{i=1}^n Y_i$, lo cual tiende a la distribución normal para valores grandes de n siempre y cuando los X_i sean independientes y estén idénticamente distribuidos. Se ha encontrado que la distribución lognormal describe la distribución de la conductividad hidráulica en un medio poroso, la distribución de tamaño de gotas de lluvia en una tormenta y otras variables hidrológicas. La distribución lognormal tiene las ventajas sobre la distribución normal de que está limitada ($X > 0$) y de que la transformación log tiende a reducir la asimetría positiva comúnmente encontrada en información hidrológica, debido a que al tomar logaritmos se reducen en una proporción mayor los números grandes que los números pequeños. Algunas limitaciones de la distribución lognormal son, por un lado, que tiene solamente dos parámetros α y β , por otro lado, que requiere que los logaritmos de los datos sean simétricos alrededor de su media.

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = (1/2\pi)^{1/2} (1/x\beta) e^{-1/2((\ln x - \alpha)/\beta)^2}$$

donde α y β son los parámetros de la distribución y son respectivamente la media y la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria.

Los valores de α y β se estiman a partir de n observaciones x_i , $i = 1, 2, 3, \dots, n$, como:

$$\alpha = \sum_{i=1}^n (\ln x_i) / n$$
$$\beta = [\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \alpha)^2 / n]^{1/2}$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \left(\frac{1}{(2\pi)^{1/2}} \right) \left(\frac{1}{x\beta} \right) e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta} \right)^2} dx$$

Los valores de la función de distribución de probabilidad anterior se obtienen usando la tabla 2.1.1.1 si la variable estandarizada se define como:

$$z = (\ln x - \alpha) / \beta$$

II.1.3 Distribución Gamma

El tiempo que toma la ocurrencia de un número β de eventos en un proceso de Poisson está descrito por la distribución Gamma, la cual es la distribución de una suma de β variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente. La distribución gamma tiene una forma que varía suavemente similar a la función de densidad de probabilidad típica y es muy útil para la descripción de variables hidrológicas asimétricas sin el uso de la transformación log. Se ha aplicado a la descripción de la distribución de profundidades de precipitaciones en tormentas, por ejemplo. La distribución gamma incluye la función gamma $\Gamma(\beta)$, la cual está dada por:

$$\Gamma(\beta) = (\beta - 1)! = (\beta - 1) (\beta - 2) (\beta - 3) \dots (3) (2) (1)$$

para un entero positivo β , y en general por:

$$\Gamma(\beta) = \int_0^{\infty} u^{\beta-1} e^{-u} du$$

La distribución gamma de dos parámetros tiene como límite inferior cero, lo cual es una desventaja para la aplicación a variables hidrológicas que tienen un límite inferior superior a cero.

La función de densidad de probabilidad está dada por:

$$f(x) = (\lambda^{\beta} x^{\beta-1} e^{-\lambda x}) / \Gamma(\beta) \quad \text{donde } \Gamma = \text{función Gamma}$$

Para este estudio la distribución Gamma se utilizará de la forma en que se presenta a continuación:

$$x_T = \alpha \beta [1 - (1/9\beta) + U_T (1/9\beta)^{1/2}]^3$$

$$\alpha = S^2/\bar{x}$$

$$\beta = (\bar{x}/S)^2$$

$$U_T = w - [(C_0 + C_1w + C_2w^2)/(1 + d_1w + d_2w^2 + d_3w^3)]$$

$$W = (\text{Ln } (1/(1 - P(x))^2))^{1/2}$$

$$C_0 = 2.515517$$

$$C_1 = 0.802853$$

$$C_2 = 0.010328$$

$$d_1 = 1.432788$$

$$d_2 = 0.189269$$

$$d_3 = 0.001308$$

II.1.4 Distribución de Gumbel

Esta distribución también es llamada Distribución de valor extremo Tipo I .

Los valores extremos son valores máximos o mínimos seleccionados de conjuntos de datos. Por ejemplo, el gasto máximo anual en un lugar dado es el mayor gasto registrado durante un año y los valores de gasto máximo anual para cada año de registro histórico conforman un conjunto de valores extremos que puede analizarse estadísticamente.

Las distribuciones de valores extremos seleccionados de conjuntos de muestras de cualquier distribución de probabilidad convergen en una de las tres formas de distribuciones de valor extremo cuando el número de valores extremos seleccionados es grande. Las propiedades de las tres formas limitantes fueron desarrolladas en mayor detalle, para la distribución de valor extremo tipo I por Gumbel, para la distribución de valor extremo tipo II por Frechet y para la distribución de valor extremo tipo III por Weibull.

Estas tres formas limitantes son casos especiales de una distribución única llamada la Distribución de Valor Extremo General. Su función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = e^{-\left(1 - k(x - u)/\alpha\right)^{1/k}}$$

donde k , u y α son parámetros que deben ser determinados.

Los tres casos limitantes son 1) para $k = 0$, la distribución de Gumbel, para la cual la función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = (1/\alpha) e^{-\left((x - u)/\alpha\right)} e^{-\left[-(x - u)/\alpha\right]}$$

2) Para $k < 0$, la distribución de Frechet, para la cual la función general se aplica con $(u + (\alpha/k)) \leq x \leq \infty$, y 3) para $k > 0$, la distribución de Weibull para la cual la función general se aplica en

$-\infty \leq x \leq (u + (\alpha/k))$. En todos los tres casos, se supone que α es positivo.

Para la distribución de Gumbel, x no tiene límites, mientras que para la distribución de Frechet, x está acotado por abajo (por $u+(\alpha/k)$), y para la distribución de Weibull, x está similarmente acotado por arriba.

Para este estudio se utilizará la Distribución de Gumbel, la cual su función de distribución de probabilidad de x tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x - \beta)}}$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \alpha e^{-(\alpha(x - \beta))} \cdot e^{-e^{-\alpha(x - \beta)}}$$

donde α y β son los parámetros de la función.

Los parámetros α y β se estiman como:

$$\alpha = 1.2825/S$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 S$$

para muestras muy grandes, o bien como:

$$\alpha = \sigma_y/S$$

$$\beta = \bar{x} - \mu_y/\alpha$$

para muestras relativamente pequeñas, donde μ_y y σ_y se muestran en la tabla 2.1.4.1 , que se muestra a continuación.

Tabla 2.1.4.1

N	μ_y	σ_y	N	μ_y	σ_y
8	0.4843	0.9043	41	0.5442	1.1436
9	0.4902	0.9288	42	0.5448	1.1458
10	0.4952	0.9497	43	0.5453	1.1480
11	0.4996	0.9676	44	0.5458	1.1499
12	0.5035	0.9833	45	0.54630	1.15185
13	0.5070	0.9972	46	0.5468	1.1538
14	0.5100	1.0095	47	0.5473	1.1557
15	0.5128	1.02057	48	0.5477	1.1574
16	0.5157	1.0316	49	0.5481	1.1590
17	0.5181	1.0411	50	0.54854	1.16066
18	0.5202	1.0493	51	0.5489	1.1623
19	0.5220	1.0566	52	0.5493	1.1638
20	0.52355	1.06283	53	0.5497	1.1653
21	0.5252	1.0696	54	0.5501	1.1667
22	0.5268	1.0754	55	0.5504	1.1681
23	0.5283	1.0811	56	0.5508	1.1696
24	0.5296	1.0864	57	0.5511	1.1708
25	0.53086	1.09145	58	0.5515	1.1721
26	0.5320	1.0961	59	0.5518	1.1734
27	0.5332	1.1004	60	0.55208	1.17467
28	0.5343	1.1047	62	0.5527	1.1770
29	0.5353	1.1086	64	0.5533	1.1793
30	0.53622	1.11238	66	0.5538	1.1814
31	0.5371	1.1159	68	0.5543	1.1834
32	0.5380	1.1193	70	0.55477	1.18536
33	0.5388	1.1226	72	0.5552	1.1873
34	0.5396	1.1255	74	0.5557	1.1890
35	0.54034	1.12847	76	0.5561	1.1906
36	0.5410	1.1313	78	0.5565	1.1923
37	0.5418	1.1339	80	0.55688	1.19382
38	0.5424	1.1363	82	0.5572	1.1953
39	0.5430	1.1388	84	0.5576	1.1967
40	0.54362	1.14132	86	0.5580	1.1980

N	μ_y	σ_y	N	μ_y	σ_y
88	0.5583	1.1994	200	0.56715	1.23598
90	0.55860	1.20073	250	0.56878	1.24292
92	0.5589	1.2020	300	0.56993	1.24786
94	0.5592	1.2032	400	0.57144	1.25450
96	0.5595	1.2044	500	0.57240	1.25880
98	0.5598	1.2055	750	0.57377	1.26506
100	0.56002	1.20649	1000	0.57450	1.26851
150	0.56461	1.22534		0.57722	1.28255

II.1.5 Distribución Doble Gumbel

Esta distribución también es llamada Distribución de Dos Poblaciones. Se le denomina de esta manera porque las variables hidrológicas pertenecen a dos poblaciones diferentes. Por ejemplo los gastos máximos anuales. Esto es que la primera población sea aquella en la que los gastos sean producidos por precipitaciones relacionadas con los fenómenos meteorológicos dominantes en la región en estudio, y la segunda población es la de los gastos producidos por precipitaciones ciclónicas, normalmente mayores que los primeros.

La función de distribución de probabilidad se puede expresar como:

$$F(x) = F_1(x) [p + (1 - P) F_2(x)]$$

donde $F_1(x)$ es la función o funciones de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales no producidos por tormentas ciclónicas $F_2(x)$ es la función de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales producidos por tormentas ciclónicas. p es la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica.

Para este criterio es necesario, en primer lugar, estimar p , la probabilidad de que en un año cualquiera sea no ciclónico.

El valor de p será entonces:

$$P = N_n/N_T$$

donde N_n es el número de años de registro en el que el gasto máximo no se produjo por una tormenta ciclónica y N_T es el número total de años de registro.

Una vez estimado el valor de p , se evalúa el resto de los parámetros de la siguiente forma:

Es común que se acepte que $F_1(x)$ y $F_2(x)$ son del tipo Gumbel. Entonces la función de distribución de probabilidad queda:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x - \beta_1)}} [p + (1 - p) e^{-e^{-\alpha_2(x - \beta_2)}}]$$

donde α_1 y β_1 son los parámetros correspondientes a la población no ciclónica y α_2 y β_2 corresponden a la ciclónica.

II.1.6 Distribución Exponencial

Los procesos de Poisson son eventos los cuales ocurren instantanea e independientemente en un horizonte de tiempo, o a lo largo de una línea. El tiempo entre tales eventos está descrito por una distribución exponencial cuyo parámetro λ es la tasa media de ocurrencia de los eventos. La ventaja de la distribución exponencial radica en que es fácil estimar λ a partir de la información observada y que la distribución exponencial se adapta muy bien a estudios teóricos. Su desventaja es que requiere que la ocurrencia de cada evento sea completamente independiente de sus vecinos, lo cual puede ser un supuesto no válido para el proceso en estudio y esto ha llevado a los investigadores a estudiar varias formas de procesos de Poisson compuestos, en los cuales λ se considera como una variable aleatoria en lugar de una constante.

La función de densidad de probabilidad de la distribución exponencial está dada por:

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \lambda e^{-\lambda x} dx = 1 - e^{-\lambda x}$$

La función de distribución que se utilizará en este estudio es:

$$F(x) = 1 - e^{-(x - x_0)/\beta}$$

donde: $\beta = S$

$$x_0 = \bar{x} - S$$

Estos parámetros se definirán en el capítulo IV, en donde es utilizada ésta distribución.

II.2 Método del Error Cuadrático Mínimo

Para poder determinar cuál de las distribuciones de probabilidad es la que mejor se ajusta a nuestros registros en un periodo determinado, se puede utilizar el método del error cuadrático mínimo. Esto es porque se pueden tener diferencias apreciables entre las distribuciones aplicadas. Esto puede dar como consecuencia que al elegir una distribución que no se ajuste se podría traducir en una estructura sobrediseñada y costosa o subdiseñada y peligrosa. Por ello se debe seleccionar la función de distribución con cuidado.

El método consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático:

$$C = [\sum_{i=1}^n (x_{ei} - x_{oi})]^2]^{1/2}$$

donde x_{ei} es el i -ésimo dato estimado y x_{oi} es el i -ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis.

La fórmula anterior será utilizada en el capítulo IV en cada una de las distribuciones vistas.

C a p í t u l o I I I
Principio del Gasto Máximo

III Principio del Gasto Máximo

El principio del gasto máximo está relacionado con la teoría de la Energía Específica.

