

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

APLICACION DE MODELOS PARA EL PRONOSTICO DE
ESCURRIMIENTOS EN EL SITIO DE LA PRESA
AGUAMILPA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

LESVIA TATIANA DAVIS MONZON

MEXICO, D.F.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

ÍNDICE

	Pág.
1 INTRODUCCIÓN	1
2 ESTIMACIÓN DE LAS AVENIDAS EN LAS PRINCIPALES ESTACIONES HIDROMÉTRICAS	3
2.1 GENERALIDADES	4
2.2 PROCEDIMIENTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS ELEVACIÓN DE LA ESCALA (E) CONTRA GASTO (Q)	6
2.2.1 Estación hidrométrica Los Sabinos	8
2.2.2 Estación Hidrométrica Jesús María	14
2.2.3 Estación Hidrométrica Carrizal II	21
2.3 OBTENCIÓN DE LOS HIDROGRAMAS	27
3 MODELACIÓN DE LAS RELACIONES ENTRE LLUVIA Y ESCURRIMIENTO	30
3.1 GENERALIDADES	30
3.2 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA Y PLUVIOGRÁFICA	31
3.2.1 Estimación de los hietogramas de precipitación total	36
3.3 MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO PARA LA SUBCUENCA DE JESÚS MARÍA	39
3.3.1 Calibración del modelo lluvia-escurrecimiento con la información de la primera tormenta de enero de 1992	41
3.3.2 Revisión del modelo lluvia-escurrecimiento con los datos de la segunda tormenta de enero de 1992	49
3.4 ESTIMACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS UNITARIOS PARA OTRAS SUBCUENCAS	53
4 TRÁNSITO DE LAS AVENIDAS DESDE LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS HASTA LA PRESA AGUAMILPA	56
4.1 GENERALIDADES	56
4.2 RECONSTRUCCIÓN DE LA AVENIDA DE ENTRADA A LA PRESA AGUAMILPA	57
4.2.1 Avenidas registradas en las estaciones hidrométricas	57
4.2.2 Tránsito de avenidas desde los afluentes	60
4.2.3 Hidrograma estimado a partir de los datos registrados en la estación Carrizal II (Antitránsito)	63
4.3 COMPARACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS CALCULADOS	66
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	68
5.1 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS	68
5.2 MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO	69
5.3 CÁLCULO DE LOS HIDROGRAMAS DE ENTRADA A LA PRESA	70
REFERENCIAS	71

1 INTRODUCCIÓN

La construcción de una presa tiene como fin controlar los escurrimientos de un río, sea para su aprovechamiento o como defensa contra inundaciones.

Las principales estructuras que conforman una presa (cortina, vertedor, obra de desvío y de toma) se dimensionan tomando en cuenta, entre otras cosas, la magnitud y forma de la máxima avenida que podría ocurrir durante su vida útil, avenida que está en función de las características específicas de la cuenca.

El gasto de diseño puede ser calculado por métodos estadísticos o definiendo una tormenta de diseño y obteniendo el hidrograma correspondiente. Los primeros requieren contar con una muestra de gastos máximos anuales, a los que se ajusta una cierta distribución de probabilidad que permite estimar el gasto de diseño. El segundo, en cambio, parte del hidrograma y del hietograma de una tormenta en particular. Si se cuenta con datos de escurrimientos, el método estadístico es más confiable; sin embargo, la aplicación de uno u otro método depende de la información disponible en cada caso.

Otra función de la hidrología en presas es el pronóstico de escurrimientos para mejorar la operación de los vertedores y tomar las medidas preventivas que se consideren necesarias.

Al presentarse una tormenta dentro de la cuenca de la presa, inmediatamente se obtienen registros en las distintas estaciones hidrométricas localizadas en distintos puntos de los afluentes del cauce principal; adicionalmente, es posible registrar con pluviógrafo y pluviómetro la magnitud de la precipitación. Esta información puede ser procesada horas antes de que se presente la avenida en el sitio de la presa, para obtener así un pronóstico de los escurrimientos.

El 18 de enero de 1992 se presentó en la cuenca de la presa Aguamilpa una avenida extraordinaria con un gasto máximo del orden de $10000 \text{ m}^3/\text{s}$ en el sitio de la presa. Dicho gasto superó considerablemente a todos los anteriormente registrados, que datan del año 1942 (en agosto de 1973 se presentó un pico estimado en $6700 \text{ m}^3/\text{s}$ que constituía el mayor). La diferencia es todavía mayor si el gasto máximo de enero de 1992 se compara con el máximo registrado en época de invierno, que fue de $4430 \text{ m}^3/\text{s}$ y ocurrió en 1987, antes del cual no se registró ningún gasto mayor a $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ en tales épocas.

Dado lo extraordinario del fenómeno de 1992, en la presente tesis se analizan los datos registrados con el objeto de calibrar un modelo de predicción de escurrimientos en la presa Aguamilpa, el mismo que podría conducir a tomar las medidas que se juzguen necesarias en la operación de dicha presa en caso de presentarse avenidas de gran magnitud, y de este modo optimizar su funcionamiento y evitar posibles percances.

En el capítulo dos de este trabajo se presenta el análisis de los aforos realizados en las estaciones hidrométricas Jesús María, Los Sabinos y Carrizal II, con objeto de extrapolar las curvas elevación-gasto de dichas estaciones y reconstruir los hidrogramas de las avenidas que se presentaron en enero de 1992. Los correspondientes a Los Sabinos y Carrizal II son utilizados en el capítulo cuatro como registro de los escurrimientos del río Huaynamota y como hidrograma de salida de la presa, respectivamente.

En el capítulo tres, se utiliza el hidrograma y el hietograma de la estación hidrométrica Jesús María para calibrar un modelo lluvia-escurrimiento de la subcuenca de dicha estación y extrapolarlo a otras subcuencas.

En el capítulo cuatro, se hace la reconstrucción del hidrograma de entrada a la presa mediante dos métodos: el primero se basa en los datos de aforos realizados en las estaciones hidrométricas situadas aguas arriba del sitio y el segundo en un antitránsito con los registros de la presa.

Finalmente, en el capítulo cinco se hace un resumen de los resultados obtenidos, se dan las conclusiones y se hacen algunas recomendaciones.

2 ESTIMACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS EN LAS PRINCIPALES ESTACIONES HIDROMÉTRICAS

Las avenidas de enero de 1992 fueron eventos extraordinarios por lo que en las estaciones hidrométricas Jesús María, Los Sabinos y Carrizal II no se dispone de aforos previos asociados a los niveles que alcanzó el agua durante estas avenidas. En las estaciones hidrométricas Bolaños y La Yesca, en cambio, las elevaciones registradas durante enero de 1992 quedan dentro del rango de los aforos realizados previamente (ver figura 2.1).

Por este motivo se consideró necesario realizar un análisis detallado para definir las curvas escala-gasto de Jesús María, Los Sabinos y Carrizal II, para posteriormente reconstruir los hidrogramas en esas estaciones. En los casos de Bolaños y La Yesca se utilizó directamente la información de gastos reportada durante los eventos de enero.

A continuación se presenta en forma resumida el procedimiento utilizado para construir los hidrogramas, para más adelante describir las peculiaridades de su aplicación en cada estación hidrométrica.

2.1 GENERALIDADES

El sitio de la presa Aguamilpa se localiza en la parte central del estado de Nayarit, en el río Santiago, 50 km antes de su desembocadura.

El área de la cuenca, desde la cortina de la presa Poncitlán hasta el sitio de Aguamilpa, es de 73950 km²; los afluentes más importantes son los ríos Verde, Juchipila, Bolaños y Huaynamota con escurrimientos medios anuales de 680.0, 336.7, 802.9 y 2037.0 millones de m³, respectivamente. De estos datos se desprende la importancia de la aportación del río Huaynamota.

Dentro de la cuenca del río Santiago, se encuentran instaladas un total de 74 estaciones hidrométricas que operan regularmente, 64 de ellas pertenecen a la Comisión Nacional del Agua (CNA) y las 10 restantes a la Comisión Federal de Electricidad (CFE). En ellas se registran, a través del tiempo, los niveles del río, el depósito y arrastre de sedimentos y los aforos del cauce (gastos).

Además, se cuenta con 154 estaciones climatológicas que registran las magnitudes y características de algunos fenómenos meteorológicos como temperatura, viento, lluvias, evaporación y humedad.

Para el análisis de las avenidas extraordinarias que se presentaron en enero de 1992, se llevó a cabo una recopilación de la información obtenida de las mismas en las distintas estaciones hidrométricas ubicadas dentro de la cuenca de la presa Aguamilpa. Tomando en cuenta la localización, funcionamiento y confiabilidad de los registros, se eligieron para el estudio las estaciones hidrométricas Jesús María, Los Sabinos, Carrizal II, Bolaños y La Yesca las cuales controlan casi en un 100 % los escurrimientos totales de la cuenca (figura 2.1).

La estación hidrométrica Jesús María se instaló en 1986 sobre el río del mismo nombre, el cual es afluente del río Huaynamota; esta estación fue la de mejor funcionamiento durante las tormentas de enero de 1992. La estación Los Sabinos funciona desde 1991 sobre el río Huaynamota pocos kilómetros aguas arriba de la presa Aguamilpa. La estación hidrométrica Carrizal II se localiza 1.2 km aguas abajo de la presa. El sitio de la estación presentó cambios bruscos en su sección debido al azolvamiento del orden de 5 m que originó el movimiento de materiales en el sitio de construcción de la presa, fue hasta después de las avenidas de enero del 92 que la sección recuperó su forma estable; por su ubicación, esta estación registró, durante el periodo de construcción de la cortina, el gasto de los túneles de desvío. La estación hidrométrica La Yesca está situada sobre el río Santiago, pocos metros aguas arriba de la confluencia con el río Bolaños, del cual se obtienen registros en la estación hidrométrica del mismo nombre localizada aproximadamente 50 km aguas arriba de dicha confluencia.

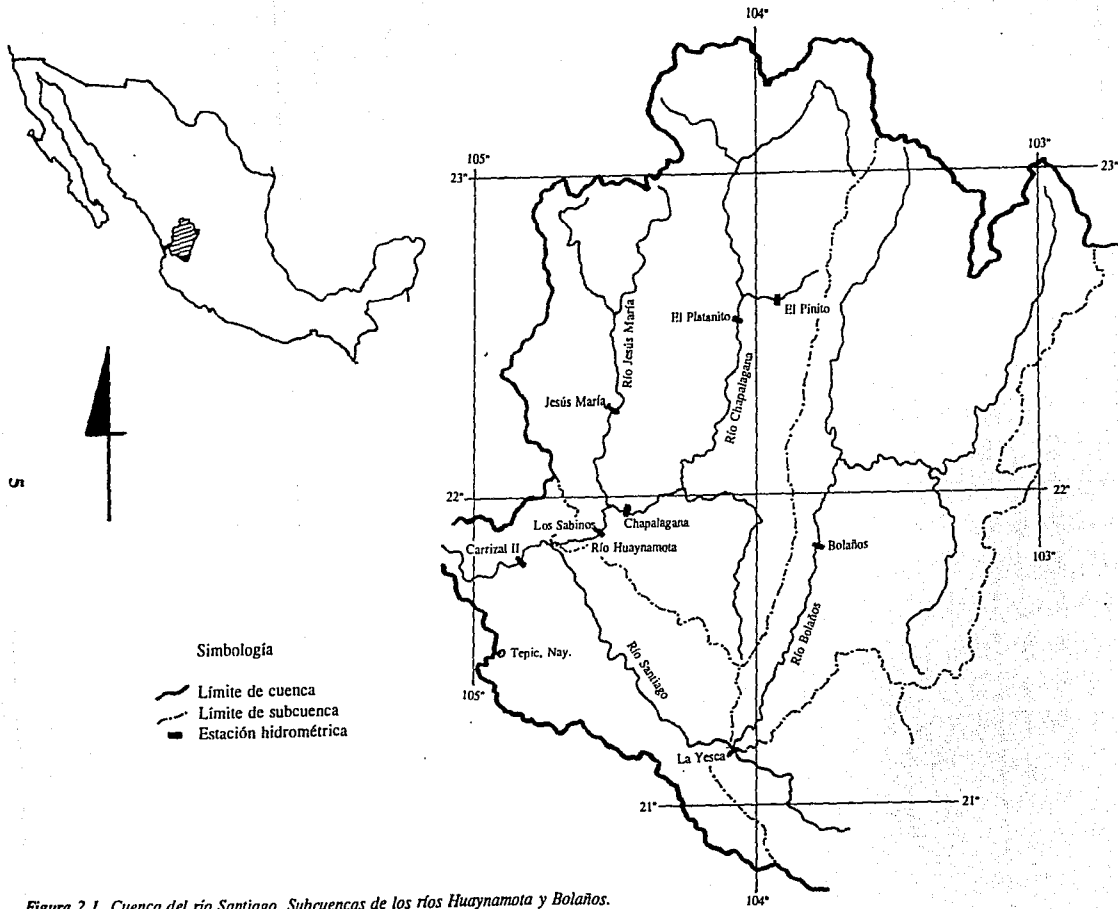


Figura 2.1 Cuenca del río Santiago. Subcuencas de los ríos Huaynamota y Bolaños.