La ecuación de la energía permite resolver problemas de flujo entre dos secciones extremas de un tramo. La ecuación de continuidad, en un tubo a presión, permite determinar la carga de velocidad entre tramos de área distinta. Además, en esta forma se determina también el cambio de presión entre dichas áreas diferentes. Pero cuando hay estos cambios de sección en un canal, el problema se vuelve más complicado cuando se desconoce el tirante en alguna de las secciones y se tiene que calcular a partir de las alteraciones de las secciones transversales, esto representa dificultades especiales de mucho interés ya que el tirante juega un doble papel al influir en las ecuaciones de energía y continuidad simultáneamente.

La energía específica "E" en la sección de un canal se define como la suma de las energías potencial y cinética por kilogramo de agua que fluye a través de la sección medida con respecto al fondo del canal. También se define como la suma del tirante más la carga de velocidad en esa sección. Por tanto, la energía específica vale:

$$E = y \cos^2 \theta + \alpha(v^2/2g) \quad (\text{ver figura 3.1})$$

Donde α es el coeficiente de Coriolis, cuyo valor para régimen turbulento en canales prismáticos es prácticamente igual a 1. En este estudio se tienen secciones prácticamente uniformes y desde luego en régimen turbulento, por lo que se considerará $\alpha = 1$. Y si θ es pequeño, entonces el $\cos \theta \approx 1$. Si el canal tiene cualquier forma y el área hidráulica "A", con $V = Q/A$, entonces la energía específica queda:

$$E = y + Q^2/2gA^2$$

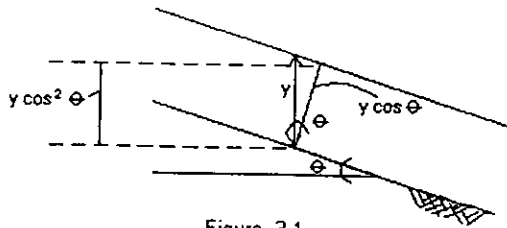


Figura 3.1

La fórmula anterior se puede analizar desde dos puntos de vista:

- 1.- Suponiendo que el gasto "Q" es constante, el área "A" y la energía específica son función únicamente del tirante "y" .
- 2.- Suponiendo que la energía específica "E₀" sea constante, ¿cuál sería el gasto máximo Q_{max} que podría fluir a través de la sección con dicha energía?

Para el primer punto de vista se tiene que, si le damos valores a la fórmula $E = y + Q^2/2gA^2$ se tiene una gráfica como la mostrada en la figura 3.2 :

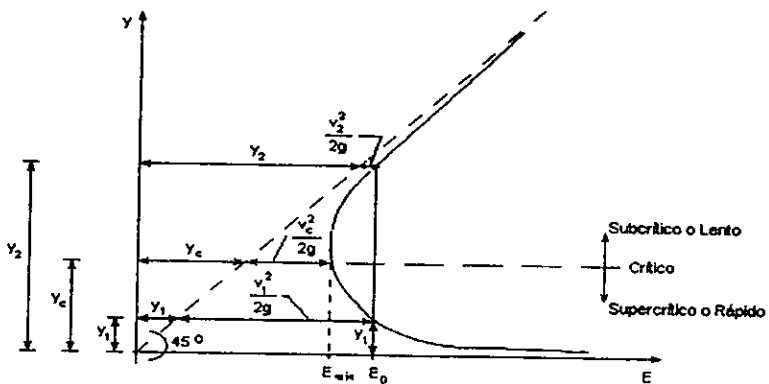


FIGURA 3.2 Curva de Energía Específica. Variación del tirante y la Energía Específica para un gasto constante.

De la figura 3.2 se pueden observar algunas cosas importantes, como por ejemplo:

Para una determinada energía específica E_0 existen dos valores del tirante que son " y_1 " y " y_2 ", los cuales reciben el nombre de tirantes alternados. Esto quiere decir que hay dos posibles tipos de escurrimiento; uno con un tirante " y_1 " y una velocidad V_1 , y otro con un tirante mayor " y_2 " y una velocidad menor V_2 , para un mismo gasto. Hay un punto en el cual estos tirantes están limitados, como se ve en la figura 3.2, sólo hay un punto que corresponde a un solo tirante y a una sola energía específica, cuando el flujo se encuentra en estas condiciones se dice que se encuentra en estado o régimen crítico. Cuando el tirante del flujo es mayor (" y_2 ") que el crítico, para un gasto dado, se dice que el flujo se encuentra en estado o régimen lento o subcrítico. Si por el contrario el tirante del flujo es menor (" y_1 ") que el crítico, para un gasto dado, se dice que el flujo se encuentra en estado o régimen rápido o supercrítico.

Para encontrar las características analíticas del régimen crítico se puede aplicar el criterio de la primera derivada a la expresión de la energía específica mínima con respecto al tirante, esto es:

$(dE/dy) = 1 - (Q^2/(gA^3))(dA/dy)$ como $dA = Bdy$ entonces $(dA/dy) = B$, al sustituir la igualdad anterior en la expresión de la energía e igualarla a cero, se obtiene:

$$(Q^2/g) = (A_c^3/B_c)$$

ésta fórmula nos permite calcular el tirante crítico para cualquier sección, si conocemos el gasto y la geometría de dicha sección.

Para el segundo punto de vista, que es suponer la energía específica E_0 constante y ver cual es el comportamiento hidráulico entre dos secciones o encontrar cual sería el gasto máximo que podría fluir a través de la sección con dicha energía, tenemos que si despejamos el gasto de la expresión de la energía específica, se tiene:

$$E_0 = y + Q^2/2gA^2$$

$$Q = A(2g (E_0 - y))^{1/2}$$

aquí se observa que si $y = 0 \Rightarrow Q = 0$

$$y = E_0 \Rightarrow Q = 0$$

entonces entre estos dos valores de "y" hay un valor máximo de Q .

La fórmula del gasto es una parábola la cual tiene un valor máximo que se puede determinar con el criterio de la primera derivada:

$$(dQ/dy) = (dA/dy) [2g (E_0 - y)]^{1/2} + (A/2) [2g (E_0 - y)]^{-1/2}[-2g]$$

recordando que $dA/dy = B$ y simplificando e igualando a cero, se tiene:

$$(dQ/dy) = [2g B (E_0 - y) - gA]/[2g (E_0 - y)]^{1/2} = 0$$

$$2B(E_0 - y) = A$$

al sustituir el valor de E_0 y aplicar el principio de continuidad, se deduce que el gasto máximo se presenta cuando se cumple:

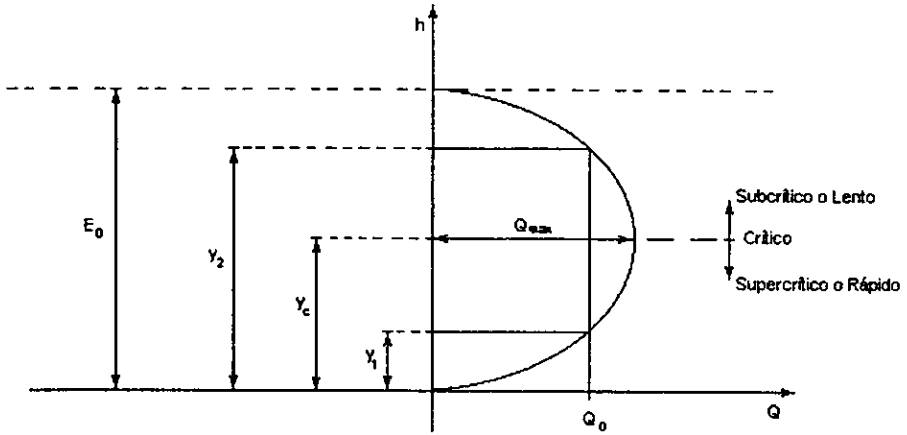
$$(Q^2/g) = (A^3/B)$$

es decir, que para una energía específica constante, el gasto máximo ocurre para el régimen crítico, esta propiedad es el Principio del Gasto Máximo.

Entonces para el régimen crítico, se tiene que:

Proporciona la energía específica mínima para un gasto dado y proporciona el gasto máximo para una energía específica dada. En este último caso la energía específica, es la mínima con la cual puede pasar el gasto máximo a través de la sección.

En la figura 3.3 se pueden observar las características antes descritas.



Nota : "Q₀" es el gasto que se analizará en el proyecto.

FIGURA 3.3 Relación tirante-gasto ($y - Q$) para energía específica constante.

Para este estudio se tiene que el perfil de las tres secciones, quedaría más o menos como se muestra en la figura 3.4 :

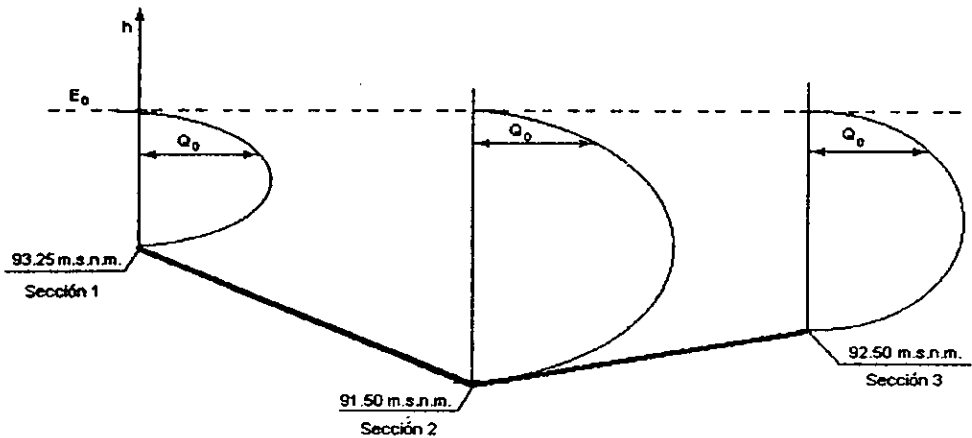


FIGURA 3.4

Para este estudio lo que se hará es determinar el gasto Q_0 que fluye por las tres secciones a analizar, determinando el nivel que alcanza en cada una de ellas, como se muestra en la figura 3.4 , utilizando el principio del gasto máximo ya explicado.

C a p í t u l o I V

Análisis y Resultados del Estudio Hidrológico

IV Análisis y Resultados del Estudio Hidrológico

En el capítulo II se describieron las funciones de distribución de probabilidad más utilizadas en hidrología. Ahora, en el presente capítulo, se utilizarán estas funciones de distribución de probabilidad para ajustar los datos de gasto máximo anual a estas funciones. Con esto se puede determinar el gasto seleccionado para el proyecto. Para poder hacer esto es necesario definir los siguientes conceptos:

Período de Retorno

En estadística se estudia que la probabilidad de que la ocurrencia de un evento tome un valor exacto es nula. Esto es, que es imposible determinar con exactitud el valor de un proceso hidrológico determinado. Por esta razón se utilizan intervalos en los procesos hidrológicos.

El número de años en que, en promedio, se presenta un evento determinado, se llama período de retorno o intervalo de recurrencia y se denota con la letra T .

La relación entre probabilidad y período de retorno para un evento A cualquiera es:

$$P(A) T = 1 \quad \text{es decir:} \quad T = 1/P$$

Cuando se tienen datos de un cierto período, y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolar dichos datos a períodos de retorno mayores al de las mediciones, es necesario asignar un valor de T a cada dato registrado. Para esto los datos se ordenan en una tabla de mayor a menor. Así, si m es el número de orden y n el número total de datos, se tiene para un valor de x con número de orden m :

$P(X \leq x) = 1 + (1 - m)/n$, para el límite superior, y si se toma el límite inferior resulta:

$$P(X \leq x) = 1 - m/n$$

Pero como las variables hidrológicas varían en el rango de $0 \leq x \leq \infty$ siempre habrá una probabilidad de que se presente un valor menor o igual que un valor cualquiera en este rango, no importa que tan pequeño o grande sea dicho valor.

Entonces se tiene que utilizar una fórmula que asigne una probabilidad no nula a cualquier evento. Esto puede hacerse con la fórmula del tipo:

$$P(X \leq x) = 1 - \{(2m - 1)/2n\}$$

que sitúa la probabilidad exactamente en el centro del intervalo.

Otra manera de hacer lo anterior es suponiendo que la frecuencia observada de un evento es la misma que la población de frecuencias de ese evento, lo que conduce a la fórmula:

$$P(X \leq x) = 1 - \{m/(n + 1)\}$$

Esta ecuación es la más usada en hidrología. El período de retorno del m -ésimo evento de los n registrados es entonces:

$$T = (n + 1)/m$$

En hidrología, normalmente se prefiere trabajar con períodos de retorno en lugar de probabilidades. Esto es porque se tienen las mismas unidades que en la vida útil de las obras y pueden compararse. En la tabla 4.1 se pueden observar los diferentes períodos de retorno para los distintos tipos de obra presentados. (Referencia 2).

Otro concepto que se utilizará es el del llamado Riesgo, el cual se describe a continuación.