2.2 PROCEDIMIENTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS ELEVACIÓN DE LA ESCALA (E) CONTRA GASTO (Q)

Al presentarse grandes avenidas, es común que no se puedan llevar a cabo los aforos para las elevaciones máximas y por ello que no se cuenta con datos de gastos correspondientes a elevaciones grandes lo cual hace necesario utilizar algún método que permita conocer gastos para elevaciones mayores a las aforadas.

El procedimiento tradicional para obtener la curva E-Q representativa de una sección se basa en la extrapolación estadística o visual de los aforos realizados para elevaciones y gastos menores, prolongando la curva de gastos hasta el valor deseado. Dicho procedimiento puede conducir a errores muy importantes, sobre todo cuando la extrapolación se realiza hasta elevaciones considerablemente mayores que las máximas aforadas.

Los errores que se pueden presentar se deben principalmente a que, en los procedimientos de extrapolación, se pueden usar distintos tipos de función (lineal, parabólica, exponencial, etc.) que aun siendo congruentes en el conjunto de datos medidos, al extrapolárlas conducen a resultados muy distintos entre sí.

El método tradicional no aprovecha el conocimiento que se pueda tener de la sección topográfica de la estación hidrométrica ya que para elevaciones mayores a los aforos, la sección puede o no cambiar considerablemente lo que influye en el gasto extrapolado que se calcule.

Para efectos de la presente tesis, a la lectura de escala (elevación de la escala media (E)), se le denominará en adelante *elevación*.

El Instituto de Ingeniería y la Comisión Federal de Electricidad, proponen un procedimiento (ver referencia 1) que utiliza las ecuaciones básicas de la hidráulica de canales y aprovecha los aforos disponibles para calibrar algunos parámetros de dichas fórmulas. En resumen, el procedimiento se desarrolla mediante los siguientes pasos:

- 1° Se recopila la información disponible de aforos realizados, eliminando la que corresponde a elevaciones (E) muy bajas. Se da preferencia a los aforos recientes y particularmente a los que corresponden a niveles altos.
- 2° Se ordena la información de acuerdo con la elevación de la escala y se sintetiza en una tabla en donde se indican los siguientes valores: fecha, número de aforo, elevación media, área de la sección, velocidad media, perímetro mojado y gasto. Para identificar alguna posible irregularidad en los datos se construyen gráficas elevación-área, elevación-perímetro, elevación-velocidad y elevación-gasto. En el caso de las dos primeras se verifica su congruencia con los datos geométricos de

la sección obtenidos en un levantamiento topográfico.

- 3° De acuerdo con la fórmula de Manning, el gasto Q , medido en m^3/s , se expresa como:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.1)$$

donde A es el área de la sección mojada en m^2 , R el radio hidráulico en m , S la pendiente hidráulica que es adimensional y n el coeficiente de rugosidad.

La ecuación anterior se puede separar en dos términos, así:

$$Q = (F_G) (F_F) \quad (2.2)$$

donde $F_G = AR^{2/3}$ es un factor geométrico y $F_F = \frac{S^{1/2}}{n}$ es un factor de fricción.

En estas condiciones, si el factor geométrico se obtiene directamente de la sección topográfica (medida hasta las elevaciones que se requieren), los valores aforados se utilizan para calibrar los del factor de fricción.

En la práctica, particularmente para elevaciones bajas, los problemas derivados de los cambios de sección geométrica, ya sea por arrastre o por depósito de materiales y los que se deben a que la pendiente hidráulica varía gradualmente durante el paso de la avenida, hacen que los valores calculados del factor de fricción F_F difieran considerablemente de un aforo a otro. Sin embargo, el tamaño relativo de estas diferencias disminuye conforme el gasto y el nivel del agua son mayores, como se demuestra en la referencia 1, por lo que, para efectos de extrapolación, se recomienda construir una gráfica con los valores del factor de fricción en el eje horizontal y los valores correspondientes de escala en el eje vertical, de tal forma que, como se muestra en la figura 2.2, se pueda inferir el valor al que tiende el factor de fricción cuando el nivel medido en la lectura de escala sea alto.

- 4° Una vez inferido el factor de fricción, se utiliza en conjunto con la relación elevación-factor geométrico (obtenida del levantamiento topográfico) para obtener la gráfica que relaciona el gasto con la elevación, extrapolada hasta las elevaciones de la escala que se requieran.

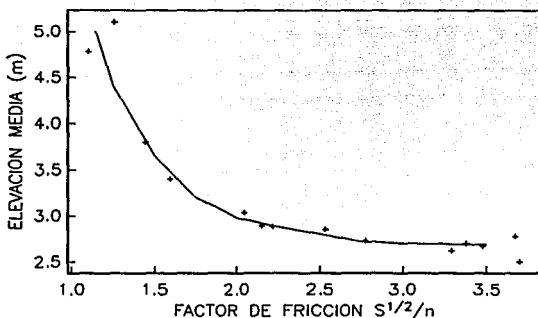


Figura 2.2 Relación del factor de fricción con la elevación media. (+)datos (-)ajuste.

5° Finalmente, se recomienda dibujar en una misma figura la curva inferida para la extrapolación y las parejas de datos E-Q, obtenida de los aforos. Esta gráfica permite verificar la congruencia de la curva obtenida para la extrapolación.

Enseguida se presenta la aplicación de la metodología descrita para las estaciones hidrométricas Los Sabinos, Carrizal II y Jesús María.

2.2.1 Estación hidrométrica Los Sabinos

Para obtener la curva elevación contra gasto se revisaron los aforos disponibles correspondientes a elevaciones medias mayores que 2.5 m, límite que se rebasó únicamente 14 veces entre los años 1991 y 1992, cuyos datos se muestran en la tabla 2.1.

Debido a que en los resúmenes de aforos no se indica explícitamente el valor del perímetro mojado, el cual es indispensable para el análisis, fue necesario calcularlo utilizando la distancia al origen y la profundidad para cada lectura, que están detallados en cada aforo.

Con los datos de la tabla 2.1 se dibujaron las gráficas de la figura 2.3 en las que se relaciona la elevación con el área, con el perímetro, con la velocidad y con el gasto. En estas gráficas, y particularmente en la que relaciona la elevación con el perímetro mojado, se observan varios puntos que parecen incongruentes y que coinciden con datos de aforos del año 1991, por lo que, se considera que se deben a cambios en la forma de la sección aforada. Como los datos de 1992 son más recientes se tomaron como válidos y se prefirió

no utilizar los de 1991.

Tabla 2.1 Aforos con elevaciones mayores de 2.5 m.

Fecha			Aforo No.	Em (m)	A (m ²)	Vm (m/s)	P (m)	Q (m ³ /s)
Año	Mes	Día						
92	02	03	20	2.50	153.5	2.07	126.66	317.8
91	09	20	10	2.62	205.5	1.96	91.48	402.5
91	09	23	13	2.67	215.5	2.24	93.37	481.6
92	01	22	13	2.70	246.0	2.05	124.66	503.2
92	02	02	19	2.73	187.5	2.36	129.02	442.7
91	09	22	12	2.78	241.9	2.70	93.68	653.1
92	01	21	12	2.85	245.7	2.10	124.72	516.1
92	01	25	16	2.88	194.2	2.47	127.20	480.3
92	02	05	22	2.89	209.5	2.26	140.65	474.2
92	02	04	21	3.03	228.6	2.50	139.09	570.5
92	01	10	05	3.40	246.8	2.91	141.93	724.3
92	01	20	11	3.80	368.1	2.65	144.76	976.0
92	01	27	17	4.78	486.3	3.01	149.47	1461.5
92	01	11	06	5.10	592.4	3.31	147.81	1958.4

Em = elevación media, A = área hidráulica, P = perímetro mojado y Vm = velocidad media.

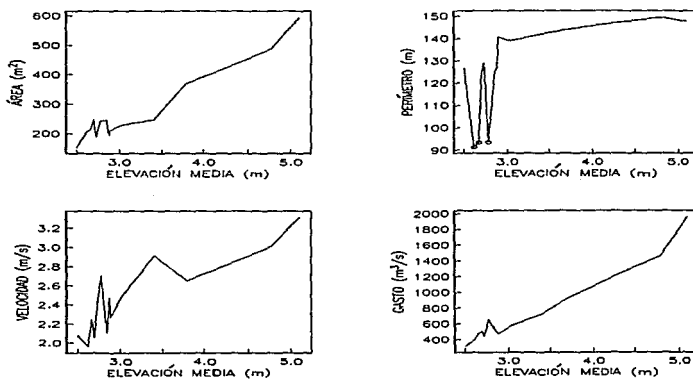


Figura 2.3 Relaciones de aforos mayores de 2.5 m en la estación hidrométrica Los Sabinos. (a) aforos de 1991.

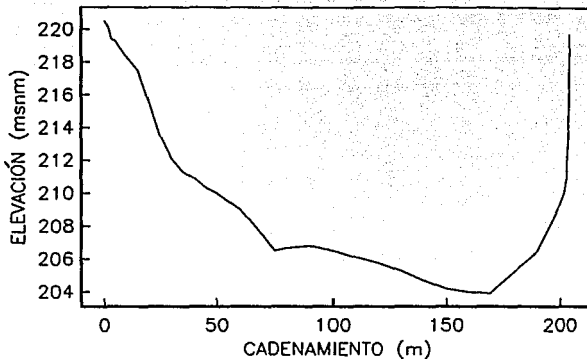


Figura 2.4 Sección de aforos de la estación hidrométrica Los Sabinos.

Tabla 2.2 Relación entre elevación y características geométricas obtenida del levantamiento topográfico.

Em (m)	A_g (m ²)	P_g (m)	$R_g^{2/3}$ (m ^{2/3})
5.5	704.41	162.72	2.65
6.0	786.55	169.10	2.79
6.5	871.25	173.10	2.94
7.0	957.58	176.40	3.09
7.5	1045.03	178.78	3.24
8.0	1133.48	181.16	3.40
8.5	1222.86	183.29	3.54
9.0	1312.98	185.16	3.69
9.5	1403.77	187.01	3.83
10.0	1495.23	188.86	3.97
10.5	1587.35	190.72	4.11
11.0	1680.15	192.57	4.23
11.5	1773.60	194.42	4.37
12.0	1867.72	196.27	4.49

A_g = área hidráulica geométrica

P_g = perímetro mojado geométrico

R_g = radio hidráulico geométrico (A_g/P_g)

Por otro lado, con los datos de un levantamiento topográfico reciente, se construyó la sección transversal (figura 2.4) y se calculó la relación entre el nivel de la escala y las características geométricas que se muestran en la tabla 2.2.

Para comparar las relaciones entre elevación y características geométricas (área y perímetro mojado) se dibujaron los datos obtenidos de los aforos junto con los del levantamiento topográfico (figura 2.5). Como se observa que las tendencias son similares, se utilizaron los datos del levantamiento topográfico para caracterizar la relación entre la elevación y las características geométricas.

Con los valores de Em y Q aforados y la relación entre la elevación y el factor geométrico obtenida del levantamiento topográfico, se calculó el factor de fricción ($S^{1/2}/n$) definido mediante la ecuación 2.3. Los cálculos realizados se presentan en la tabla 2.3 y en la figura 2.6. En esta figura, que relaciona el factor de fricción con la elevación, se trazó una curva de ajuste que muestra que, para valores altos de la escala, el factor geométrico tiende a un valor de 1.13.

$$\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q}{A R^{2/3}} \quad (2.3)$$

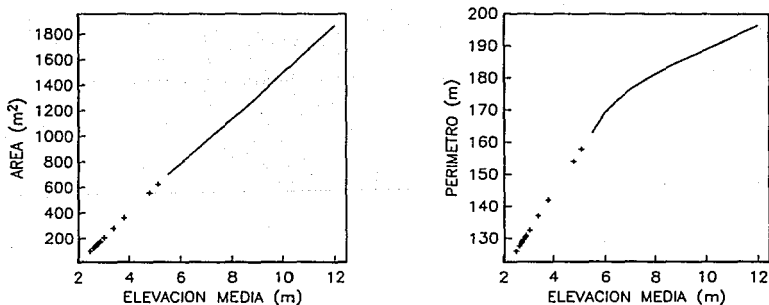


Figura 2.5 Comparación de áreas y perímetros aforados (+) y topográficos (-).