Riesgo

Si P es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año, $P = 1/T$ entonces la probabilidad de que dicho evento no ocurra en un año cualquiera es:

$$\bar{P} = 1 - (1/T)$$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera es independiente de la no ocurrencia del mismo en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en n años sucesivos es:

$$\underbrace{\bar{P} \bar{P} \bar{P} \dots \bar{P}}_{n \text{ factores}} = \bar{P}^n = [1 - (1/T)]^n$$

y, por lo tanto, la probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en n años sucesivos es:

$$R = 1 - \bar{P}^n = 1 - [1 - (1/T)]^n$$

R es llamada riesgo en la teoría probabilística. Con este parámetro es posible determinar cuáles son las implicaciones de seleccionar un período de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de n años.

Tabla 4.1 Período de retorno para avenidas de diseño de diferentes obras de protección.

Tipo de Obra	T en años
Bordos perimetrales. Para proteger:	
a) Instalaciones industriales	50 a 100
b) Poblados	500 a 1000
Bordos y muros longitudinales. Para proteger:	
a) Parcelas agrícolas aisladas sin población	10
b) Distritos de riego, sin riesgo de pérdida de vidas humanas	25 a 50
c) Zonas agrícolas poco pobladas	25 a 100
d) Zonas agrícolas con poblados	50 a 200
e) Zonas industriales y urbanas	100 a 500
f) Zonas densamente pobladas	500 a 1000
g) Ciudades	1000
Desvios. Asociados a bordos longitudinales.	25 a 1000
Presas de almacenamiento. Obras de excedencias.	
1) Sin pérdida de vidas humanas	500 a 1000
2) Pocas pérdidas humanas	1000 a 10000
3) Considerables pérdidas humanas	10000
Presas rompe-picos	1000 a 10000
Presas para retener azolves (según su altura)	10 a 1000
Presas derivadoras (según su altura y daños estimados)	50 a 1000
Canalizaciones y entubamientos	
1) En poblaciones pequeñas	50 a 100
2) En poblaciones medianas	100 a 500
3) En poblaciones grandes y ciudades	500 a 1000

Puentes carreteros	
a) Caminos locales	25 a 50
b) Carreteras con tráfico constante	50 a 200
c) Carreteras con tráfico intenso	200 a 1000
Puentes de Ferrocarril	
a) Vías secundarias	50 a 200
b) Vías principales	200 a 1000
Vados (según su importancia)	10 a 100

Una vez vistos los conceptos de periodo de retorno y riesgo, se hará el análisis de las diferentes funciones de distribución de probabilidad para los datos de gasto máximo anual recopilados.

Para cada una de las distribuciones, el análisis y los resultados se ordenarán en una tabla. Dicha tabla contiene las columnas siguientes:

Año, gasto para ese año, gasto ordenado de mayor a menor, m número de orden, T periodo de retorno, $P(Q) = 1/T$ probabilidad para cada gasto, $1 - P(Q) = (T - 1)/T$ complemento de la probabilidad para cada gasto; esto es para todas las distribuciones. Después para cada una de ellas se coloca la columna correspondiente al gasto calculado, el error, esto es, la diferencia entre el gasto ordenado de mayor a menor (columna 3) y el gasto calculado llamándole a esta columna e. La última columna es el error al cuadrado e^2 . Finalmente se calcula el error cuadrático C para cada función de distribución. El objetivo de calcular el error cuadrático C para cada función de probabilidad es seleccionar a aquella que tenga el menor error, pues esto indica que es la que mejor se ajusta a los datos.

A continuación se presentan los datos de los gastos máximos anuales que fueron recopilados en el capítulo I. Esto con el fin de encontrar la media y la desviación estándar de la muestra, que serán utilizadas en varias de las funciones de distribución de probabilidad.

Gastos máximos anuales del río Apulco. Estación hidrométrica
Tenampulco.

Año	Gasto m ³ /s
1961	539
1962	324
1963	486
1964	1132
1965	1009
1966	1245
1967	1662
1968	1393
1969	2101
1970	777
1971	1872
1972	1149
1973	1208
1974	1278
1975	557
1976	1308
1977	379
1978	564
1979	1231

Como se estudió en el capítulo II, la media de la muestra está dada por:

$$\bar{x} = (1/n) \sum_{i=1}^n x_i$$

Para este caso se tiene:

$$\bar{x} = (539+324+486+1132+1009+1245+1662+1393+2101+777+1872+1149+1208+1278+557+1308+379+564+1231)/19$$

$$\bar{x} = 20214/19 = 1063.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

La desviación estándar está dada por:

$$S = [(1/n - 1) \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2]^{1/2}$$

Entonces tenemos:

$$S = \{ [(539-1063.89)^2 + (324-1063.89)^2 + (486-1063.89)^2 + (1132-1063.89)^2 + (1009-1063.89)^2 + (1245-1063.89)^2 + (1662-1063.89)^2 + (1393-1063.89)^2 + (2101-1063.89)^2 + (777-1063.89)^2 + (1872-1063.89)^2 + (1149-1063.89)^2 + (1208-1063.89)^2 + (1278-1063.89)^2 + (557-1063.89)^2 + (1308-1063.89)^2 + (379-1063.89)^2 + (564-1063.89)^2 + (1231-1063.89)^2] / 18 \}^{1/2}$$

$$S = (4611621.789/18)^{1/2}$$

$$S = 506.16$$

Entonces para los datos que se tienen, la media y la desviación estándar son:

$$\bar{x} = 1063.89$$

$$S = 506.16$$

A continuación se presentan las tablas con el análisis y resultados para cada una de las distribuciones vistas en el capítulo II.

Distribución Gaussiana o Normal

Como se estudió en el capítulo II, la distribución normal estándar tiene la función de densidad de probabilidad:

$$f(z) = 1/(2\pi)^{1/2} e^{-1/2z^2} \quad \text{para } -\infty \leq z \leq \infty$$

Definiendo la variable normal estándar como:

$$z = (x - \mu)/\sigma$$

La cual se encuentra gráficamente en la figura 2.1.1.1 en el capítulo II.

Para generar la tabla correspondiente a la distribución normal, tabla 4.2, se hizo lo siguiente:

Las dos primeras columnas corresponden a los datos recopilados, año y gasto máximo anual. La tercera columna corresponde al gasto ordenado de mayor a menor. La cuarta columna denominada m , es el número de orden para cada gasto. La quinta columna es la frecuencia o período, la cual se obtiene como:

$$T = (n + 1)/m \quad \text{donde: } n = \text{número total de datos} \\ m = \text{número de orden}$$

para el primer valor sería:

$$T = (19 + 1)/1 = 20$$

La sexta columna es la probabilidad del gasto $P(Q)$ que es:

$$P(Q) = 1/T$$

para el primer valor es: $P(Q) = 1/20 = 0.05$

La séptima columna es $1 - P(Q)$, que para el ejemplo es:

$$1 - 0.05 = 0.95$$

La octava columna es la variable estandarizada z , la cual se obtiene buscando el valor en la tabla 2.1.1.1 del capítulo II con el valor de la columna séptima. Para el ejemplo del primer renglón se tiene que:

$$1 - P(Q) = (T - 1)/T = (20 - 1)/20 = 0.95 \quad \text{con este valor se encuentra que } z \text{ es: } z = 0.8289 \quad \text{de la tabla 2.1.1.1 .}$$

La novena columna es el gasto calculado, el cual se determina con:

$$Q_{cal} = \sigma z + \mu \quad \text{donde: } \sigma = \text{desviación estándar} \\ \mu = \text{media}$$

Para el primer renglón se tiene:

$$\sigma = 506.16 \\ \mu = 1063.89$$

entonces:

$$Q_{cal} = 506.16(0.8289) + 1063.89 \\ Q_{cal} = 1483.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

La décima columna es el error e , que se calcula como la diferencia del gasto ordenado (columna tercera) y el gasto calculado (columna novena):

$$e = Q_{>e} - Q_{cal}$$

Para el ejemplo queda:

$$e = 2101 - 1483.45 \\ e = 617.55$$

La onceava columna es el error al cuadrado (columna décima al cuadrado).

Los valores de esta última columna (columna once) se suman y se le aplica la raíz cuadrada a este resultado. Este valor es C, el error cuadrático mínimo.

A continuación se presenta la tabla 4.2 con los resultados de la aplicación de la distribución normal y el error cuadrático mínimo.

Distribución Normal

Año	Q m3/s	Q>a<	m	T=(n+1)/m	P(Q)=1/T	(T-1)/T	z	Qcal	e	e2
1961	539	2101	1	20.00	0.05	0.95	0.8289	1483.45	617.55	381372.91
1962	324	1872	2	10.00	0.10	0.90	0.8159	1476.87	395.13	156130.92
1963	486	1662	3	6.67	0.15	0.85	0.8023	1469.98	192.02	36870.85
1964	1132	1393	4	5.00	0.20	0.80	0.7881	1462.79	-69.79	4871.30
1965	1009	1308	5	4.00	0.25	0.75	0.7734	1455.35	-147.35	21713.24
1966	1245	1278	6	3.33	0.30	0.70	0.7580	1447.56	-169.56	28750.35
1967	1662	1245	7	2.86	0.35	0.65	0.7422	1439.56	-194.56	37854.35
1968	1393	1231	8	2.50	0.40	0.60	0.7258	1431.26	-200.26	40104.44
1969	2101	1208	9	2.22	0.45	0.55	0.7088	1422.66	-214.66	46077.29
1970	777	1149	10	2.00	0.50	0.50	0.6915	1413.90	-264.90	70171.82
1971	1872	1132	11	1.82	0.55	0.45	0.6736	1404.84	-272.84	74441.33
1972	1149	1009	12	1.67	0.60	0.40	0.6554	1395.63	-386.63	149480.64
1973	1208	777	13	1.54	0.65	0.35	0.6368	1386.21	-609.21	371140.10
1974	1278	564	14	1.43	0.70	0.30	0.6179	1376.65	-812.65	660393.95
1975	557	557	15	1.33	0.75	0.25	0.5987	1366.93	-809.93	655983.35
1976	1308	539	16	1.25	0.80	0.20	0.5793	1357.11	-818.11	669301.50
1977	379	486	17	1.18	0.85	0.15	0.5596	1347.14	-861.14	741557.17
1978	564	379	18	1.11	0.90	0.10	0.5398	1337.12	-958.12	917984.68
1979	1231	324	19	1.05	0.95	0.05	0.5199	1327.04	-1003.04	1006094.43

SUMA = 6070294.61

Error Cuadrático = 2463.80

TABLA 4.2

Distribución Lognormal

Su función de densidad de probabilidad es, como se vio en el capítulo II :

$$f(x) = 1/(2\pi)^{1/2} (1/x\beta) e^{-1/2((\ln x - \alpha)/\beta)^2}$$

donde α y β son la media y la desviación estándar respectivamente, y se estiman como:

$$\alpha = (1/n) \sum_{i=1}^n \ln x_i$$
$$\beta = [(1/n) \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \alpha)^2]^{1/2}$$

La variable estandarizada se define como:

$$z = (\ln x - \alpha)/\beta$$

y su valor se obtiene usando la tabla 2.1.1.1 del capítulo II.

La media para esta distribución es:

$$\alpha = [\ln 539 + \ln 324 + \ln 486 + \ln 1132 + \ln 1009 + \ln 1245 + \ln 1662 + \ln 1393 + \ln 2101 + \ln 777 + \ln 1872 + \ln 1149 + \ln 1208 + \ln 1278 + \ln 557 + \ln 1308 + \ln 379 + \ln 564 + \ln 1231] / 19$$

$$\alpha = 130.01/19 = 6.84$$

La desviación estándar es:

$$\beta = \{[(\ln 539 - 6.84)^2 + (\ln 324 - 6.84)^2 + (\ln 486 - 6.84)^2 + (\ln 1132 - 6.84)^2 + (\ln 1009 - 6.84)^2 + (\ln 1245 - 6.84)^2 + (\ln 1662 - 6.84)^2 + (\ln 1393 - 6.84)^2 + (\ln 2101 - 6.84)^2 + (\ln 777 - 6.84)^2 + (\ln 1872 - 6.84)^2 + (\ln 1149 - 6.84)^2 + (\ln 1208 - 6.84)^2 + (\ln 1278 - 6.84)^2 + (\ln 557 - 6.84)^2 + (\ln 1308 - 6.84)^2 + (\ln 379 - 6.84)^2 + (\ln 564 - 6.84)^2 + (\ln 1231 - 6.84)^2] / 19\}^{1/2}$$

$$\beta = (5.37/19)^{1/2} = 0.5318$$

La tabla de la distribución lognormal, tabla 4.3, es similar a la de la distribución normal. Las ocho primeras columnas quedan igual que en la distribución normal. Para la novena columna, el gasto calculado, tenemos que se obtiene de la siguiente forma:

$$Q_{cal} = e^{\beta z + \alpha}$$

Para el primer renglón quedaría:

$$Q_{cal} = e^{0.5318(0.8289) + 6.84}$$

$$Q_{cal} = 1452.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las siguientes dos columnas se obtienen de la misma forma como se definió en la distribución normal. Estas columnas son el error y el error al cuadrado. Finalmente se obtiene C, el error cuadrático mínimo.