Tabla 2.3 Obtención del factor de fricción $S^{1/2}/n$.

Em (m)	Q (m ³ /s)	A _g (m ²)	P _g (m)	R _g (m)	$S^{1/2}/n$
2.50	317.80	100.00	126.00	0.79	3.7074
2.62	402.50	124.18	127.47	0.97	3.2982
2.67	481.60	134.25	128.08	1.05	3.4766
2.70	503.20	140.29	128.45	1.09	3.3821
2.73	442.70	146.34	128.82	1.14	2.7785
2.78	653.10	156.41	129.43	1.21	3.6803
2.85	516.10	170.51	130.28	1.31	2.5298
2.88	480.25	176.56	130.65	1.35	2.2253
2.89	474.20	178.57	130.77	1.37	2.1576
3.03	570.50	206.78	132.49	1.56	2.0505
3.40	724.30	281.32	137.02	2.05	1.5938
3.80	976.00	361.91	141.91	2.55	1.4448
4.78	1461.50	559.34	153.91	3.63	1.1054
5.10	1958.40	623.81	157.83	3.95	1.2558

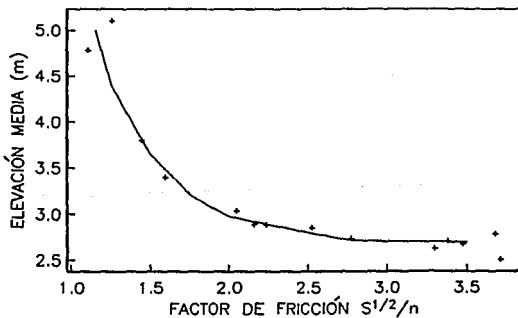


Figura 2.6 Relación del factor de fricción con la elevación media. (+)datos (-)ajuste.

Finalmente, en la tabla 2.4 se obtiene la relación elevación-gasto y en la figura 2.7 se comparan los valores aforados con la curva de extrapolación.

Tabla 2.4 Obtención de los gastos de la extrapolación.

Em (m)	$S^{1/2}/n$	A_g (m)	P_g (m)	$R_g^{2/3}$ ($m^{2/3}$)	Q (m^3/s)
3.0	2.00	200.74	132.12	1.32	530.61
3.5	1.58	301.47	138.24	1.68	801.01
4.0	1.38	402.20	144.36	1.98	1098.96
4.5	1.27	502.93	150.48	2.24	1427.78
5.0	1.19	603.66	156.60	2.46	1766.04
5.5	1.15	704.40	162.72	2.66	2151.61
6.0	1.13	786.55	169.10	2.79	2476.61
6.5	1.13	871.25	173.10	2.94	2891.43
7.0	1.13	957.57	176.40	3.09	3342.16
7.5	1.13	1045.00	178.78	3.24	3831.67
8.0	1.13	1133.40	181.16	3.40	4348.46
8.5	1.13	1222.80	183.29	3.54	4896.76
9.0	1.13	1312.90	185.16	3.69	5475.72
9.5	1.13	1403.70	187.01	3.83	6080.82

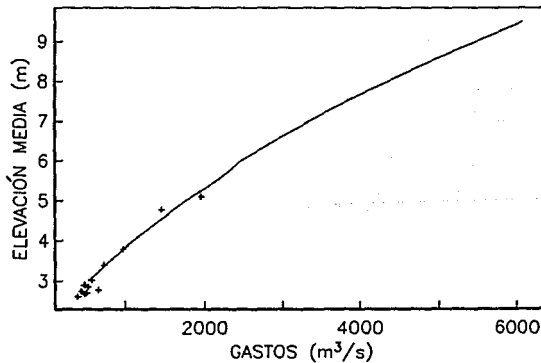


Figura 2.7 Comparación de los gastos aforados (+) con los extrapolados (-).

2.2.2 Estación Hidrométrica Jesús María

Para el análisis de esta estación, se buscaron los aforos mayores a una elevación media de 2 m., encontrándose un total de 26 entre los años 1987 y 1992 (tabla 2.5). En las relaciones elevación contra gasto, área, perímetro y velocidad no se detecta ningún dato erróneo (figura 2.8), aun cuando los valores de velocidad aparecen dispersos.

Del levantamiento topográfico de la sección transversal del río a la altura de la estación hidrométrica (figura 2.9), se obtuvieron las características geométricas (tabla 2.6). Al comparar los valores aforados con los topográficos (figura 2.10), no se detecta ninguna irregularidad en la gráfica de áreas; por el contrario, en la curva correspondiente a los perímetros se observa un cambio brusco, que se debe a la forma de la sección transversal, la cual presenta un salto repentino a una elevación aproximada de 6.5 m.

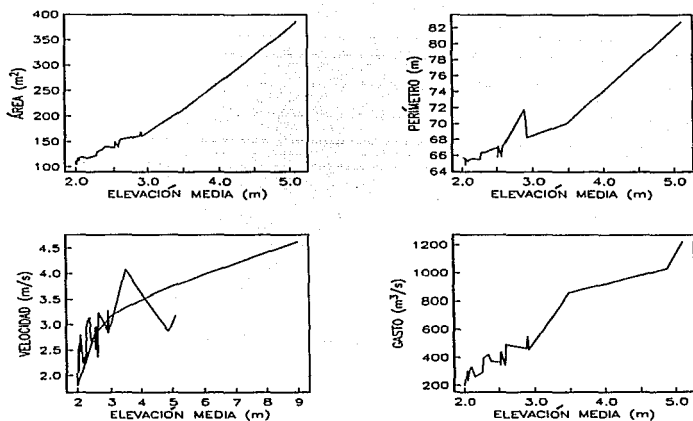


Figura 2.8 Relaciones de los aforos mayores de 2 m en la estación hidrométrica Jesús María.

Con la relación entre la elevación y el factor geométrico obtenida del levantamiento topográfico y con los valores del gasto registrado en los aforos, se calculó el factor de fricción ($S^{1/2}/n$); los cálculos y resultados se muestran en la tabla 2.7. Al graficar el factor de fricción contra la elevación (figura. 2.11), se observa que los puntos no presentan ninguna tendencia que permita obtener los valores del factor de fricción para distintas elevaciones; aun eliminando los datos de aforos anteriores al año 1991, las condiciones son

similares. Para encontrar una solución, se determinó $S^{1/2}/n$ mediante la fórmula de Manning (ecuación 2.4), pero utilizando como datos los valores de la velocidad obtenidos de la curva suave de la figura 2.8.

Tabla 2.5 Aforos con elevaciones mayores de 2 m.

Fecha			Aforo N°	Em (m)	A (m ²)	Vm (m/s)	P (m)	Q (m ³ /s)
Año	Mes	Día						
92	01	28	019	2.00	111.0	1.81		201.2
91	07	03	037	2.01	103.8	2.28	65.79	236.3
90	08	26	189	2.04	117.5	2.58	65.60	303.7
91	07	29	061	2.05	111.6	2.09	64.84	233.8
89	08	30	205	2.05	116.2	2.26	65.62	262.2
90	08	17	180	2.08	119.7	2.71	65.22	323.9
90	08	13	176	2.10	118.1	2.79	65.51	330.2
91	09	09	097	2.15	117.1	2.24	65.58	262.1
91	09	26	113	2.26	122.3	2.42	65.57	296.0
90	07	18	150	2.28	129.8	3.06	66.36	397.8
90	07	19	151	2.35	134.5	3.14	66.44	420.5
90	08	16	179	2.39	139.7	2.68	66.61	375.0
91	07	04	038	2.52	137.8	2.67	67.04	368.4
90	08	19	182	2.52	148.0	2.91	67.00	431.3
91	09	20	108	2.52	137.5	2.51	65.82	345.6
90	08	18	181	2.53	148.5	2.96	67.14	439.8
91	09	22	110	2.57	138.5	2.59	65.88	358.2
88	08	19	049	2.58	144.8	2.37	66.83	343.1
92	01	11	008	2.59	149.5	2.53	67.12	377.8
90	08	25	188	2.60	153.4	3.23	67.40	494.7
91	07	12	045	2.88	161.1	2.89	71.77	466.2
87	02	26	127	2.90	168.6	3.27	70.36	551.9
88	08	07	038	2.91	160.0	2.83	68.27	453.4
90	08	15	178	3.48	210.8	4.07	70.15	857.6
87	01	13	089	4.88	360.0	2.86	81.04	1030.0
87	01	12	088	5.10	385.5	3.17	82.78	1221.1

$$\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{V}{R^{2/3}} \quad (2.4)$$

Los resultados se muestran en la tabla 2.8.

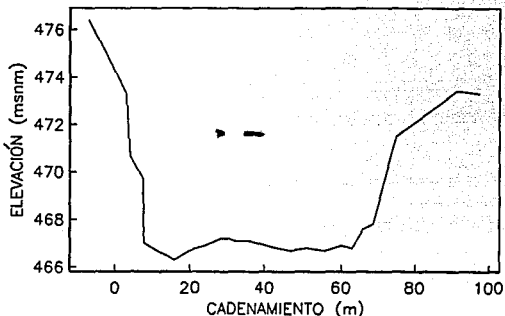


Figura 2.9 Sección de aforos de la estación hidrométrica Jesús María.

Tabla 2.6 Relación entre elevación y características geométricas obtenidas del levantamiento topográfico.

Em (m)	A _g (m ²)	P _g (m)	R _g ^{2/3} (m)
3.0	167.985	67.316	1.840
3.5	200.590	68.423	2.049
4.0	234.496	72.731	2.182
4.5	269.464	74.509	2.356
5.0	304.997	76.673	2.511
5.5	342.192	81.449	2.604
6.0	381.588	86.225	2.696
6.5	423.186	91.000	2.786
7.0	477.443	132.590	2.350
7.5	542.597	137.310	2.450
8.0	608.725	139.030	2.676
8.5	675.675	140.750	2.846
9.0	743.447	142.470	3.009

La nueva gráfica (figura 2.12) muestra todavía un cambio brusco en el factor de fricción, debido probablemente al incremento repentino del perímetro mojado. Sin embargo, es posible estimar un valor de $S^{1/2}/n=1.48$ para elevaciones mayores que 11.5 m.

Tabla 2.7 Obtención del factor de fricción $S^{1/2}/n$.

Em (m)	Q (m ³ /s)	A _g (m ²)	P _g (m)	R _g (m)	S ^{1/2} /n
2.00	201.2	120.00	65.500	1.832	1.119833
2.01	236.3	120.48	65.518	1.839	1.30671
2.04	303.7	121.92	65.573	1.859	1.647416
2.05	233.8	122.40	65.591	1.866	1.260197
2.05	262.2	122.40	65.591	1.866	1.413274
2.08	323.9	123.84	65.645	1.887	1.713078
2.10	330.2	124.80	65.682	1.900	1.724557
2.15	262.1	127.20	65.772	1.934	1.327443
2.26	296.0	132.47	65.972	2.008	1.403898
2.28	397.8	133.43	66.008	2.021	1.864833
2.35	420.5	136.79	66.136	2.068	1.893654
2.39	375.0	138.71	66.208	2.095	1.651171
2.52	368.4	144.95	66.444	2.182	1.510984
2.52	431.3	144.95	66.444	2.182	1.768966
2.52	345.6	144.95	66.444	2.182	1.41747
2.53	439.8	145.43	66.462	2.188	1.794241
2.57	358.2	147.35	66.535	2.215	1.430789
2.58	343.1	147.83	66.553	2.221	1.363311
2.59	377.8	148.31	66.571	2.228	1.493372
2.60	494.7	148.79	66.590	2.234	1.945323
2.88	466.2	162.22	67.098	2.418	1.595475
2.90	551.9	163.18	67.134	2.431	1.870871
2.91	453.4	163.66	67.153	2.437	1.529751
3.48	857.6	199.29	68.379	2.914	2.109069
4.88	1030.0	296.46	76.154	3.893	1.403963
5.10	1221.1	312.43	77.628	4.025	1.544693

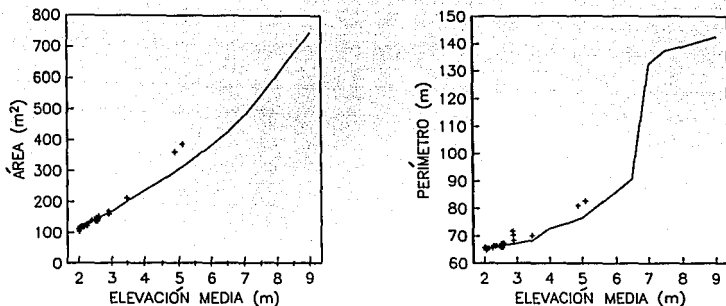


Figura 2.10 Comparación de áreas y perímetros aforados (+) y topográficos (-).