A continuación se presenta la tabla de la distribución lognormal, Tabla 4.3 .

Distribución Lognormal										
Año	Q m3/s	Q >a<	m	T=(n+1)/m	P(Q)=1/T	(T-1)/T	z	Qcal	e	e2
1961	539	2101	1	20.00	0.05	0.95	0.8289	1452.16	648.84	420990.26
1962	324	1872	2	10.00	0.10	0.90	0.8159	1442.16	429.84	184764.47
1963	486	1662	3	6.67	0.15	0.85	0.8023	1431.76	230.24	53008.21
1964	1132	1393	4	5.00	0.20	0.80	0.7881	1420.99	-27.99	783.64
1965	1009	1308	5	4.00	0.25	0.75	0.7734	1409.93	-101.93	10389.38
1966	1245	1278	6	3.33	0.30	0.70	0.7580	1398.43	-120.43	14503.03
1967	1662	1245	7	2.86	0.35	0.65	0.7422	1386.73	-141.73	20086.69
1968	1393	1231	8	2.50	0.40	0.60	0.7258	1374.69	-143.69	20645.60
1969	2101	1208	9	2.22	0.45	0.55	0.7088	1362.31	-154.31	23812.74
1970	777	1149	10	2.00	0.50	0.50	0.6915	1349.84	-200.84	40335.81
1971	1872	1132	11	1.82	0.55	0.45	0.6736	1337.05	-205.05	42045.23
1972	1149	1009	12	1.67	0.60	0.40	0.6554	1324.17	-315.17	99332.62
1973	1208	777	13	1.54	0.65	0.35	0.6368	1311.14	-534.14	285302.70
1974	1278	564	14	1.43	0.70	0.30	0.6179	1298.03	-734.03	538792.82
1975	557	557	15	1.33	0.75	0.25	0.5987	1284.84	-727.84	529749.54
1976	1308	539	16	1.25	0.80	0.20	0.5793	1271.65	-732.65	536778.24
1977	379	486	17	1.18	0.85	0.15	0.5596	1258.40	-772.40	596599.68
1978	564	379	18	1.11	0.90	0.10	0.5398	1245.22	-866.22	750333.08
1979	1231	324	19	1.05	0.95	0.05	0.5199	1232.11	-908.11	824662.42
SUMA =									4992916.16	
Error Cuadrático =									2234.48	

TABLA 4.3

Distribución Gamma de dos parámetros

Como se estudió en el capítulo II, la distribución Gamma de dos parámetros se utilizará de la siguiente forma:

$$x_T = \alpha\beta[1 - (1/9\beta) + U_T (1/9\beta)^{1/2}]^3$$

$$\alpha = S^2/\bar{x}$$

$$\beta = (\bar{x}/S)^2$$

$$U_T = w - (C_0 + C_1w + C_2w^2)/(1 + d_1w + d_2w^2 + d_3w^3)$$

$$w = (\ln(1/P(x)^2))^{1/2}$$

$$C_0 = 2.515517$$

$$C_1 = 0.802853$$

$$C_2 = 0.010328$$

$$d_1 = 1.432788$$

$$d_2 = 0.189269$$

$$d_3 = 0.001308$$

Como α y β se utilizan en toda la tabla, se tiene:

$$\alpha = (506.16)^2/1063.89 = 240.81$$

$$\beta = (1063.89/506.16)^2 = 4.42$$

La tabla para la distribución gamma, tabla 4.4, tiene las siete primeras columnas iguales que las dos anteriores distribuciones.

La octava columna se calcula, por ejemplo, para el primer renglón:

$$w = (\ln(1/0.05^2))^{1/2} = 2.45$$

Con esta w se calcula la novena columna:

$$U_T = 2.45 - [(2.515517 + 0.802853(2.45) + 0.010328(2.45)^2) / (1 + 1.432788(2.45) + 0.189269(2.45)^2 + 0.001308(2.45)^3)]$$

$$U_T = 1.65$$

Para la décima columna, el gasto calculado Q_{ca1} , se tiene:

$$Q_{ca1} = 240.81(4.42) [1 - (1/9(4.42)) + 1.65((1/9(4.42))^{1/2})]^3$$

$$Q_{ca1} = 2008.39 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como se ha venido viendo, las dos últimas columnas corresponden al error y error al cuadrado. Por último se calcula el error cuadrático como ya se indicó en la distribución normal.

A continuación se presenta la tabla 4.4 con los resultados de la distribución gamma.

Distribución Gamma de dos parámetros

Año	Q m3/s	Q >a<	m	$\Gamma=(n+1)/m$	$P(Q)=1/\Gamma$	$(T-1)/\Gamma$	w	UT	Qcal	e	e2
1961	539	2101	1	20.00	0.05	0.95	2.45	1.65	2008.39	92.61	8577.21
1962	324	1872	2	10.00	0.10	0.90	2.15	1.28	1740.29	131.71	17347.49
1963	486	1662	3	6.67	0.15	0.85	1.95	1.04	1573.56	88.44	7821.49
1964	1132	1393	4	5.00	0.20	0.80	1.79	0.84	1448.90	-55.90	3125.23
1965	1009	1308	5	4.00	0.25	0.75	1.67	0.67	1347.36	-39.36	1549.11
1966	1245	1278	6	3.33	0.30	0.70	1.55	0.52	1260.33	17.67	312.36
1967	1662	1245	7	2.86	0.35	0.65	1.45	0.38	1183.12	61.88	3828.59
1968	1393	1231	8	2.50	0.40	0.60	1.35	0.25	1112.88	118.12	13951.78
1969	2101	1208	9	2.22	0.45	0.55	1.26	0.13	1047.68	160.32	25703.95
1970	777	1149	10	2.00	0.50	0.50	1.18	0.00	986.11	162.89	26532.80
1971	1872	1132	11	1.82	0.55	0.45	1.09	-0.13	927.10	204.90	41982.34
1972	1149	1009	12	1.67	0.60	0.40	1.01	-0.25	869.74	139.26	19393.58
1973	1208	777	13	1.54	0.65	0.35	0.93	-0.38	813.17	-36.17	1308.33
1974	1278	564	14	1.43	0.70	0.30	0.84	-0.52	756.53	-192.53	37068.25
1975	557	557	15	1.33	0.75	0.25	0.76	-0.67	698.82	-141.82	20111.98
1976	1308	539	16	1.25	0.80	0.20	0.67	-0.83	638.70	-99.70	9940.64
1977	379	486	17	1.18	0.85	0.15	0.57	-1.01	574.16	-88.16	7771.86
1978	564	379	18	1.11	0.90	0.10	0.46	-1.24	501.42	-122.42	14985.68
1979	1231	324	19	1.05	0.95	0.05	0.32	-1.56	410.96	-86.96	7561.57

SUMA = 268874.24

Error Cuadrático = 518.53

TABLA 4.4

Distribución de Gumbel

La función de distribución de probabilidad está dada por:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x - \beta)}}$$

Donde α y β son parámetros de la función, los cuales se estiman como:

$$\alpha = 1.2825/S$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 S$$

si la muestra es muy grande. Para muestras relativamente pequeñas:

$$\alpha = \sigma_y/S$$

$$\beta = \bar{x} - \mu_y/\alpha$$

Los valores de σ_y y μ_y se muestran en la tabla 2.1.4.1 en el capítulo II.

Para este estudio, en 19 años de registros, se tiene:

$$\mu_y = 0.52144 ; \sigma_y = 1.05436$$

$$\alpha = \sigma_y/S = 1.05436/506.16 = 0.002083$$

$$\beta = \bar{x} - \mu_y/\alpha = 1063.89 - (0.52144/0.002083) = 813.56$$

En la tabla 4.5 se muestra la distribución de Gumbel. Las siete primeras columnas son iguales que en las anteriores distribuciones. La octava columna está dada por:

$$T/(T - 1)$$

Para el primer renglón, por ejemplo, tenemos:

$$20/(20 - 1) = 1.0526$$

La novena columna es el gasto calculado, el cual se obtiene:

$$Q_{cal} = \beta - (1/\alpha) \ln \ln T/(T - 1)$$

Para el primer renglón, se tiene:

$$Q_{cal} = 813.56 - (1/0.002083) \ln \ln (1.0526)$$

$$Q_{cal} = 2239.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

La décima columna es el error, para el ejemplo es:

$$2101 - 2239.76 = -138.48$$

La onceava columna es:

$$(-138.76)^2 = 19177.23$$

que es el error al cuadrado.

Así, se calcula para los 18 renglones restantes. Por último, se calcula el error cuadrático C.

A continuación se presenta la tabla 4.5 con los resultados de la distribución de Gumbel.

Distribución de Gumbel										
Año	Q m3/s	Q >a<	m	T=(n+1)/m	P(Q)=1/T	(T-1)/T	T/(T-1)	Qcal	e	e2
1961	539	2101	1	20.00	0.05	0.95	1.0526	2239.48	-138.48	19177.23
1962	324	1872	2	10.00	0.10	0.90	1.1111	1893.91	-21.91	480.01
1963	486	1662	3	6.67	0.15	0.85	1.1765	1685.84	-23.84	568.38
1964	1132	1393	4	5.00	0.20	0.80	1.2500	1533.65	-140.65	19781.41
1965	1009	1308	5	4.00	0.25	0.75	1.3333	1411.69	-103.69	10751.07
1966	1245	1278	6	3.33	0.30	0.70	1.4286	1308.49	-30.49	929.38
1967	1662	1245	7	2.86	0.35	0.65	1.5385	1217.86	27.14	736.73
1968	1393	1231	8	2.50	0.40	0.60	1.6667	1136.04	94.96	9017.30
1969	2101	1208	9	2.22	0.45	0.55	1.8182	1060.53	147.47	21747.60
1970	777	1149	10	2.00	0.50	0.50	2.0000	989.51	159.49	25435.67
1971	1872	1132	11	1.82	0.55	0.45	2.2222	921.58	210.42	44275.56
1972	1149	1009	12	1.67	0.60	0.40	2.5000	855.53	153.47	23553.33
1973	1208	777	13	1.54	0.65	0.35	2.8571	790.22	-13.22	174.72
1974	1278	564	14	1.43	0.70	0.30	3.3333	724.44	-160.44	25742.57
1975	557	557	15	1.33	0.75	0.25	4.0000	656.75	-99.75	9950.16
1976	1308	539	16	1.25	0.80	0.20	5.0000	585.10	-46.10	2125.09
1977	379	486	17	1.18	0.85	0.15	6.6667	506.15	-20.15	405.99
1978	564	379	18	1.11	0.90	0.10	10.0000	413.16	-34.16	1166.93
1979	1231	324	19	1.05	0.95	0.05	20.0000	286.83	37.17	1381.97
SUMA =									217401.09	
Error Cuadrático =									466.26	

TABLA 4.5

Distribución Doble Gumbel

Como se estudio en el capítulo II, a esta distribución también se le conoce como distribución para dos poblaciones.

La función de distribución se puede expresar como:

$$F(x) = F_1(x)[p + (1 - p)F_2(x)]$$

Donde $F_1(x)$ y $F_2(x)$ serían:

$$F_1(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x - \beta_1)}}$$

$$F_2(x) = e^{-e^{-\alpha_2(x - \beta_2)}}$$

Donde α_1 y β_1 son los parámetros correspondientes a la población no ciclónica y α_2 y β_2 corresponden a la ciclónica.

El valor de p está dado por:

$$P = N_n/N_T$$

Donde N_n es el número de años de registro en el que el gasto máximo no se produjo por una tormenta ciclónica y N_T es el número total de años de registro. Cuando no se conoce el valor de N_n , p es igual a 0.80. Desprjando N_n , tenemos:

$$P = 0.80 = N_n/19 \Rightarrow N_n = 19(0.80) = 15.20 \approx 15$$

Con $N_n = 15$, se calcula el valor de p :

$$P = 15/19 = 0.79$$

Entonces se tienen dos poblaciones. Una con 4 años de registros y otra con 15 años de registros.

La media y la desviación estándar para cada una de las poblaciones son:

$$\text{Población 1 } \bar{x}_1 = 620.25 ; S_1 = 353.21$$

$$\text{Población 2 } \bar{x}_2 = 1182.20 ; S_2 = 481.08$$

De la tabla 2.1.4.1 , los valores de σ_y y μ_y son:

$$\text{Para } n = 4 \Rightarrow \mu_y = 0.1981 ; \sigma_y = 0.3778$$

$$\text{Para } n = 15 \Rightarrow \mu_y = 0.5128 ; \sigma_y = 1.0206$$

Entonces los parámetros correspondientes para las dos poblaciones son:

$$\alpha_1 = \sigma_y/S_1 = 0.3778/353.21 = 0.00107$$

$$\beta_1 = \bar{x} - \mu_y/\alpha_1 = 620.25 - (0.1981/0.00107) = 435.04$$

$$\alpha_2 = \sigma_y/S_2 = 1.0206/481.08 = 0.00212$$

$$\beta_2 = \bar{x} - \mu_y/\alpha_2 = 1182.20 - (0.5128/0.00212) = 940.48$$

Con esto, ya se puede generar la tabla correspondiente a la distribución doble Gumbel (Tabla 4.6).