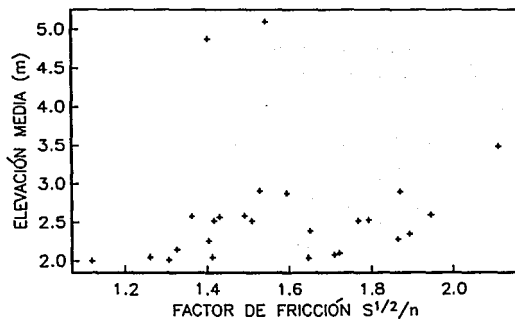


Figura 2.11 Relación del factor de fricción con la elevación media. (+)datos.

Finalmente, utilizando los valores obtenidos de la última gráfica, se calcularon los gastos para elevaciones mayores a las de los aforos (tabla 2.9), mismos que muestran buena congruencia con los aforados (figura 2.13).

Tabla 2.8 Obtención del factor de fricción utilizando la velocidad en la fórmula de Manning.

Em (m)	A_g (m ²)	P_g (m)	Vm (m/s)	$R_g^{2/3}$ (m ^{2/3})	$S^{1/2}/n$
2.0	110.0	63.0	1.80	1.45	1.24
2.5	144.0	65.8	2.80	1.69	1.66
3.0	168.0	67.3	3.17	1.84	1.72
3.5	200.6	68.4	3.34	2.05	1.63
4.0	234.5	72.7	3.48	2.18	1.59
4.5	269.5	74.5	3.62	2.36	1.54
5.0	305.0	76.7	3.75	2.51	1.49
5.5	342.2	81.4	3.86	2.60	1.48
6.0	381.6	86.2	3.98	2.70	1.48
6.5	423.2	91.0	4.09	2.79	1.47
7.0	477.4	132.6	4.20	2.35	1.79
7.5	542.6	137.3	4.31	2.50	1.72
8.0	608.7	139.0	4.41	2.68	1.65
8.5	675.7	140.8	4.52	2.85	1.59
9.0	743.4	142.5	4.62	3.01	1.54

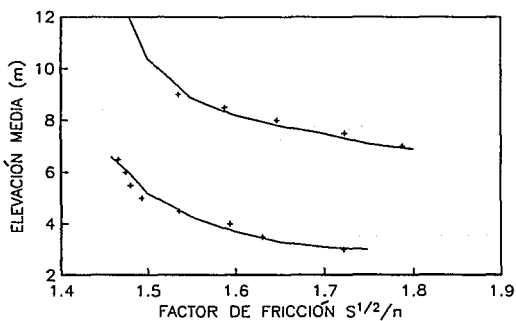


Figura 2.12 Relación del factor de fricción con la elevación media utilizando datos aforados. (+)datos (-)ajuste.

Tabla 2.9 Obtención de los gastos de la extrapolación.

Em (m)	$S^{1/2}/n$	A_g (m ²)	P_g (m)	$R_g^{2/3}$ (m ^{2/3})	Q (m ³ /s)
2.0	1.820	120.00	65.500	1.49725	327.00
2.5	1.720	144.00	66.400	1.67544	414.97
3.0	1.658	167.98	67.316	1.83975	512.39
3.5	1.607	200.59	68.423	2.04835	660.28
4.0	1.565	234.49	72.731	2.18241	800.89
4.5	1.530	269.46	74.509	2.35608	971.35
5.0	1.508	304.99	76.673	2.51051	1154.65
5.5	1.490	342.19	81.449	2.60368	1327.52
6.0	1.480	381.58	86.225	2.69547	1522.24
6.5	1.477	423.18	91.000	2.78605	1741.38
7.0	1.745	477.44	132.590	2.34930	1957.28
7.5	1.685	542.59	137.310	2.49946	2285.17
8.0	1.630	608.72	139.030	2.67633	2655.49
8.5	1.580	675.67	140.750	2.84571	3037.96
9.0	1.536	743.44	142.470	3.00849	3435.46

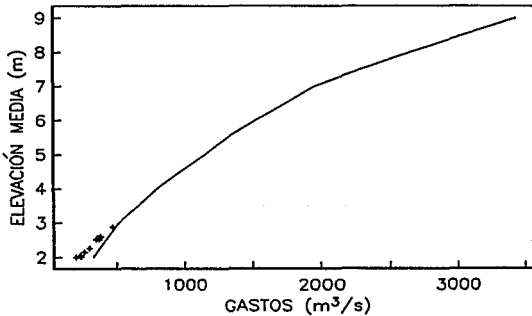


Figura 2.13 Comparación de los gastos aforados (+) con los extrapolados (-).

2.2.3 Estación Hidrométrica Carrizal II

La estación hidrométrica Carrizal fue trasladada algunos metros aguas abajo a causa de la construcción de la presa Aguamilpa. La nueva ubicación de la estación le dió el nombre de Carrizal II, con el que se le denomina actualmente.

Para esta estación, los aforos importantes se determinaron con base en la elevación media de la escala de 4 m. Se encontraron un total de 23 aforos de los años 1990 y 1991, los cuales se indican en la tabla 2.10. Las relaciones elevación contra gasto, área, perímetro y velocidad se muestran en la figura 2.14, en las que no se detectaron datos fuera de un rango razonable.

Tabla 2.10 Aforos con elevaciones mayores de 4.0 m.

Fecha			Aforo N°	Em (m)	A (m ²)	Vm (m ² /s)	P (m)	Q (m ³ /s)
Año	Mes	Día						
90	08	07	91	4.01	558.0	1.84	97.39	1028.9
90	08	06	90	4.39	588.1	1.88	98.13	1105.0
90	08	11	94	4.40	588.8	1.99	98.10	1172.5
91	07	09	56	4.43	470.0	2.44	95.11	1144.0
91	07	30	65	4.57	482.0	2.70	98.10	1300.0
91	07	10	57	4.59	484.9	2.47	97.40	1195.0
90	09	04	112	4.73	624.3	2.12	110.75	1320.8
90	08	13	95	4.75	612.5	2.40	97.05	1473.0
90	09	12	117	4.80	637.4	2.21	110.70	1410.0
90	09	13	118	5.00	659.0	2.19	112.40	1445.8
90	08	21	102	5.58	702.5	2.44	105.45	1712.0
91	07	27	64	5.96	612.0	2.33	107.00	1425.0
91	07	13	59	6.42	664.0	2.57	111.94	1709.0
91	07	26	63	6.56	685.0	2.45	114.70	1676.0
91	07	25	62	6.58	688.0	3.28	114.90	2255.0
90	08	14	96	6.73	894.4	2.47	121.97	2207.0
90	08	15	97	7.05	925.1	2.88	125.12	2661.0
91	07	17	60	8.10	838.0	3.23	120.10	2711.0
90	08	18	100	8.39	1085.0	2.97	133.63	3227.0
90	08	17	99	8.45	1093.0	3.05	133.65	3339.0
91	07	18	61	8.77	926.0	3.04	125.17	2818.0
90	08	16	98	9.00	1160.1	3.32	144.27	3856.0
90	08	20	101	9.15	1182.0	3.16	145.64	3732.0

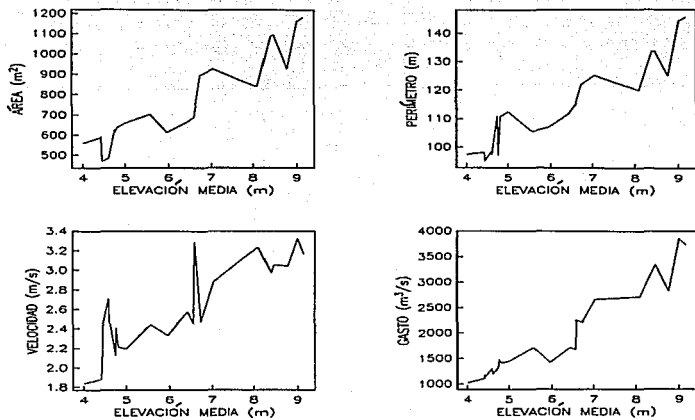


Figura 2.14 Relaciones de los aforos mayores de 4.0 m en la estación hidrométrica Carrizal II.

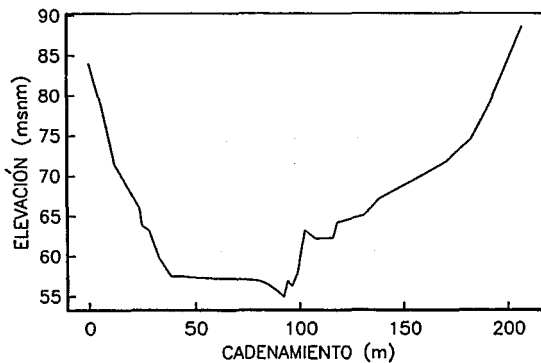


Figura 2.15 Sección de aforos de la estación hidrométrica Carrizal II.

Las áreas y perímetros geométricos obtenidos de la sección topográfica del río en la estación (figura 2.15) se especifican en la tabla 2.11, y su comparación con los datos medidos en los aforos y sus correspondientes geométricos (áreas y perímetros) se observan en la figura 2.16 en la cual se distinguen tendencias similares.

Tabla 2.11 Relación entre elevación y características geométricas obtenida del levantamiento topográfico.

Em (m)	A_g (m ²)	P_g (m)	$R_g^{2/3}$ (m ^{2/3})
4.0	527.76	100.01	3.03
4.5	571.74	100.96	3.18
5.0	616.00	101.67	3.32
5.5	661.04	106.27	3.38
6.0	709.64	114.19	3.38
6.5	761.09	117.03	3.48
7.0	813.55	119.05	3.60
7.5	866.99	121.06	3.72
8.0	921.40	123.08	3.83
8.5	976.87	125.81	3.92
9.0	1033.99	129.39	4.00
9.5	1092.89	132.97	4.07
10.0	1153.53	136.55	4.15
10.5	1216.03	140.14	4.22
11.0	1280.23	143.72	4.30
11.5	1346.23	147.30	4.37
12.0	1414.03	150.88	4.45
13.0	1554.73	157.24	4.61
14.0	1700.33	161.42	4.81
15.0	1850.03	165.61	5.00

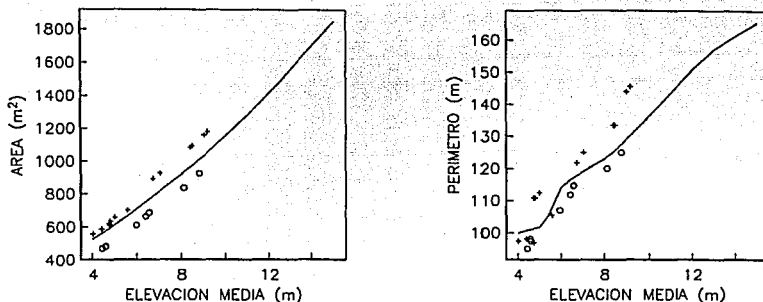


Figura 2.16 Comparación de áreas y perímetros aforados (+)1990 (o)1991 y topográficos (-).

Una vez que se tuvieron los datos necesarios, se calcularon los valores del factor de fricción ($S^{1/2}/n$) para los gastos de los aforos (tabla 2.12) y se procedió a elaborar la gráfica $S^{1/2}/n$ -elevación media (figura 2.17). Como se observa en la figura, los puntos localizados difieren mucho de un año a otro, lo cual hace suponer que la sección ha tenido importantes cambios en el transcurso del tiempo. En el análisis, la curva definida para el año de 1992 se tomó como la intermedia entre las curvas de 1990 y 1991.

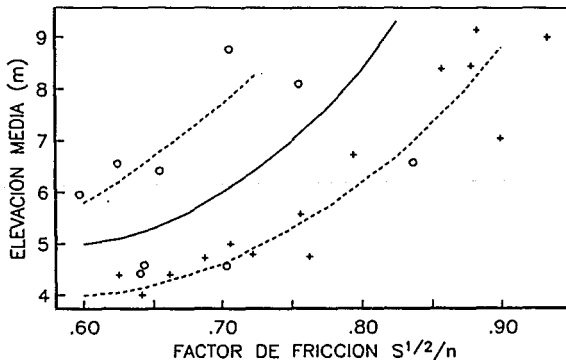


Figura 2.17 Relación del factor de fricción con la elevación media. (+)1990 (o)1991 (-)ajuste 1992.

Tabla 2.12 Obtención del factor de fricción a partir de los datos de aforo.

Em (m)	Q (m ³ /s)	A _g (m ²)	P _g (m)	R _g (m)	S ^{1/2} /n
4.01	1028.9	528.64	100.026	5.285	0.641478
4.39	1105.0	562.06	100.753	5.579	0.625024
4.40	1172.5	562.94	100.772	5.586	0.661560
4.43	1144.0	565.58	100.829	5.609	0.640707
4.57	1300.0	577.94	101.062	5.719	0.703392
4.59	1195.0	579.71	101.091	5.735	0.643416
4.73	1320.8	592.10	101.290	5.846	0.687421
4.75	1473.0	593.87	101.318	5.861	0.762971
4.80	1410.0	598.30	101.389	5.901	0.721686
5.00	1445.8	616.00	101.673	6.059	0.706227
5.58	1712.0	668.82	107.540	6.219	0.756894
5.96	1425.0	705.75	113.555	6.215	0.597312
6.42	1709.0	752.86	116.574	6.458	0.654565
6.56	1676.0	767.39	117.271	6.544	0.624273
6.58	2255.0	769.48	117.351	6.557	0.836518
6.73	2207.0	785.22	117.956	6.657	0.794261
7.05	2661.0	818.89	119.247	6.867	0.899430
8.10	2711.0	932.49	123.622	7.543	0.755880
8.39	3227.0	964.67	125.209	7.704	0.857547
8.45	3339.0	971.32	125.537	7.737	0.878740
8.77	2818.0	1007.67	127.745	7.888	0.705732
9.00	3856.0	1033.99	129.392	7.991	0.933000
9.15	3732.0	1051.57	130.466	8.060	0.882828

En la tabla 2.13 se presenta la secuencia para obtener los gastos extrapolados. Como verificación, se graficaron tanto los gastos medidos en los aforos como los calculados (figura 2.18) y se observa que los resultados son satisfactorios.

Tabla 2.13 Obtención de los gastos de la extrapolación.

Em (m)	$S^{1/2}/n$	A_g (m^2)	P_g (m)	$R_g^{2/3}$ ($m^{2/3}$)	Q (m^3/s)
5.0	0.598	616.00	101.67	3.323	1224.236
5.5	0.635	661.04	106.27	3.382	1419.718
6.0	0.673	709.64	114.19	3.380	1614.352
6.5	0.703	761.09	117.03	3.484	1864.174
7.0	0.732	813.55	119.05	3.601	2144.589
7.5	0.755	866.99	121.06	3.715	2432.036
8.0	0.771	921.40	123.08	3.827	2718.660
8.5	0.786	976.87	125.81	3.921	3010.727
9.0	0.797	1033.90	129.39	3.997	3293.449
9.5	0.808	1092.80	132.97	4.072	3595.866
10.0	0.817	1153.50	136.55	4.148	3908.845
10.5	0.823	1216.00	140.14	4.223	4225.954
11.0	0.827	1280.20	143.72	4.297	4549.515

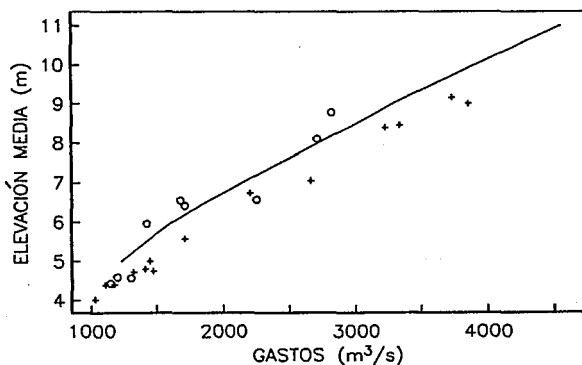


Figura 2.18 Comparación de los gastos aforados (+)1990 (o)1991, con los extrapolados (-).

2.3 OBTENCIÓN DE LOS HIDROGRAMAS

Para obtener los hidrogramas de las estaciones hidrométricas Jesús María, Los Sabinos y Carrizal II, correspondientes a la primera tormenta de enero de 1992 se extrapolaron los resultados de la gráfica elevación-gasto elaborada en los subcapítulos anteriores para cada una de las estaciones. Con fines comparativos, se obtuvieron los valores del gasto para las mismas elevaciones de los hidrogramas reportados (información proporcionada por la C.F.E. cada dos horas) respetando fecha y hora de la tormenta.

Tanto los valores calculados como los reportados se presentan en la tabla 2.14. La comparación gráfica de cada una de las tres estaciones se observa en la figura 2.19.

En la estación hidrométrica Carrizal II, la discrepancia entre picos no es muy grande, por el contrario, el volumen del hidrograma calculado está por debajo del reportado. En la estación Jesús María es donde se tiene una mayor concordancia entre los dos hidrogramas; y finalmente, la estación Los Sabinos es la que presenta una diferencia muy significativa entre gastos picos de aproximadamente 2800 m³/s.

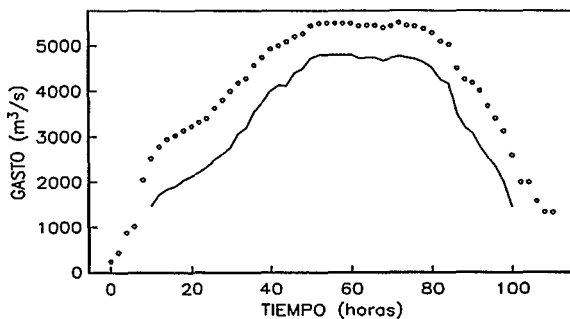


Figura 2.19a Hidrogramas calculado (-) y reportado (o) de la estación hidrométrica Carrizal II.

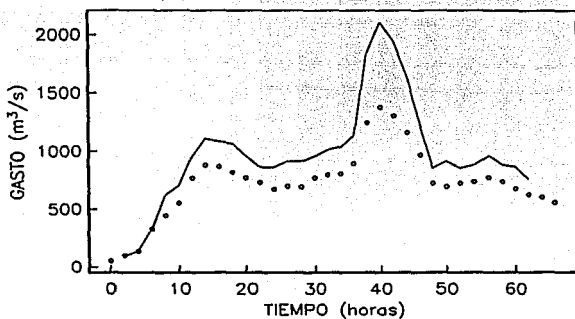


Figura 2.19b Hidrogramas calculado (-) y reportado (o) de la estación hidrométrica Jesús María.

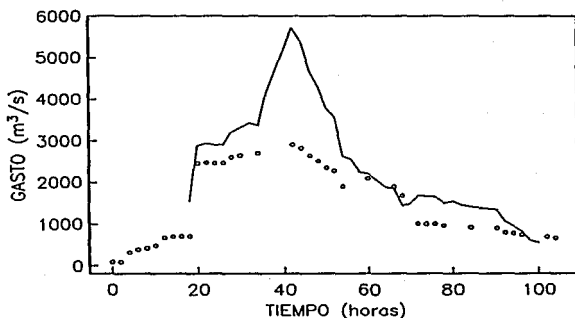


Figura 2.19c Hidrogramas calculado (-) y reportado (o) de la estación hidrométrica Los Sabinos.

Tabla 2.14 Hidrogramas calculados y reportados de las estaciones hidrométricas en estudio.

Día	Hora	Carrizal II		Jesús María		Los Sabinos	
		Qc	Qr	Qc	Qr	Qc	Qr
16	06:00				51.00		
	08:00			100.00	100.00		
	10:00			137.00	137.00		
	12:00			327.00	327.00		83.00
	14:00			628.73	444.00		93.00
	16:00			707.26	552.00		316.00
	18:00		245.00	958.96	770.00		385.00
	20:00		439.00	1108.25	880.00		419.00
	22:00		890.00	1080.87	868.00		486.00
24:00		1020.00	1064.35	819.00		678.00	
17	02:00		2050.00	958.96	770.00		701.00
	04:00	1470.62	2520.00	864.12	727.00		707.00
	06:00	1732.52	2780.00	862.11	673.00	1551.86	713.00
	08:00	1850.69	2950.00	912.57	697.00	2888.52	2457.00
	10:00	1912.17	3033.00	912.57	697.00	2940.01	2476.00
	12:00	2044.16	3140.00	958.96	770.00	2909.12	2464.00
	14:00	2128.16	3232.00	1011.66	795.00	2909.12	2464.00
	16:00	2217.11	3316.00	1038.00	807.00	3210.37	2610.00
	18:00	2325.88	3400.00	1135.62	892.00	3316.68	2648.00
	20:00	2492.83	3625.00	1841.11	1244.00	3423.00	
	22:00	2614.43	3800.00	2105.10	1377.00	3364.07	2694.00
	24:00	2767.70	4000.00	1944.67	1301.00	4180.29	
	18	02:00	3075.40	4180.00	1628.65	1158.00	4660.29
04:00		3198.75	4277.00	1211.67	965.00	5180.93	
06:00		3544.74	4568.00	853.58	722.00	5717.76	2910.00
08:00		3748.04	4733.00	912.57	697.00	5370.38	2836.00
10:00		4004.36	4931.00	853.58	722.00	4694.94	2644.00
12:00		4131.71	5000.00	879.93	734.00	4281.50	2516.00
14:00		4118.98	5086.00	958.96	770.00	3780.34	2356.00
16:00		4398.23	5202.00	879.93	734.00	3561.25	2292.00
18:00		4493.93	5265.00	862.11	673.00	2642.76	1909.00
20:00		4725.63	5438.00	761.20	624.00	2564.18	
22:00		4801.10	5495.00		600.00	2249.34	
24:00		4801.10	5495.00		551.00	2216.70	2100.00
19		02:00	4801.10	5495.00			2053.69
	04:00	4801.10	5495.00			1890.69	
	06:00	4801.10	5495.00		430.00	1846.54	1900.00
	08:00	4719.34	5433.00		406.00	1443.16	1681.00
	10:00	4738.21	5447.00		357.00	1502.22	
	12:00	4738.21	5447.00		357.00	1688.34	1017.00
	14:00	4675.31	5400.00		343.00	1669.73	1012.00
	16:00	4738.21	5448.00		336.00	1660.42	1009.00
	18:00	4769.66	5506.00		326.00	1511.53	975.00
	20:00	4738.21	5447.00			1551.86	
	22:00	4713.05	5427.00			1461.28	
24:00	4637.57	5370.00		290.00	1415.99	924.00	
20	02:00	4519.46	5284.00			1397.87	
	04:00	4257.86	5095.00			1370.70	
	06:00	4163.55	5024.00		253.00	1352.58	909.00
	08:00	3481.91	4498.00		244.00	1065.00	807.00
	10:00	3198.75	4256.00		239.00	959.41	781.00
	12:00	3075.40	4180.00		227.00	845.01	756.00
	14:00	2779.96	4009.00		224.00	612.45	
	16:00	2553.63	3673.00		215.00	559.02	
	18:00	2325.88	3400.00		206.00		694.00
	20:00	1984.17	3121.00				671.00

Qc= gasto calculado en m3/s

Qr= gasto reportado en m3/s

3 MODELACIÓN DE LAS RELACIONES ENTRE LLUVIA Y ESCURRIMIENTO

3.1 GENERALIDADES

En este capítulo se describe el proceso de elaboración de los modelos para pronosticar los escurrimientos que ingresarían al sitio de la presa Aguamilpa, a partir del conocimiento de las precipitaciones en las cuencas de aportación.

Los escurrimientos de la cuenca alta del río Santiago y del río Bolaños se miden directamente en las estaciones La Yesca y Bolaños, respectivamente. El tiempo de traslado desde la confluencia de estos ríos hasta el sitio de la presa es aproximadamente de 6 horas. En cambio los escurrimientos del río Huaynamota ingresan más rápidamente, de tal forma que desde la estación hidrométrica Los Sabinos, en la que se miden los escurrimientos totales del Huaynamota, hasta el vaso de la presa el tiempo de traslado de las grandes crecientes puede ser menor que 2 horas.

Por lo anterior, el estudio se centró en la estimación del modelo lluvia-escurrimiento correspondiente a la cuenca del río Huaynamota. En la primera parte del capítulo se hace el análisis de la información pluviométrica y pluviográfica obtenida durante los eventos de enero de 1992, del que se concluye que sólo es posible calibrar el modelo correspondiente a la

cuenca del río Jesús María, que conduce aproximadamente la mitad de los escurrimientos totales que se generan en el Huaynamota. En la segunda parte del capítulo, se elabora y calibra el modelo lluvia-escurrimiento de la cuenca controlada por la estación hidrométrica Jesús María, y finalmente se da una breve explicación de cómo hacer la extrapolación del modelo de esta estación a otras para, de esta forma, así cubrir la mayor parte de los escurrimientos del río Huaynamota.

3.2 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA Y PLUVIOGRÁFICA

De la dos tormentas que se presentaron en enero de 1992, la primera y más importante, ocurrió entre los días 15 y 19 de enero y fue registrada por 23 estaciones pluviométricas; la segunda aconteció entre el 23 y 27 del mismo mes y se cuenta con información de 21 estaciones (tabla 3.1).