Las siete primeras columnas son iguales que en las anteriores tablas de las distribuciones ya vistas.

La octava columna es el gasto calculado con ésta distribución:

$$F(Q) = e^{-e^{-\alpha_1(Q - \beta_1)}} [p + (1 - p)e^{-e^{-\alpha_2(Q - \beta_2)}}] = (T - 1)/T$$

Lo que se hace, es darle valores a la variable Q en la ecuación anterior. Esto, hasta que sea igual al valor de la columna siete.

La novena y décima columna son el error y el error al cuadrado que se calculan como ya se ha visto. Finalmente se calcula el error cuadrático C. Los resultados de la distribución doble Gumbel se presentan a continuación en la tabla 4.6 .

Distribución Doble Gumbel									
Año	Q m3/s	Q >a<	m	T=(n+1)/m	P(Q)=1/T	(T-1)/T	Qcal	e	e2
1961	539	2101	1	20.00	0.05	0.95	3350	-1249.00	1560001
1962	324	1872	2	10.00	0.10	0.90	2760	-888.00	788544
1963	486	1662	3	6.67	0.15	0.85	2425	-763.00	582169
1964	1132	1393	4	5.00	0.20	0.80	2200	-807.00	651249
1965	1009	1308	5	4.00	0.25	0.75	2020	-712.00	506944
1966	1245	1278	6	3.33	0.30	0.70	1870	-592.00	350464
1967	1662	1245	7	2.86	0.35	0.65	1745	-500.00	250000
1968	1393	1231	8	2.50	0.40	0.60	1630	-399.00	159201
1969	2101	1208	9	2.22	0.45	0.55	1530	-322.00	103684
1970	777	1149	10	2.00	0.50	0.50	1440	-291.00	84681
1971	1872	1132	11	1.82	0.55	0.45	1350	-218.00	47524
1972	1149	1009	12	1.67	0.60	0.40	1265	-256.00	65536
1973	1208	777	13	1.54	0.65	0.35	1185	-408.00	166464
1974	1278	564	14	1.43	0.70	0.30	1100	-536.00	287296
1975	557	557	15	1.33	0.75	0.25	1020	-463.00	214369
1976	1308	539	16	1.25	0.80	0.20	935	-396.00	156816
1977	379	486	17	1.18	0.85	0.15	840	-354.00	125316
1978	564	379	18	1.11	0.90	0.10	730	-351.00	123201
1979	1231	324	19	1.05	0.95	0.05	585	-261.00	68121
SUMA =								6291580	
Error Cuadrático =								2508.30	

TABLA 4.6

Distribución Exponencial

La función de distribución de probabilidad está dada por:

$$F(x) = 1 - e^{-(x - x_0/\beta)}$$

Donde β es igual a la desviación estándar, para este caso:

$$\beta = S = 506.16$$

x_0 es la diferencia de la media y la desviación estándar.

$$x_0 = \bar{x} - S = 1063.89 - 506.16 = 557.73$$

para este caso.

Para generar la tabla de la distribución exponencial, tabla 4.7, se tiene que, las siete primeras columnas son iguales como en las anteriores distribuciones.

La octava columna es el gasto calculado, el cual se obtiene:

$$F(x) = 1 - e^{-(10 - 557.73)/506.16} = 1 - P(Q) = (T - 1)/T$$

Hay que darle diferentes valores a la variable Q , hasta que $F(x)$ sea igual a la columna siete $(T - 1)/T$.

La novena y décima columna son el error y el error al cuadrado respectivamente. Finalmente se calcula el error cuadrático C.

A continuación se presenta la tabla 4.7, con los resultados de la distribución exponencial.

Distribución Exponencial

Año	Q m3/s	Q >a<	m	T=(n+1)/m	P(Q)=1/T	(T-1)/T	Qcal	e	e2
1961	539	2101	1	20.00	0.05	0.95	2075	26	676
1962	324	1872	2	10.00	0.10	0.90	1725	147	21609
1963	486	1662	3	6.67	0.15	0.85	1518	144	20736
1964	1132	1393	4	5.00	0.20	0.80	1373	20	400
1965	1009	1308	5	4.00	0.25	0.75	1260	48	2304
1966	1245	1278	6	3.33	0.30	0.70	1168	110	12100
1967	1662	1245	7	2.86	0.35	0.65	1090	155	24025
1968	1393	1231	8	2.50	0.40	0.60	1022	209	43681
1969	2101	1208	9	2.22	0.45	0.55	962	246	60516
1970	777	1149	10	2.00	0.50	0.50	909	240	57600
1971	1872	1132	11	1.82	0.55	0.45	861	271	73441
1972	1149	1009	12	1.67	0.60	0.40	817	192	36864
1973	1208	777	13	1.54	0.65	0.35	776	1	1
1974	1278	564	14	1.43	0.70	0.30	739	-175	30625
1975	557	557	15	1.33	0.75	0.25	704	-147	21609
1976	1308	539	16	1.25	0.80	0.20	671	-132	17424
1977	379	486	17	1.18	0.85	0.15	640	-154	23716
1978	564	379	18	1.11	0.90	0.10	612	-233	54289
1979	1231	324	19	1.05	0.95	0.05	584	-260	67600

SUMA = 569216

Error Cuadrático = 754.46

TABLA 4.7

Ahora que ya sean visto seis diferentes distribuciones de probabilidad, tenemos que ver cuál es la que mejor se ajusta a los datos registrados.

Para definir cuál es la mejor distribución tenemos que ver cuál es la que tiene el menor error cuadrático.

En la tabla 4.8 , que se presenta a continuación, se presentan las seis diferentes distribuciones de probabilidad con su respectivo error cuadrático y cuál es la que mejor se ajusta a los datos.

Tabla 4.8 . Resumen de las Distribuciones utilizadas.

Distribución	Error Cuadrático
Normal	2463.80
Lognormal	2234.48
Exponencial	754.46
Gumbel	466.26
Doble Gumbel	2508.30
Gamma	518.53

La mejor distribución fue la Gumbel con un error cuadrático de 466.26 .

Como se pudo observar, la mejor distribución de probabilidad fue la Gumbel.

Para poder obtener un rango en el cual se puede esperar que caiga un valor de gasto y éste sea correcto, se tienen las bandas de confianza o límites de confianza. Estos límites son valores extremos superior e inferior del intervalo que se este manejando.

Las bandas o límites de confianza se obtienen:

$$x_1 = x_T \pm \mu_\alpha S_T$$
$$S_T^2 = (\sigma^2/N) (1 + 1.1396 K_T + 1.10 K_T^2)$$
$$K_T = -(0.45 + 0.7797 \ln(-\ln(1 - (1/T))))$$

Donde: N es el número de datos
 σ es la desviación estándar
T es el período de retorno

Para μ_α se tiene:

Límite 90%	$\alpha = 0.10$	$\mu_\alpha = 1.645212$
Límite 95%	$\alpha = 0.05$	$\mu_\alpha = 1.960395$
Límite 99%	$\alpha = 0.01$	$\mu_\alpha = 2.576236$

Entonces si se aplica lo antes visto para la distribución de Gumbel, con un error del 5% , se obtiene una tabla como la mostrada a continuación. Tabla 4.9 .

Bandas de Confianza												
Año	Q m ³ /s	Q >a<	m	T	P(Q)	(T-1)/T	T/(T-1)	Qcal	KT	ST	Qsup	Qinf
1961	539	2101	1	20.00	0.05	0.95	1.0526	2239.48	1.87	306.26	2839.87	1639.09
1962	324	1872	2	10.00	0.10	0.90	1.1111	1893.91	1.30	242.44	2369.18	1418.63
1963	486	1662	3	6.67	0.15	0.85	1.1765	1685.84	0.97	205.42	2088.55	1283.13
1964	1132	1393	4	5.00	0.20	0.80	1.2500	1533.65	0.72	179.50	1885.53	1181.76
1965	1009	1308	5	4.00	0.25	0.75	1.3333	1411.69	0.52	159.78	1724.92	1098.46
1966	1245	1278	6	3.33	0.30	0.70	1.4286	1308.49	0.35	144.15	1591.07	1025.90
1967	1662	1245	7	2.86	0.35	0.65	1.5385	1217.86	0.21	131.50	1475.65	960.06
1968	1393	1231	8	2.50	0.40	0.60	1.6667	1136.04	0.07	121.24	1373.71	898.37
1969	2101	1208	9	2.22	0.45	0.55	1.8182	1060.53	-0.05	113.00	1282.05	839.01
1970	777	1149	10	2.00	0.50	0.50	2.0000	989.51	-0.16	106.59	1198.46	780.56
1971	1872	1132	11	1.82	0.55	0.45	2.2222	921.58	-0.27	101.90	1121.34	721.82
1972	1149	1009	12	1.67	0.60	0.40	2.5000	855.53	-0.38	98.89	1049.39	661.67
1973	1208	777	13	1.54	0.65	0.35	2.8571	790.22	-0.49	97.56	981.47	598.97
1974	1278	564	14	1.43	0.70	0.30	3.3333	724.44	-0.59	97.94	916.44	532.45
1975	557	557	15	1.33	0.75	0.25	4.0000	656.75	-0.70	100.11	853.00	460.50
1976	1308	539	16	1.25	0.80	0.20	5.0000	585.10	-0.82	104.24	789.45	380.74
1977	379	486	17	1.18	0.85	0.15	6.6667	506.15	-0.95	110.74	723.24	289.06
1978	564	379	18	1.11	0.90	0.10	10.0000	413.16	-1.10	120.55	649.49	176.83
1979	1231	324	19	1.05	0.95	0.05	20.0000	286.83	-1.31	136.76	554.92	18.73

TABLA 4.9

La tabla anterior consta de trece columnas. Las primeras seis columnas son iguales a las columnas de las tablas de las distribuciones que se han venido manejando.

La séptima columna es $1 - (1/T)$ ó $(T - 1)/T$.

La octava columna es $T/(T - 1)$.

La novena columna es el gasto calculado con la distribución de Gumbel.

La décima columna está dada por:

$$K_T = -(0.45 + 0.7797 \ln(-\ln(1 - (1/T))))$$

Para el primer renglón sería:

$$K_T = -(0.45 + 0.7797 \ln(-\ln 0.95)) = 1.87$$

La onceava columna es:

$$S_T^2 = (\sigma^2/N) (1 + 1.1396 K_T + 1.10 K_T^2)$$

Para el primer renglón, se tiene:

$$S_T = [(506.16^2/19) (1 + 1.1396(1.87) + 1.10(1.87)^2)]^{1/2} = 306.26$$

La doceava columna es el límite superior. El cual se calcula:

$$Q_{sup} = Q_{cal} + \mu_a S_T$$

Para el primer renglón se tiene:

$$Q_{sup} = 2239.76 + 1.960395(306.26) = 2839.87 \text{ m}^3/\text{s}$$

La treceava columna es el limite inferior. Se calcula con:

$$Q_{inf} = Q_{cal} - \mu_a S_r$$

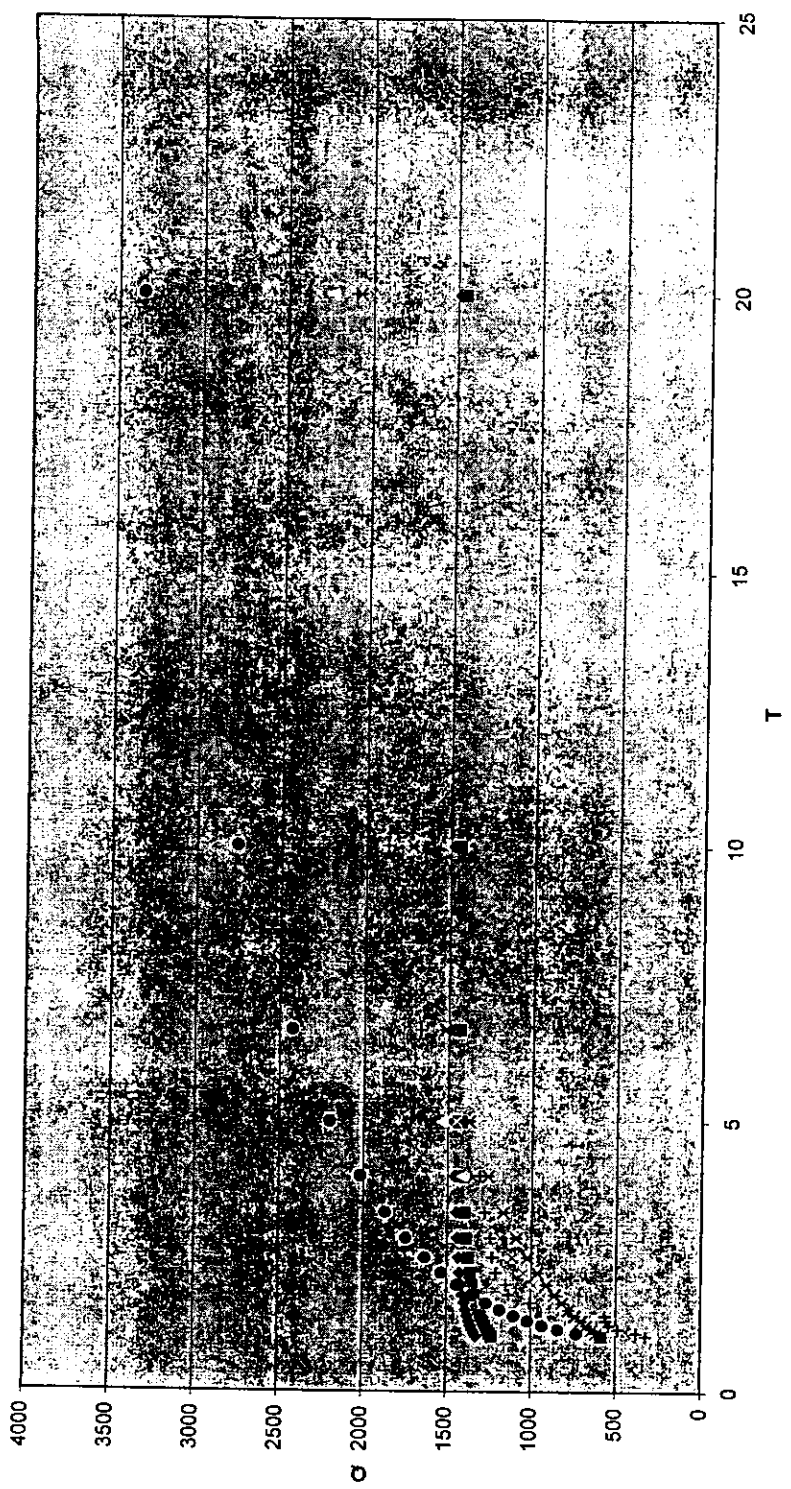
Para el ejemplo, queda:

$$Q_{sup} = 2239.76 - 1.960395(306.26) = 1639.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para tener una mejor idea de cómo se ajustan las distribuciones a un conjunto de datos, a continuación se presenta la gráfica 4.1 . En esta gráfica se presentan los gastos reales y los gastos calculados con las seis diferentes distribuciones de probabilidad.

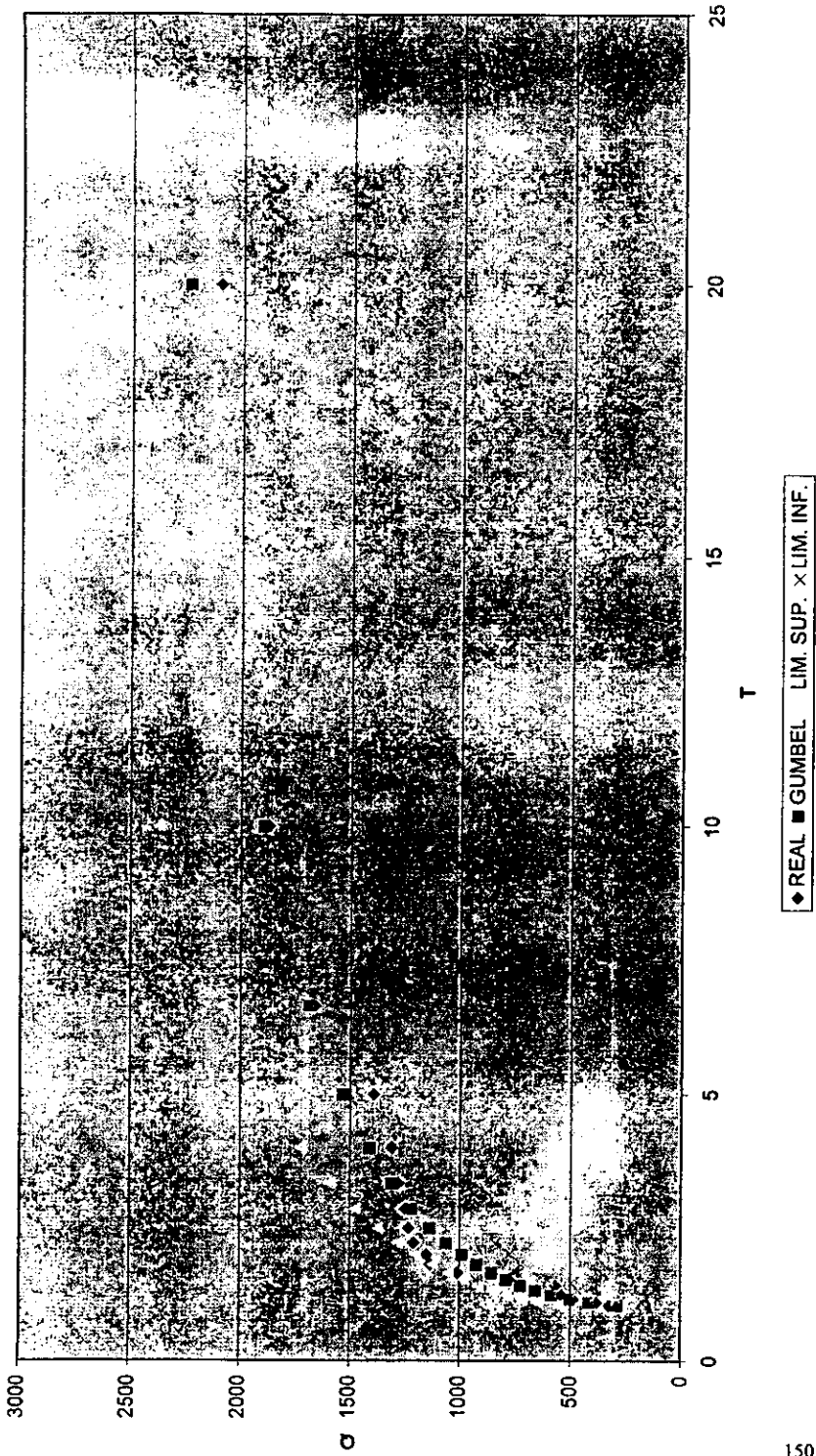
También se presenta la gráfica 4.2 . La cual muestra la distribución de Gumbel con bandas de confianza del 95% .

GASTOS REALES Y GASTOS CALCULADOS CON DIFERENTES DISTRIBUCIONES



◆ NORMAL ■ LOGNORMAL × GUMBEL * GAMMA * EXPONENCIAL ● DOBLE GUMBEL + REAL

DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL CON BANDAS DE CONFIANZA DEL 95%



Una vez que ya se han analizado seis diferentes distribuciones de probabilidad, que ya se escogió la que mejor se ajusta a los datos registrados; se procederá a determinar el gasto de diseño que será utilizado en el capítulo V . Para ello se debe determinar el periodo de recurrencia adecuado.

De la tabla 4.1 tenemos que para puentes carreteros de caminos locales, su periodo de retorno tiene un rango de 25 a 50 años. Para este estudio se utilizará el periodo de retorno de 50 años.

Con este periodo de recurrencia el riesgo que se tiene para el puente, con una vida útil de 25 años por ejemplo, es:

$$R = 1 - (1 - (1/T))^n$$

$$R = 1 - (1 - (1/50))^{25}$$

$$R = 0.396 \approx 0.40$$

Esto quiere decir que en 25 años de vida útil, siguiendo con el ejemplo, el puente tiene el 40% de riesgo de falla.

Con la distribución de Gumbel el gasto de diseño es:

$$Q = \beta - (1/\alpha) \ln \ln(T/(T - 1))$$

$$Q = 813.56 - (1/0.002083) \ln \{\ln(50/49)\}$$

$$Q = 2686.79 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este gasto se hará el análisis y se obtendrán los resultados del estudio hidráulico presentado en el capítulo V.

C a p í t u l o V

Análisis y Resultados del Estudio Hidráulico

V Análisis y Resultados del Estudio Hidráulico

Como se mencionó en el capítulo I, sobre el perfil del río Apulco se tienen tres secciones. Las cuales para su identificación se les llamó de la siguiente manera:

Sección 1; que es la sección que se encuentra 150 metros aguas arriba del cruce del puente y se designa con el cadenamiento "0 - 150".

Sección 2; con un cadenamiento "0 + 000" que es la sección del puente.

Sección 3; con un cadenamiento "0 + 150" y es la sección 150 metros aguas abajo del cruce del puente.

También en el capítulo I, se estudió como obtener el área hidráulica y el perímetro mojado de cada una de las secciones. Esto con la finalidad de obtener un gasto, pero para ello se tienen que hacer algunas consideraciones importantes sobre el coeficiente de rugosidad, la pendiente y las pérdidas.

A continuación se presenta la determinación del coeficiente de rugosidad, utilizado en la fórmula de Manning. Más adelante se presentan las consideraciones para la determinación de la pendiente utilizada en el presente estudio. Así como las consideraciones para la obtención de las pérdidas.

Coeficiente de rugosidad "n"

Para determinar el coeficiente de rugosidad n , utilizado en la fórmula de Manning, nos auxiliaremos de la siguiente expresión:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)k \quad (\text{referencia 1})$$

donde los valores de cada uno de los parámetros y su significado se presentan en la tabla 5.1 .

Para la zona en estudio y tomando los valores correspondientes de la tabla 5.1 tenemos, que como el material es tierra $n_0 = 0.020$, las irregularidades en el fondo y las paredes del cauce son medias $n_1 = 0.010$, se tienen pocos cambios en la forma del área hidráulica a lo largo del cauce lo que resulta $n_2 = 0.005$, los obstáculos son suaves $n_3 = 0.010$, la vegetación es poca $n_4 = 0.005$, y con el trazo longitudinal recto $k = 1$. Con esto el coeficiente de rugosidad n queda:

$$n = (0.020 + 0.010 + 0.005 + 0.010 + 0.005)1$$

$$n = 0.050$$

este coeficiente es el que se utilizará en los cálculos correspondientes en todo el estudio.

Material (n_0)	Tierra	0.020
	Roca	0.025
	Arena 1 - 2 mm	0.024
	Grava 2 - 20 mm	0.028
Irregularidades en el fondo y las paredes del cauce (n_1)	Liso	0.000
	Irregularidades pequeñas	0.005
	Irregularidades medias	0.010
	Irregularidades grandes	0.020
Cambios en la forma del área hidráulica a lo largo del cauce (n_2)	Perfil uniforme	0.000
	Pocos cambios	0.005
	Cambios frecuentes	0.010-0.015
Obstáculos (n_3)	Despreciables	0.000
	Suaves	0.010-0.015
	Notables	0.020-0.030
	Bruscos	0.040-0.060
Vegetación (n_4)	Poca	0.005-0.010
	Mediana	0.010-0.025
	Mucha	0.025-0.050
	Demasiada	0.050-0.100
Trazo longitudinal (k)	Aproximadamente recto	1.000
	Curvas suaves	1.150
	Curvas notables	1.200

Tabla 5.1 . Coeficiente de rugosidad n en cauces naturales.

Pendiente

La pendiente utilizada en este estudio se determinó de la siguiente forma:

En la figura 5.1 se presenta el perfil de las tres secciones de la zona en estudio, indicando las cotas de plantilla de cada una de las tres secciones.

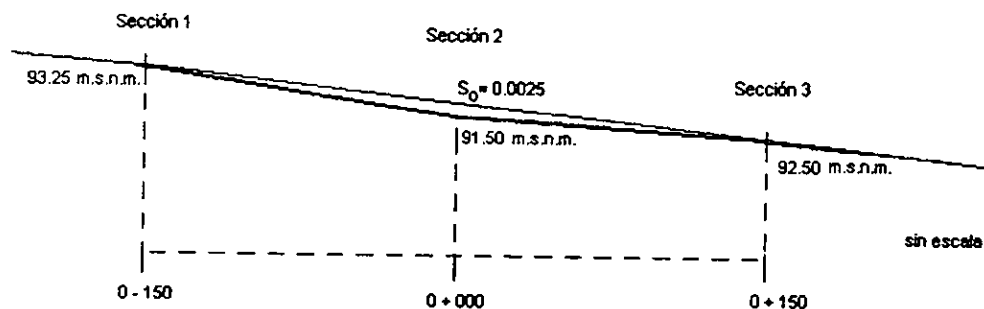


Figura 5.1 Perfil de las tres secciones en estudio en el río Apulco.