Además, para las dos tormentas, se consiguieron los registros pluviográficos de las estaciones Jesús María, Bolaños, El Platanito, Jiménez de Teul, Tepic, Huazamota, Huajimic y Ameca la Vieja, cuya lectura permitió estimar los valores de la precipitación diaria acumulada, los cuales se presentan en la tabla 3.2, en la que se incluyen líneas horizontales para separar los totales entre las 8:00 horas de un día y las 8:00 horas del siguiente, con objeto de facilitar la comparación con los datos pluviométricos. Esta comparación (tabla 3.3) indica que el único pluviógrafo cuya información puede considerarse confiable durante las dos tormentas es el de Jesús María. El pluviógrafo de la estación El Platanito funcionó correctamente sólo hasta mediados del día 18, mientras que el de la estación Huazamota reportó datos muy semejantes a los de Jesús María y por lo tanto fue descartada en el análisis. Los pluviógrafos de las otras 5 estaciones funcionaron deficientemente por lo que la información no puede ser utilizada.

Luego de este análisis, se calculó el hietograma de precipitación media correspondiente a la cuenca de la estación hidrométrica Jesús María tomando en cuenta lo siguiente:

- a) Para los dos primeros días de la primera tormenta se consideró la información pluviográfica de Jesús María con un peso igual a 0.7 y la de El Platanito con un peso igual a 0.3.
- b) Para el tercer día se consideraron pesos de 0.7 y 0.3 para las informaciones de Jesús María y El Pinito*, respectivamente.
- c) Finalmente, para la segunda tormenta sólo se utilizó la información pluviográfica de Jesús María.

Los pesos asignados anteriormente parten de una estimación aproximada de las áreas de influencia de cada estación sobre la cuenca de la estación Jesús María.

* La información de esta estación fue reportada por radio aproximadamente cada 2 hrs.

Tabla 3.1 Información pluviométrica registrada (mm) durante las tormentas de enero de 1992.

Estación/Día	Primera tormenta				Segunda tormenta			
	15-16	16-17	17-18	18-19	23-24	24-25	25-26	26-27
Paso de la Yesca	14.5	53.5	46.9	0.1	1.3	14.4	5.3	0.0
Huajimic	35.0	24.0	22.0	0.0	5.0	24.0	28.0	4.0
Ameca la Vieja	27.0	39.0	43.0	0.0	12.0	38.0	19.0	0.0
Huazamota	20.3	44.5	45.8	3.7	7.0	27.0	15.0	0.0
J. de Teul	29.5	18.0	26.5	0.0	11.5	34.0	13.0	0.0
El Platanito	20.3	60.5	>35.0					
S.Juan de Michis	23.5	21.5	30.5	2.0	8.9	42.5	10.6	0.0
Carrizal	14.5	23.0	66.4	0.0	0.6	45.0	17.6	0.0
Bolaños	10.6	48.8	30.0	0.0	4.9	17.0	26.0	0.6
Chapalagana	22.0	25.4	31.4	4.0				
Amado Nervo	16.5	6.0	23.5	9.5	0.8	37.5	29.0	0.0
La Estancia	11.0	20.0	51.0		6.5	36.0	8.5	0.0
Pajaritos	15.5	29.0	57.5	0.2	6.8	42.5	15.0	0.0
Acaponeta	14.5	23.0	63.4	0.0	6.5	40.0	6.5	0.0
Sta. Rosa (CNA)	20.8	59.0	34.7	0.0	2.5	9.7	5.3	0.0
Capomal	15.0	9.0	26.0	7.0	1.0	29.0	10.0	0.0
Ruiz Nayarit	19.5	10.5	37.4	5.0	1.0	31.0	14.0	0.0
Las Gaviotas	45.0	9.5	20.0	0.0	1.0	43.5	29.5	2.5
Los Sabinos	35.0	24.7	5.8		25.0	37.2	3.9	0.0
El Pinito	20.0	40.0	30.5	2.5	6.0	28.0	25.5	0.0
Tepic	21.7	14.2	37.6	0.6	1.0	43.0	37.5	1.8
Cerro Blanco	36.2	15.4	19.4		2.2	38.0	48.2	0.7
Jesús María	27.8	41.5	35.5	4.0	6.9	32.8	24.0	0.4

Tabla 3.2 Lluvia acumulada (mm) deducida de la información pluviográfica de distintas estaciones hidrométricas.

Día	Hora	Primera tormenta						
		Jesús María	Bolaños	El Platanito	Jiménez de Teul	Tepic	Huazamota	Ameca la vieja
15	8:00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	10:00	0.0	5.3	0.0	0.1		1.7	1.3
	12:00	0.0	8.8	0.0	0.3		5.0	1.4
	14:00	0.0	9.6	0.0	3.7		5.0	1.5
	16:00	0.6	10.0	0.0	4.0		5.0	2.2
	18:00	2.0	11.4	0.0	5.2		5.0	6.0
	20:00	4.5	14.7	3.6	8.5		5.0	10.2
	22:00	7.8		6.1	10.8		5.8	
	24:00	12.1		9.0			9.7	
	16	2:00	15.6		11.6			13.9
4:00		17.9		15.1			18.1	
6:00		22.0		17.4			19.3	
8:00		27.3		21.3			21.3	
17	10:00	6.1	0.0	4.1	1.1		5.0	9.3
	12:00	13.6	1.8	12.8	2.2		6.0	
	14:00	20.6	5.4	22.2	5.4		12.7	
	16:00	24.5	9.6	29.1	6.8		18.5	
	18:00	27.8	12.2	33.7	7.6		24.9	
	20:00	28.6	16.7	36.1	8.0		29.9	
	22:00	30.5	21.3	37.3	8.1		33.6	
	24:00	33.8	23.6	39.4	9.2		35.1	
	2:00	36.9	29.1	43.5	10.7		36.2	
	4:00	39.7	29.2	46.2			37.7	
18	6:00	41.8	29.7	50.0			40.4	
	8:00	42.4	29.8	52.1			41.0	
	10:00	5.7	0.9		1.3		2.0	2.6
	12:00	6.2	5.7	9.0	4.2		3.0	5.1
	14:00	8.4			5.8		9.1	8.0
	16:00	15.1	8.8	17.0	10.4		9.9	9.8
	18:00	20.3	10.5				12.2	
	20:00	26.9					18.2	
	22:00	28.1					29.0	
	24:00	28.1					35.0	
19	2:00	30.1					35.1	
	4:00	30.9					35.1	
	6:00	32.3					35.3	
	8:00	34.6					37.3	
	10:00	0.8				0.2		
	12:00	1.9				0.6		
	14:00	3.2				0.6		
	16:00	3.4				0.6		
	18:00	3.4				0.6		
	20:00					0.6		
22:00					0.6			
24:00					0.6			
2:00	3.4				0.6			
4:00	3.4				0.6			
6:00	3.4				0.6			
8:00	3.4				0.6			

Tabla 3.2 (Continuación).

Día	Hora	Segunda tormenta						
		Jesus María	Bolaños	El Platanito	Jiménez de Teul	Tepic	Huazamota	Ameca la vieja
23	8:00	0.0	0.0		0.0		0.0	0.0
	10:00	0.0	0.0		0.0		0.0	0.0
	12:00	0.0	0.0		0.0		0.0	0.0
	14:00	0.0	0.0		0.0		0.0	0.0
	16:00	2.1	0.0		0.0		0.0	0.0
	18:00	2.9	0.0		0.0		0.0	0.2
	20:00	3.0	1.6		0.5		0.0	2.0
	22:00	3.1	3.7		1.1		0.0	2.4
	24:00	3.1	5.6		1.1		0.0	2.8
24	2:00	3.8	7.3		1.1		0.0	2.9
	4:00	5.6	9.0		3.0		0.8	3.8
	6:00	6.2	9.0		6.0		3.6	6.0
	8:00	7.0	9.0		7.2		4.0	8.6
	10:00	1.1	0.0		0.0		5.8	
	12:00	1.3	4.6		0.2		10.0	
	14:00	1.3	9.3		3.3		12.1	3.3
	16:00	1.7			3.6		13.4	
	18:00	3.3			4.6		13.4	
	20:00	4.5			5.1		13.4	4.3
	22:00	6.0			7.3	0.4	14.2	
	24:00	8.5			9.3	9.5	16.4	13.3
	25	2:00	15.5				14.5	18.3
4:00		19.5				22.7	20.0	
6:00		29.1				30.1	24.7	
8:00		33.1				36.2	29.0	
10:00		2.3				3.2	2.9	
12:00		3.3				5.2	5.0	
14:00		5.5				6.8	5.0	
16:00		12.1			1.0	16.1	9.0	
18:00		17.7			2.8	22.0	14.3	
20:00		20.5			3.3	24.2	17.5	
22:00		23.5			3.6	29.2	17.8	
24:00		23.6			3.6	35.0	18.0	
26		2:00	23.7			3.6	35.0	18.0
	4:00	23.8			3.6	35.0	18.0	
	6:00	24.0			4.1	35.0	18.0	
	8:00	24.0			4.9	35.0	18.6	

Tabla 3.3 Comparación entre datos pluviográficos (PG) y pluviométricos (PM) (mm).

Estación/Día		Primera Tormenta				Segunda Tormenta		
		15-16	16-17	17-18	18-19	23-24	24-25	25-26
Jesús María	PG	27.3	42.4	34.6	3.4	7.0	33.1	24.0
	PM	27.8	41.5	35.5	4.0	6.9	32.8	24.0
El Platanito	PG	21.3	52.1	17.0	NF	NF	NF	NF
	PM	20.3	60.5	>35	NF	NF	NF	NF
Huazamota	PG	21.3	41.0	37.3		4.0	29.0	18.6
	PM	20.3	44.0	34.8	3.7	7.0	27.0	15.0
Tepic	PG	34.0	16.5	NF	0.6	NF	36.2	35.0
	PM	21.7	14.2	37.6	0.6	1.0	43.0	37.5
Bolaños	PG	14.7	29.8	10.5		9.0	9.3	NF
	PM	10.6	48.8	30.0	0.0	4.9	17.0	26.0
Jiménez de Teul	PG	10.8	10.7	10.4		7.2	9.3	4.9
	PM	29.5	18.0	26.5	0.0	11.5	34.0	13.0
Huajimic	PG					NF	NF	NF
	PM	35.0	24.0	22.0	0.0	5.0	24.0	28.0
Ameca	PG	10.2	9.3	9.8		8.5	13.3	16.0
	PM	27.0	39.0	43.0	0.0	12.0	38.0	19.0

NF= no funcionó

3.2.1. Estimación de los hietogramas de precipitación total

Para estimar los hietogramas de precipitación total se utilizó el procedimiento que se describe a continuación:

- a) Con la información pluviométrica de cada día, se dibujaron las isoyetas (ver por ejemplo la figura 3.1) y se estimaron la precipitaciones medias correspondientes. Los resultados se resumen en la tabla 3.4.
- b) Se obtuvieron los incrementos de precipitación cada 2 horas para Jesús María, El Platanito y El Pinito, y se calcularon los promedios pesados con los factores de peso indicados anteriormente.
- c) Se calculó el cociente entre la precipitación diaria proveniente de las isoyetas y la obtenida con el promedio pesado de la información pluviográfica, y se multiplicó por cada incremento de precipitación. Al resultado se le llamó *promedio ajustado*.

Los resultados obtenidos para la primera y segunda tormenta se presentan en las tablas 3.5 y 3.6, respectivamente.

Tabla 3.4. Precipitación media diaria de las tormentas de enero de 1992.

Primera Tormenta		Segunda Tormenta	
Día	Prec. Media (mm)	Día	Prec. Media (mm)
15-16	18.00	23-24	6.70
16-17	30.00	24-25	32.13
17-18	35.00	25-26	16.38

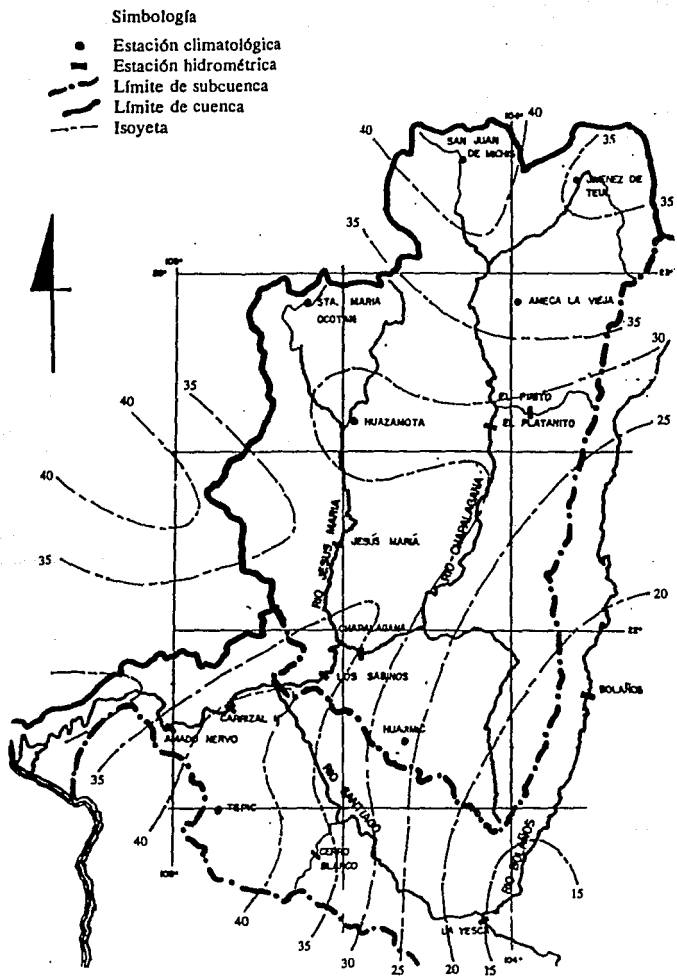


Figura 3.1 Isoyetas correspondientes al día 24-25 de enero de 1992 en la subcuenca del río Huaynamota.

Tabla 3.5 Resumen del cálculo del hietograma de la primera tormenta en la estación Jesús María.

Día	Hora	Jesús María (mm)	El Platanito (mm)	Promedio pesado (mm)	Promedio ajustado (mm)
15	08 -10	0.0	0.0		
	10 -12	0.0	0.0		
	12 -14	0.0	0.0		
	14 -16	0.6	0.0	0.42	0.30
	16 -18	1.4	0.6	1.16	0.82
	18 -20	2.1	3.0	2.37	1.67
	20 -22	3.7	2.5	3.34	2.36
	22 -24	4.3	2.9	3.88	2.74
	24 -02	3.5	2.6	3.23	2.28
	02 -04	2.3	3.5	2.66	1.88
	04 -06	4.3	2.3	3.70	2.61
	06 -08	5.1	3.9	4.74	3.34
16	08 -10	6.0	4.5	5.43	3.58
	10 -12	7.8	7.3	7.65	5.05
	12 -14	7.2	9.4	7.86	5.19
	14 -16	3.8	6.9	4.73	3.12
	16 -18	3.2	4.6	3.62	2.39
	18 -20	0.6	2.4	1.14	0.75
	20 -22	0.9	1.2	0.99	0.65
	22 -24	4.3	2.1	3.64	2.40
	24 -02	3.1	4.1	3.40	2.24
	02 -04	2.8	2.7	2.77	1.83
	04 -06	3.0	3.8	3.24	2.14
	06 -08	0.5	2.1	0.98	0.64
Día	Hora	Jesús María (mm)	El Pinito (mm)	Promedio pesado (mm)	Promedio ajustado (mm)
17	8 -10	5.7	0.9	4.26	4.47
	10 -12	0.8	5.1	2.09	2.19
	12 -14	2.1	3.0	2.37	2.49
	14 -16	6.4	3.0	5.38	5.64
	16 -18	5.0	8.0	5.90	6.19
	18 -20	7.0	6.5	6.85	7.18
	20 -22	1.1	2.5	1.52	1.59
	22 -24	0.0	0.0	0.00	0.00
	24 -02	2.0	0.0	1.40	1.47
	02 -04	0.8	0.0	0.56	0.59
	04 -06	1.4	0.0	0.98	1.03
	06 -08	2.3	1.5	2.06	2.16

Tabla 3.6 Resumen del cálculo del hietograma de la segunda tormenta en la estación Jesús María.

Día	Hora	Jesús María (mm)	Promedio pesado (mm)	Promedio ajustado (mm)
24	08 -10	1.5	1.5	1.5
	10 -12	0.2	0.2	0.2
	12 -14	0.0	0.0	0.0
	14 -16	0.4	0.4	0.4
	16 -18	1.6	1.6	1.6
	18 -20	1.2	1.2	1.2
	20 -22	1.5	1.5	1.5
	22 -24	2.5	2.5	2.4
	24 -02	6.8	6.8	6.5
	02 -04	4.3	4.3	4.2
	04 -06	9.4	9.4	9.2
	06 -08	3.4	3.4	3.3
	25	08 -10	2.3	2.3
10 -12		1.0	1.0	0.8
12 -14		2.2	2.2	1.5
14 -16		6.6	6.6	4.4
16 -18		5.5	5.5	4.0
18 -20		2.8	2.8	1.7
20 -22		3.0	3.0	2.0
22 -24		0.1	0.1	0.1
24 -02		0.1	0.1	0.1
02 -04		0.1	0.1	0.1
04 -06		0.2	0.2	0.1

3.3 MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO PARA LA SUBCUENCA DE JESÚS MARÍA

Dentro del ciclo hidrológico, del agua que se precipita a la superficie terrestre, una parte se evapora, otra es interceptada por la vegetación y las construcciones, otra parte se almacena en depresiones, otra se infiltra y el resto escurre sobre la superficie; a este escurrimiento se le conoce como *escurrimiento directo* y al volumen de agua que no forma parte de él, se le denomina *pérdidas*.

La relación entre lluvias y escurrimientos, particularmente para tormentas aisladas, se modela dividiendo el problema en dos partes. En la primera se separa el escurrimiento base

(Q_n) del directo (Q_d), se estiman las pérdidas y se separa el hietograma de lluvia efectiva del hietograma total. Aprovechando que se ha comprobado que la lluvia efectiva y el escurrimiento directo se pueden relacionar utilizando un modelo de transferencia lineal, la segunda parte consiste en calibrar dicho modelo, que para el caso de lluvias y escurrimientos se denomina *hidrograma unitario*.

La frontera entre el escurrimiento directo y el escurrimiento base no es precisa ya que no se conoce con exactitud la elevación de los niveles freáticos durante la ocurrencia de una tormenta; el método más usual es trazar una línea recta en el hidrograma a partir del punto en que comienza el incremento ocasionado por la tormenta hasta que, de un modo aproximado, el escurrimiento se hace constante.

En cuanto a las pérdidas, no es posible medirlas en forma directa debido a que los factores de los cuales dependen (tipo de suelo y condiciones climatológicas) varían de una cuenca a otra e incluso dentro de una misma cuenca; por ello, se han desarrollado distintos modelos para determinar un coeficiente aproximado.

Algunos de los modelos elaborados consideran que:

- a) La capacidad de infiltración se supone constante en una tormenta (índice ϕ de infiltración).
- b) Las pérdidas son proporcionales a la intensidad de lluvia.
- c) La infiltración toma la forma de una curva de decaimiento. Este modelo corresponde a lo que ocurre en un suelo homogéneo que se va saturando conforme transcurre la tormenta.
- d) La lluvia efectiva es función de la lluvia total y del número de escurrimiento "N" que depende del tipo de suelo.

Una vez que se han calculado las pérdidas, el hietograma de lluvia efectiva se obtiene al restar dichas pérdidas del hietograma total.

Con los valores del hidrograma de escurrimiento directo, el hietograma de lluvia efectiva y considerando un intervalo Δt constante, es posible, como se explica detalladamente más adelante, obtener el hidrograma unitario característico de la cuenca, el cual permite obtener el hidrograma de escurrimiento directo que produce el hietograma de lluvia efectiva de cualquier tormenta.

En este subcapítulo se presentan primero los cálculos efectuados con los datos de la primera tormenta, con los que se define el índice de infiltración y el hidrograma unitario, para luego simular el pronóstico con los datos de lluvia de la segunda tormenta.

3.3.1 Calibración del modelo lluvia-escorrimento con la información de la primera tormenta de enero de 1992

Como se comentó anteriormente, la primera etapa de la calibración consiste en separar el escurrimiento directo del escurrimiento base para estimar las pérdidas y el hietograma de lluvia efectiva.

En la figura 3.2 se muestra el hidrograma obtenido para la estación hidrométrica Jesús María. En la misma figura se indica la línea de separación entre el escurrimiento directo y el escurrimiento base. En la parte baja se dibujó el hietograma de precipitación total con objeto de presentar una visualización cualitativa de la correspondencia entre lluvias y escurrimientos.

Al observar la figura parece claro que los pequeños picos que muestra el hidrograma en su última parte no presentan una correspondencia clara con los valores estimados para el hietograma, por lo que se consideró más adecuado substituir la parte final del hidrograma por una curva de recesión continua como la que se indica en la misma figura.

Al dividir el volumen de escurrimiento directo, que corresponde al área sombreada de la figura 3.2a, entre el área de la cuenca, se obtiene la lámina de escurrimiento directo:

$$L_{Qd} = \frac{V_{Qd}}{A_c} = \frac{154.6 * 10^6 \text{ m}^3}{4680 \text{ km}^2} = 33.04 \text{ mm} \quad (3.1)$$

En la tabla 3.7 se muestran, para intervalos de 2 horas, los valores utilizados para el cálculo del volumen de escurrimiento directo.

Una vez conocida la lámina de escurrimiento directo, $L_{Qd}=33.04$ mm, se procedió a calcular el coeficiente de infiltración (ϕ) (ecuación 3.2). Para ello se requiere trazar una línea suave y continua como la que se muestran en la figura 3.2b, de tal forma que la lluvia acumulada por arriba de la línea, a la que se denomina precipitación efectiva, sea en total igual a la lámina de escurrimiento directo, esto es, 33.04 mm.

De las tres líneas h_1, h_2 y h_3 que se muestran en la figura 3.2b, la primera corresponde a una situación en donde la cuenca está completamente saturada y, por ello, la capacidad de infiltración permanece constante. En el caso de la línea h_2 , por el contrario, se supone que al principio de la tormenta la superficie de la cuenca está muy seca por lo que la capacidad inicial de infiltración es alta y disminuye conforme dicha superficie se va saturando. Finalmente, después de varias pruebas, la línea h_3 se adaptó para caracterizar las pérdidas correspondientes a un caso intermedio; con ella se calcularon las precipitaciones efectivas (PE) como se muestra en la tabla 3.8.

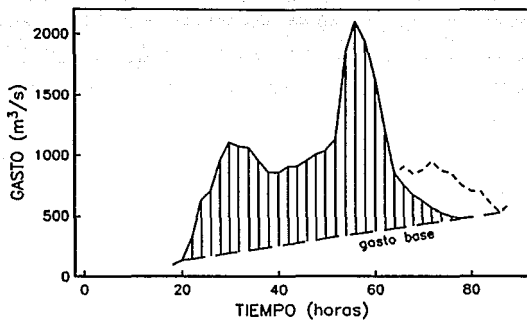


Figura 3.2a Separación de escurrimiento base y directo. (—) Q , (---) Q_{corrido} .

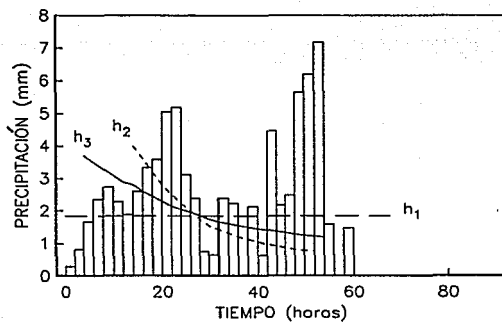


Figura 3.2b Histograma de precipitación total.

$$\phi = \frac{h_i}{\Delta T} \quad (3.2)$$

Tabla 3.7 Estimación del escurrimiento directo para la primera tormenta.