Como se puede observar, de la sección 2 a la sección 3, la pendiente es negativa. Esto lleva a que después de intentar diferentes procedimientos, tales como suponer una pendiente longitudinal media en toda la zona, se escogió como el más apropiado, el siguiente:

Con base en el plano topográfico de Cuetzalan F14 D85, presentado en el capítulo I, se pudo ver que aguas arriba de la sección 1, la pendiente del cauce es aproximadamente la continuación del trazo entre las cotas de plantilla de las secciones 1 y 3. Este valor de la pendiente es $S_0 = 0.0025$, como puede verse en la figura 5.1, que es el que se tomó para calcular el tirante en la sección 1. Este tirante también se determinó con el gasto de diseño seleccionado. A partir de

este tirante 1 se dedujo el perfil hidráulico en las otras dos secciones.

Dada la forma topográfica del perfil longitudinal en las tres secciones, se concluyó que la única forma de definir el perfil hidráulico es utilizando el principio del gasto máximo, visto en el capítulo III.

Pérdidas

Para la obtención de las pérdidas entre cada una de las secciones, se hizo de la siguiente manera:

Primero se obtuvo el tirante de la sección 1 con la fórmula de Manning, utilizando el gasto de diseño seleccionado y la pendiente S_0 ya mencionada. Enseguida se utilizó el principio del gasto máximo para determinar los tirantes en las secciones 2 y 3 , primero sin considerar pérdidas y después, utilizando la ecuación de la energía y ahora sí considerando las pérdidas por fricción se ajustaron los valores calculados de dichos tirantes en las secciones 2 y 3 .

Hechas estas consideraciones, se procederá a calcular los tirantes en cada una de las secciones con el gasto de diseño ya encontrado $Q = 2686.79 \text{ m}^3/\text{s}$ para un período de retorno de 50 años.

Determinación de los tirantes en cada una de las secciones

Se empezará por determinar el tirante en la sección 1 . Para esto tenemos que la fórmula de Manning es:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

El área hidráulica y el perímetro mojado de la sección 1 está dado, como se vió en el capítulo I, por:

$$A_A = 7y_A^2 + 12.70y_A$$

$$P_A = 14.45y_A + 12.70$$

$$A_B = 1.5y_B^2 + 35y_B$$

$$P_B = 3.61y_B + 35$$

$$A_C = 3.61y_C^2 + 266y_C$$

$$P_C = 7.48y_C + 100$$

Donde: $0 \leq y_A \leq 6.75$ m ; $0 \leq y_B \leq 5$ m ; $0 \leq y_C \leq 20$ m . Ver figura 5.2

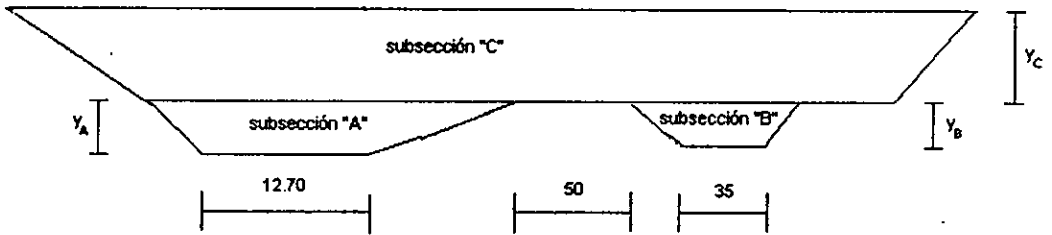


Figura 5.2 Sección 1.

Entonces, la fórmula de Manning queda:

$$Q = ((A_A + A_B + A_C)/n) ((A_A + A_B + A_C)/(P_A + P_B + P_C))^{2/3} S^{1/2}$$

Para el gasto de diseño $Q = 2686.79$ m³/s , el tirante se debe encontrar en la subsección C, figura 5.2 , entonces queda:

$$Q = ((404.66 + 212.50 + 3.61y_c^2 + 266y_c)/0.050) ((404.66 + 212.50 + 3.61y_c^2 + 266y_c)/(110.24 + 53.05 + 7.48y_c + 100))^{2/3} (0.0025^{1/2})$$

Como el agua cubre a las subsecciones "A" y "B" es por eso que en la fórmula anterior se tiene:

$$A_A = 7(6.75)^2 + 12.70(6.75) = 404.66 \text{ m}^2$$

$$A_B = 1.5(5)^2 + 35(5) = 212.50 \text{ m}^2$$

$$P_A = 14.45(6.75) + 12.70 = 110.24 \text{ m}$$

$$P_B = 3.61(5) + 35 = 53.05 \text{ m}$$

Dando valores a y_c para igualar la ecuación, se tiene:

Cuando $y_c = 1.71 \text{ m}$, el gasto es $Q = 2691.99 \text{ m}^3/\text{s}$, que se encuentra dentro del intervalo de confianza, según lo estudiado en el capítulo IV.

Entonces el tirante real y_1 es $y_1 = 6.75 + 1.71 = 8.46 \text{ m}$.

Esto es que el tirante en la sección 1 tiene la cota 101.71 m. s. n. m. para un gasto $Q = 2691.99 \text{ m}^3/\text{s}$.

Con este tirante y_1 y este gasto se determinarán los tirantes en las secciones 2 y 3.

Para determinar el tirante en la sección 2, se tiene:

Planteando la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2, ver figura 5.3, tenemos:

$$\Delta_1 + y_1 + (V_1^2/2g) = y_2 + (V_2^2/2g) + E_{h_{1-2}}$$

$$\Delta_1 + (Q/A_1)^2/2g = y_2 + (Q/A_2)^2/2g + 0$$

donde: $\Delta_1 = 1.75 \text{ m}$

$y_1 = 8.46 \text{ m}$

$Q = 2691.99 \text{ m}^3/\text{s}$

$A_1 = 404.66 + 212.50 + 3.61(1.71)^2 + 266(1.71) = 1082.58 \text{ m}^2$

$A_2 = 608.18 + 5.75y^2 + 110y$

$P_1 = 110.24 + 53.05 + 7.48y + 100 = 276.08 \text{ m}$

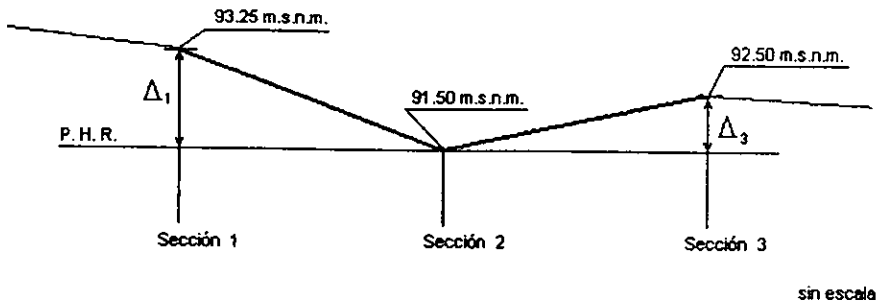


Figura 5.3

Sustituyendo valores en la ecuación de la energía:

$$1.75 + 8.46 + \frac{(2691.99/1082.58)^2}{19.62} = y_2 + \frac{(2691.99/608.18 + 5.75y^2 + 110y)^2}{19.62} + 0$$

$$1.75 + 8.46 + 0.32 = y_2 + \frac{(2691.99/608.18 + 5.75y^2 + 110y)^2}{19.62} + 0$$

$$10.53 = y_2 + \frac{(2691.99/608.18 + 5.75y^2 + 110y)^2}{19.62} + 0$$

Dando valores a y y y_2 , la igualdad se cumple cuando $y = 1.42$ m ; $y_2 = 9.92$ m, $A_2 = 608 + 5.75(1.42)^2 + 110(1.42) = 775.97$ m², $P_2 = 111.76 + 11.68(1.42) = 111.76 + 16.58 = 128.34$ m .

Para encontrar las pérdidas, se hará un promedio entre las secciones. Este promedio será de las áreas hidráulicas, los perímetros mojados, y las velocidades. Con esto se encontrará una pendiente promedio, y con ella y la longitud se determinarán las pérdidas. Una vez que se encontraron dichas pérdidas, los valores de los tirantes se ajustan. A continuación se muestra el cálculo de las pérdidas.

$$\bar{A} = (1082.58 + 775.97)/2 = 929.28 \text{ m}^2$$

$$\bar{P} = (276.08 + 128.34)/2 = 202.21 \text{ m}$$

$$\bar{V} = (2.49 + 3.47)/2 = 2.98 \text{ m/s}$$

$$\bar{S} = ((V/n)/\bar{R}^{2/3})^2 = ((2.98(0.050))/(929.28/202.21)^{2/3})^2$$

$$\bar{S} = 0.00290$$

$$\Sigma h_{f1-2} = \bar{S} L = 0.00290(150) = 0.44 \text{ m}$$

Regresando a la ecuación de la energía, ahora tomando las pérdidas, queda:

$$10.53 - 0.44 = y_2 + (2691.99/608.18 + 5.75y^2 + 110y)^2/19.62$$

$$10.09 = y_2 + (2691.99/608.18 + 5.75y^2 + 110y)^2/19.62$$

La igualdad se cumple cuando $y = 0.85 \text{ m}$, $y_2 = 9.35 \text{ m}$;

$$A_2 = 608.18 + 5.75(0.85)^2 + 110(0.85) = 705.83 \text{ m}^2,$$

$$P_2 = 111.76 + 11.68(0.85) = 121.68 \text{ m}.$$

Entonces el tirante en la sección 2 es $y_2 = 9.35 \text{ m}$.

La cota del tirante en la sección 2 es 100.85 m. s. n. m.

Para la sección 3, tenemos que la ecuación de la energía queda:

$$y_2 + (V_2^2/2g) = \Delta_3 + y_3 + (V_3^2/2g) + \Sigma h_{f2-3}$$

$$y_2 + (Q/A_2)^2/19.62 = \Delta_3 + y_3 + (Q/A_3)^2/19.62 + 0$$

donde: $y_2 = 9.35 \text{ m}$

$$Q = 2691.99 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_2 = 632.66 \text{ m}^2$$

$$\Delta_3 = 1 \text{ m}$$

$$A_3 = 4.18y^2 + 11.15y + (16.05(y - 1.75)^2) + (47.2(y - 1.75))$$

$$P_3 = 8.88y + 11.15 + (32.27(y - 1.75)) + 47.2$$

Sustituyendo valores en la ecuación de la energía, queda:

$$9.35 + (2691.99/705.83)^2/19.62 = 1 + y_3 + (2691.99/(4.18y^2 + 11.15y + (16.05(y - 1.75)^2) + (47.2(y - 1.75))))^2/19.62$$

$$9.35 + 0.74 - 1 = y_3 + (2691.99/(4.18y^2 + 11.15y + (16.05(y - 1.75)^2) + (47.2(y - 1.75))))^2/19.62$$

$$9.09 = y_3 + (2691.99/(4.18y^2 + 11.15y + (16.05(y - 1.75)^2) + (47.2(y - 1.75))))^2/19.62$$

Dándole valores a y , la igualdad se cumple cuando $y_3 = 8.90 \text{ m}$,
 $A_3 = 107.06 + 175.67 + 778.48 + 327.99 = 1389.20 \text{ m}^2$,
 $P_3 = 8.88(3.9) + 11.15 + 32.27(2.15) + 47.2 + 27.15(3.6) + 13.79(1.4) = 279.41 \text{ m}$.

Para determinar las pérdidas, se hace lo mismo que para determinar las pérdidas en la sección 2, esto es:

$$\begin{aligned}\bar{A} &= (705.83 + 1389.20)/2 = 1047.52 \text{ m}^2 \\ \bar{P} &= (121.68 + 279.41)/2 = 200.55 \text{ m} \\ \bar{V} &= (3.81 + 1.94)/2 = 2.88 \text{ m/s} \\ \bar{S} &= ((V/n)/\bar{R}^{2/3})^2 = ((2.88(0.050))/(1047.52/200.55)^{2/3})^2 \\ \bar{S} &= 0.00229 \\ \Sigma h_{f2-3} &= \bar{S} L = 0.00229(150) = 0.34 \text{ m}\end{aligned}$$

Regresando a la ecuación de la energía, tomando las pérdidas entre las secciones 2 y 3, queda:

$$\begin{aligned}9.09 - 0.34 &= y_3 + (2691.99/(4.18y^2 + 11.15y + (16.05(y - 1.75)^2) + \\ &+ (47.2(y - 1.75))^2)/19.62 \\ 8.75 &= y_3 + (2691.99/(4.18y^2 + 11.15y + (16.05(y - 1.75)^2) + \\ &+ (47.2(y - 1.75))^2)/19.62\end{aligned}$$

La igualdad se cumple cuando $y_3 = 8.53 \text{ m}$,

$$A_3 = 107.06 + 175.67 + 778.48 + 238.78 = 1299.99 \text{ m}^2 \text{ .}$$

Entonces el tirante en la sección 3 es $y_3 = 8.53 \text{ m}$.

La cota del tirante en la sección 3 es 101.03 m. s. n. m.

Los tirantes en cada una de las secciones son:

$$y_1 = 8.46 \text{ m}$$

$$y_2 = 9.35 \text{ m}$$

$$y_3 = 8.53 \text{ m}$$

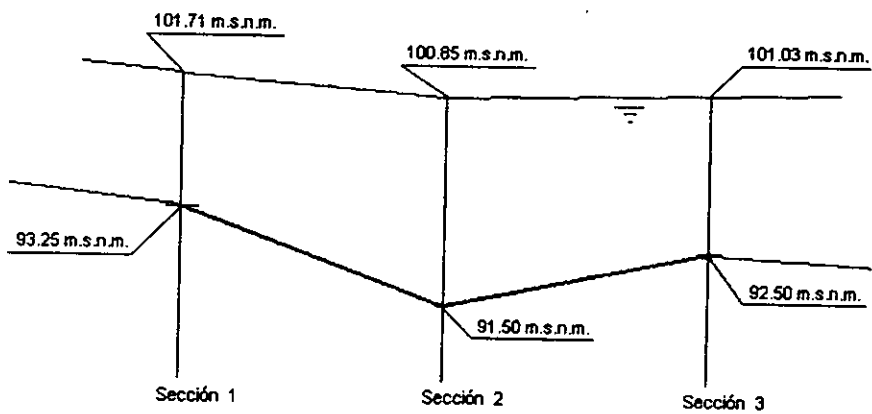
Las cotas son las siguientes:

$$\text{Cota Sección 1} = 93.25 + 8.46 = 101.71 \text{ m. s. n. m.}$$

$$\text{Cota Sección 2} = 91.50 + 9.35 = 100.85 \text{ m. s. n. m.}$$

$$\text{Cota Sección 3} = 92.50 + 8.53 = 101.03 \text{ m. s. n. m.}$$

En la figura 5.4 se muestra el perfil hidráulico.



sin escala

Figura 5.4 Perfil Hidráulico en las tres secciones .

Con estos resultados, se puede pensar que el nivel de aguas máximas extraordinarias (N. A. M. E.), se encuentra en la cota 101 m. s. n. m. , dejando un espacio libre entre el nivel del agua y el puente de 1 metro. Con esto la parte inferior del puente tendrá la cota 102 m. s. n. m.

En la figura 5.5, se presenta un croquis del puente.

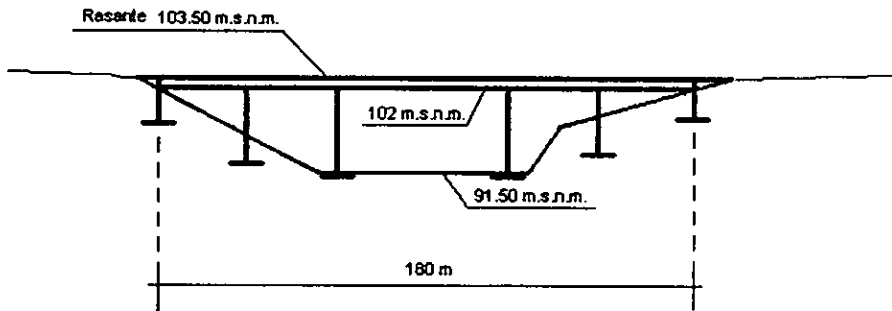


Figura 5.5 Croquis del Puente

C a p í t u l o V I

Conclusiones y Recomendaciones

VI Conclusiones y Recomendaciones

En este último capítulo se describirán las conclusiones a las que se llegaron según el estudio realizado.

Estas conclusiones son desde el punto de vista Topográfico, Geológico, Hidráulico y Estructural.

A continuación se presentan las conclusiones y algunas recomendaciones para cada uno de los puntos de vista.

VI.1 Desde el punto de vista Topográfico

La conclusión a la que se llega, desde el punto de vista topográfico, es que el cauce natural del río, en sus tres secciones estudiadas, tiene la capacidad hidráulica suficiente para que el gasto de diseño pueda pasar sin ningún problema por ellas.

Esto es posible gracias a que las secciones se extienden cuando el agua alcanza cierto nivel. Esto da como resultado que aún para gastos mucho mayores el nivel del agua suba poco.

Lo que se le puede recomendar al Gobierno del Estado de Puebla es que no permita el asentamiento humano en la zona del estudio. Ya que esto puede ser peligroso, pues como ya se estudió, el gasto de diseño se puede presentar en cualquier momento.

VI.2 Desde el punto de vista Geológico

Desde este punto de vista, se recomienda hacer estudios geológicos para determinar:

Afloramiento de rocas, su clasificación y modo de ocurrencia; estratigrafía, estructuras, grado de intemperización y de metamorfismo, así como su posible utilidad para la construcción.

Señalar los problemas que las rocas puedan presentar para su ataque y los procedimientos de construcción que son adecuados a cada tipo de formación.

Si se hace el estudio para el suelo, este se clasifica de acuerdo a su origen y su granulometría. De los suelos se investiga su textura, su estructura, su espesor, su uniformidad, la presencia de otros componentes no comunes y en forma estimada su resistencia.

Para el cruce del río se recomienda estudiar la clasificación de la vía fluvial, la estabilidad del cruce, las tendencias erosivas o de depósito de la corriente, la conformación de las márgenes, la clase y el espesor del acarreo y la presencia de algunas condiciones particulares que puedan influir en la construcción o conservación del puente.

Se recomienda también que las investigaciones del subsuelo, se lleven a cabo por medio de sondeos, que pueden ser a cielo abierto cuando la roca se encuentra a poca profundidad, o con pozos perforados con máquina cuando se requiere alcanzar mayores profundidades. El objeto de cada pozo es conocer la columna geológica y del conjunto de pozos, determinar el perfil estratigráfico sobre el que se señala la profundidad de desplante. Se recomienda, en general, que conviene perforar de 2 a 3 metros dentro de la capa resistente o de la roca, con el objeto de asegurar que se trata de una capa de suficiente espesor o de la roca firme y no de un peñasco suelto de gran tamaño.

VI.3 Desde el punto de vista Hidráulico

Para la sección 2, que es en donde se encontrará el puente, se determinó que el nivel de aguas máximas extraordinarias (N. A. M. E.), para un período de retorno de 50 años, se encontrará en la cota 101 m. s. n. m.

La parte inferior del puente se recomienda que tenga una cota de 102 m. s. n. m. Pues con este nivel no se tendría ningún problema, aún si se presentara el gasto para un período de retorno de 100 años. ($Q = 3021.98 \text{ m}^3/\text{s}$). El nivel que alcanzaría el agua, con $T = 100$ años, sería la cota 101 m. s. n. m. que es precisamente el que se tiene como N. A. M. E., pues para un período de retorno de 50 años el nivel que alcanza el agua es la cota 100.85 m. s. n. m., como se estudió en el capítulo V.

La rasante del puente se encontrará en la cota 103.50 m. s. n. m. y la longitud total del puente será de 180 metros.

VI.4 Desde el punto de vista Estructural

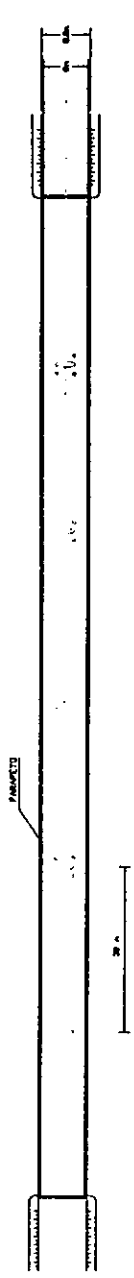
Para este punto de vista, sólo se pueden hacer recomendaciones.

Como ya se dijo antes, el puente tiene una longitud de 180 metros. Con esto se recomienda que:

La superestructura del puente esté formada por seis tramos de losa de concreto reforzado de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, trabajando en colaboración con seis travesaños AASHTO tipo IV de concreto preesforzado de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, de 30 metros de claro para un ancho total de 8.80 metros; un ancho de calzada de 8 metros y proyectada para una carga móvil en dos carriles de tránsito. Uno T3-S2-R4 y otro HS-20. Carpeta asfáltica de 3 cm de espesor.

Para tener una mejor idea del puente se presentan a continuación las figuras 6.4.1, que muestran la superestructura y subestructura del puente recomendados. Así como también el camino del puente en la figura 6.4.2.

PLANTA



CORTE EN ELEVACION

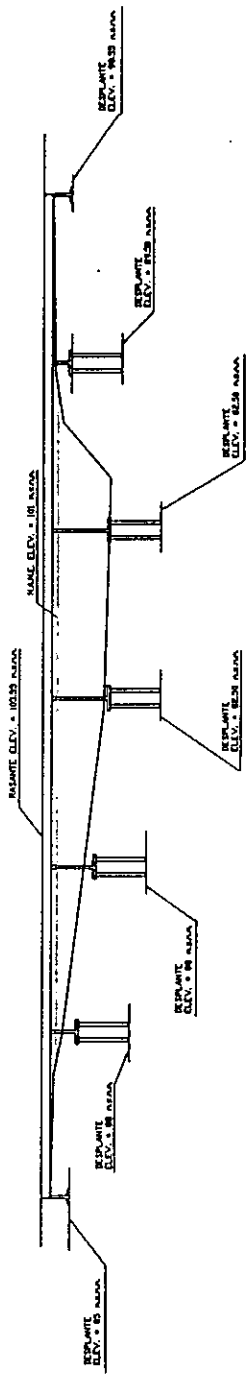


FIGURA 6.4.1

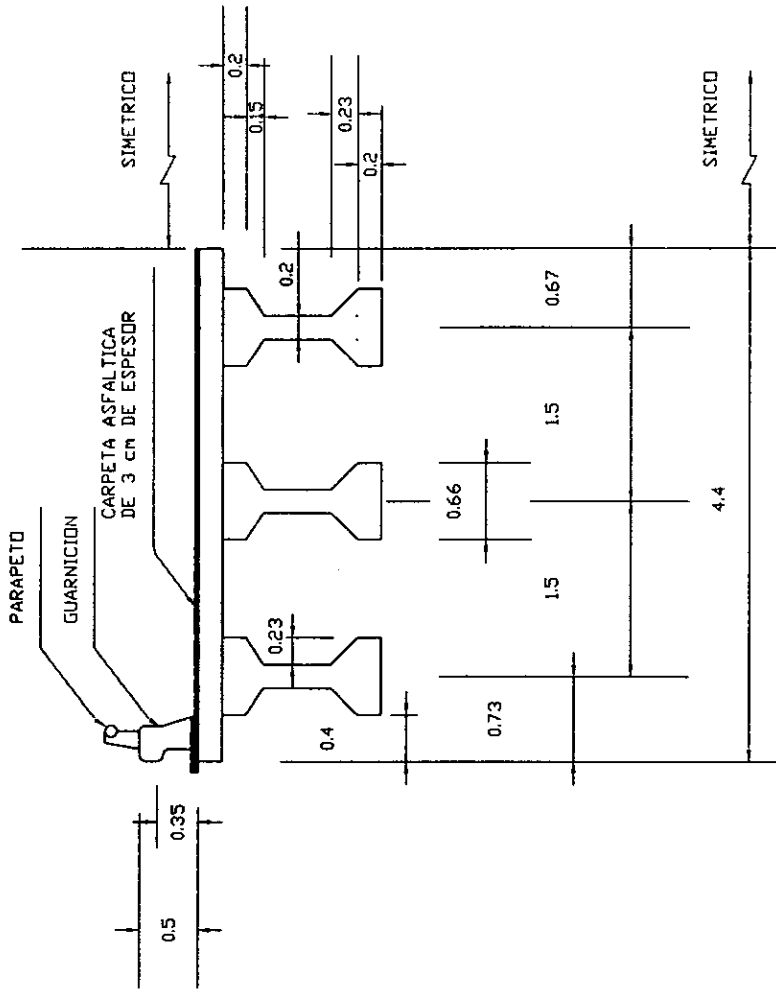


FIGURA 6.4.2

CORTE TRANSVERSAL

B i b l i o g r a f í a

Bibliografía

- Referencia 1 Hidráulica de Canales.Humberto Gardea Villegas.
- Referencia 2 Manual de Hidráulica Fluvial.Capítulo 15.José Antonio Maza Alvarez.Victor Franco.
- Referencia 3 Fundamentos de Hidrología de Superficie.Aparicio Mijares.
- Referencia 4 Geología aplicada.Juan B. Puig de la Parra.
- Referencia 5 Apuntes de Hidráulica II.Gilberto Sótelo Avila.
- Referencia 6 Hidrología Aplicada.Ven Te Chow.