Día	Hora	Em (m)	Q (m ³ /s)	QCorregido (m ³ /s)	Q _b (m ³ /s)	Q _d (m ³ /s)
16	8:00	1.41	100.00	100.00		
	10:00	1.52	137.00	137.00	137.00	0.00
	12:00	2.43	327.00	327.00	149.10	177.89
	14:00	2.96	628.73	628.73	161.20	467.51
	16:00	3.40	707.26	707.26	173.30	533.93
	18:00	4.30	958.96	958.96	185.40	773.52
	20:00	4.75	1108.25	1108.25	197.60	910.70
	22:00	4.70	1080.87	1080.87	209.70	871.21
	24:00	4.50	1064.35	1064.35	221.80	842.58
17	2:00	4.30	958.96	958.96	233.90	725.08
	4:00	4.12	864.12	864.12	246.00	618.13
	6:00	3.90	862.11	862.11	258.10	604.01
	8:00	4.00	912.57	912.57	270.20	642.36
	10:00	4.00	912.57	912.57	282.30	630.25
	12:00	4.30	958.96	958.96	294.40	664.53
	14:00	4.40	1011.66	1011.66	306.50	705.12
	16:00	4.45	1038.00	1038.00	318.70	719.35
	18:00	4.80	1135.62	1135.62	330.80	804.86
	20:00	6.50	1841.11	1841.11	342.90	1498.24
	22:00	7.20	2105.10	2105.10	355.00	1750.12
	24:00	6.80	1944.67	1944.67	367.10	1577.58
	18	2:00	6.00	1628.65	1628.65	379.20
4:00		5.10	1211.67	1211.67	391.30	820.36
6:00		4.10	853.58	853.58	403.40	450.16
8:00		4.00	912.57	755.50	415.50	340.00
10:00		4.10	853.58	677.60	427.60	250.00
12:00		4.15	879.93	629.80	439.80	190.00
14:00		4.30	958.96	571.90	451.90	120.00
16:00		4.15	879.93	534.00	464.00	70.00
18:00		3.90	862.11	506.10	476.10	30.00
20:00		3.70	761.20	488.20	488.20	0.00

Tabla 3.8 Cálculo del hietograma de precipitación efectiva de la primera tormenta.

Día	Hora	P _{total} (mm)	h ₁ (mm)	h ₂ (mm)	h ₃ (mm)	PE (mm)
15	08-10	0.30	1.84			
	10-12	0.82	1.84			
	12-14	1.67	1.84			
	14-16	2.36	1.84			
	16-18	2.74	1.84			
	18-20	2.28	1.84			
	20-22	1.88	1.84			
	22-24	2.61	1.84	4.00	2.80	
	24-02	3.34	1.84	3.60	2.60	0.74
	02-04	3.58	1.84	3.20	2.45	1.13
	04-06	5.05	1.84	2.80	2.30	2.75
	06-08	5.19	1.84	2.51	2.15	3.04
	16	08-10	3.12	1.84	2.23	2.05
10-12		2.39	1.84	2.00	1.95	0.44
12-14		0.75	1.84	1.75	1.85	0.00
14-16		0.65	1.84	1.55	1.75	0.00
16-18		2.40	1.84	1.43	1.67	0.73
18-20		2.24	1.84	1.32	1.61	0.63
20-22		1.83	1.84	1.21	1.55	0.28
22-24		2.14	1.84	1.12	1.50	0.64
24-02		0.64	1.84	1.05	1.45	0.00
02-04		4.47	1.84	0.97	1.41	3.06
04-06		2.19	1.84	0.92	1.37	0.82
06-08		2.49	1.84	0.87	1.33	1.16
17		08-10	5.64	1.84	0.82	1.29
	10-12	6.19	1.84	0.78	1.25	4.94
	12-14	7.18	1.84	0.76	1.22	5.96
	14-16	1.59	1.84		1.20	0.39
	16-18	0.00	1.84			
	18-20	1.47	1.84			

Una vez caracterizadas las pérdidas y definido el hietograma de precipitación efectiva, se procedió a estimar el hidrograma unitario característico de la cuenca.

Si se consideran intervalos de tiempo fijos (Δt), en este caso de 2 hrs., la respuesta de la cuenca a una sucesión de precipitaciones efectivas P_1, P_2, \dots, P_{NP} puede calcularse

mediante un sistema de ecuaciones (referencia 3):

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= P_1 U_1 \\
 Q_2 &= P_2 U_1 + P_1 U_2 \\
 &\vdots \\
 Q_i &= P_i U_1 + P_{i-1} U_2 + \dots + P_{i-NU+1} U_{NU} \\
 &\vdots \\
 Q_{NP+NU-1} &= P_{NP+NU-1} U_1 + \dots + P_{NP} U_{NU}
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

donde P_1, P_2, \dots, P_{NP} son las ordenadas del hietograma, Q_1, Q_2, \dots, Q_{NQ} son las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo, U_1, U_2, \dots, U_{NU} son las ordenadas del hidrograma unitario que caracteriza a la cuenca, NP es el número de ordenadas del hietograma, NQ el del hidrograma y $NU = NQ - NP + 1$ el del hidrograma unitario.

Quando se conoce la secuencia de lluvias P_1, P_2, \dots, P_{NP} y ya se definieron las ordenadas del hidrograma unitario, el sistema de ecuaciones permite pronosticar el hidrograma de escurrimiento directo. En el problema inverso, es decir, cuando las incógnitas son las ordenadas del hidrograma unitario, como el sistema tiene NQ ecuaciones y solo NU incógnitas, se busca una solución que haga mínima la función Z (ecuación 3.4).

$$Z = \sum_{i=1}^{NQ} \epsilon_i^2
 \tag{3.4}$$

donde ϵ_i es el error que se comete en la ecuación i del sistema (referencia 3).

Al minimizar la función Z se encuentra un nuevo sistema de ecuaciones lineales, que en forma compacta puede expresarse mediante la relación:

$$[P]^T [P] [U] = [P]^T [Q]
 \tag{3.5}$$

donde [U] y [Q] son vectores columna, con las ordenadas del hidrograma unitario y el hidrograma de escurrimiento directo respectivamente, y [P] es la matriz de precipitaciones:

$$[P] = \begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ P_2 & P_1 & 0 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ P_{ND} & P_{ND-1} & \dots & \dots & P_{NP} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Los resultados obtenidos al calcular el hidrograma unitario de la cuenca de Jesús María con los datos de la primera tormenta de enero de 1992, utilizando el programa ESC.EXE (referencia 6), se muestran en la tabla 3.9.

En la primera columna se indican los valores de las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo (Q medido), en la segunda la del hidrograma de precipitación efectiva y en la tercera los valores U_1, U_2, \dots, U_{NU} obtenidos para el hidrograma unitario. Adicionalmente, en la última columna de la tabla, se tiene el gasto obtenido del sistema de ecuaciones (Q calculado). La comparación se muestra en forma gráfica en la figura 3.3.

En la figura 3.4 se tiene, en línea continua, el hidrograma unitario obtenido. Como las discontinuidades que muestra no se puede explicar desde el punto de vista del proceso físico, se procedió a obtener la curva suave que se muestra en la misma figura; para ello debe cuidarse que el área bajo la curva del hidrograma unitario (V_{HU}) sea igual al producto del área de la cuenca (A_c) por una precipitación de un milímetro; es decir:

$$V_{HU} = A_c * 1 \text{ mm} \quad (3.7)$$

En esas condiciones si $A_c = 4680 \text{ km}^2$:

$$V_{HU} = 4.68 * 10^9 \text{ m}^2 * 0.001 \text{ m} = 4.68 * 10^6 \text{ m}^3$$

por otro lado, el área bajo la curva, considerando que las ordenadas del hidrograma unitario están espaciadas 2 hrs., es:

$$V_{HU} = 2 * 3600 * \sum_{i=1}^{NU} U_i = 7.2 * 10^3 \sum_{i=1}^{NU} U_i$$

igualando, se obtiene que $\sum_{i=1}^{NU} U_i = 650 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 3.9 Resultados del cálculo del hidrograma unitario de Jesús María para la primera tormenta.

Tiempo $\Delta t=2hr$	Hidrograma Q medido	Hietograma en exceso	Hidrograma unitario	Q calculado
1	0.00	0.745	0.0000	14.383
2	0.00	1.135	19.3055	41.740
3	0.00	2.755	26.6146	134.356
4	177.89	3.045	68.4054	299.311
5	467.51	1.075	120.2184	502.812
6	533.93	0.445	102.1641	728.206
7	773.52	0.000	47.7212	843.911
8	910.70	0.000	76.2963	714.766
9	871.21	0.735	34.8094	579.443
10	842.58	0.635	9.2799	487.268
11	725.08	0.285	26.7501	355.275
12	618.13	0.645	23.3797	350.908
13	604.01	0.000	-1.0595	371.984
14	642.36	3.065	18.4759	359.633
15	630.25	0.825		375.251
16	664.53	1.165		473.164
17	705.12	4.355		640.825
18	719.35	4.945		796.286
19	804.86	5.965		974.545
20	1498.24	0.395		1448.114
21	1750.12			1720.010
22	1577.58			1629.707
23	1249.45			1359.927
24	820.36			970.348
25	450.16			733.709
26	340.00			483.153
27	250.00			317.210
28	190.00			295.753
29	120.00			225.249
30	70.00			94.278
31	30.00			109.791
32	0.00			7.298

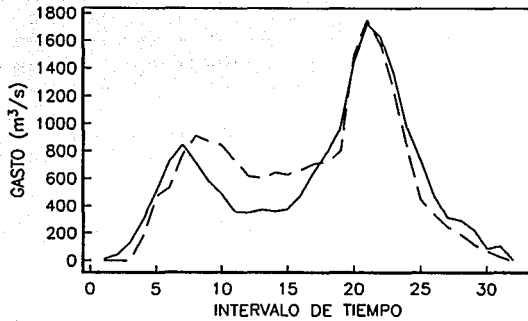


Figura 3.3 Comparación del hidrograma medido (—) con el calculado (-).
Primera tormenta (estación Jesús María).

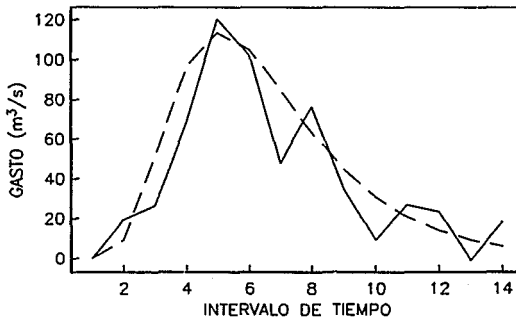


Figura 3.4 Ajuste del hidrograma unitario de la estación Jesús María.

Las ordenadas del hidrograma unitario ajustado de la estación hidrométrica Jesús María, se muestran en la tabla 3.10.

Tabla 3.10 Hidrograma unitario de Jesús María.

t (hrs)	H. U. (m ³ /s)
0	0.0608
2	9.4977
4	51.3121
6	96.2785
8	113.4036
10	105.0366
12	84.9347
14	63.3413
16	44.9494
18	30.9324
20	20.8901
22	13.9542
24	9.2678
26	6.1419

3.3.2 Revisión del modelo lluvia-escorrentamiento con los datos de la segunda tormenta de enero de 1992

A fines de enero de 1992 se presentó una segunda tormenta que, aún siendo menor que la primera, fue de gran importancia, de tal forma que sus datos se utilizaron para verificar si el modelo obtenido puede servir para pronóstico. A continuación se describen los cálculos realizados con este objetivo.

Como se mencionó en el capítulo 3.2, para estimar el hietograma de la segunda tormenta, se estimó primero la precipitación media diaria utilizando el método de isoyetas. Los valores obtenidos fueron de 6.7, 32.13 y 16.38 mm, para los días 23-24, 24-25 y 25-26 respectivamente.

Posteriormente, utilizando la información del pluviógrafo de Jesús María, se calculó el hietograma de precipitación total que se muestra en la tabla 3.6.

Tabla 3.11 Estimación del gasto directo de la segunda tormenta.

Día	Hora	Q total (m ³ /s)	Q _b (m ³ /s)	Q _d (m ³ /s)	Q _d (m ³ /s) corregido	
24	20	282	282	0	0	
	22	287	287	0	0	
	24	345	289	56	56	
	02	371	291	81	81	
	04	397	293	104	104	
	06	423	295	128	128	
	08	496	297	199	199	
	25	10	739	299	440	440
12		836	301	535	535	
14		836	303	533	533	
16		836	305	531	531	
18		885	307	578	578	
20		982	309	673	673	
22		969	311	658	658	
24		941	313	628	628	
02		849	315	534	534	
04		758	317	441	441	
06		666	319	347	347	
08		642	321	321	300	
26		10	642	323	319	270
		12	666	325	341	230
	14	642	327	315	160	
	16	581	329	252	130	
	18	544	331	213	110	
	20	520	333	187	80	
	22	466	335	131	50	
	24	452	337	115	30	
	02	430	339	91	10	
	04	408	341	77	0	
	06	386	343	43		
	08	352	345	07		
	27	10	347	347	0	

Al comparar el hietograma de precipitación total con el hidrograma de la segunda tormenta (figura 3.5), se observan varias incongruencias debidas probablemente a la falta de información pluviográfica confiable. Por este motivo se decidió tratar de reproducir únicamente la parte más importante del hidrograma, considerando un gasto base alto, como se muestra en la misma figura.

En la tabla 3.11 se resumen los cálculos realizados para determinar las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo, con el cual se calculó la precipitación efectiva que resultó de 12.05 mm.

$$L_{Q_d} = \frac{V_{Q_d}}{A_c} = \frac{56.41 \cdot 10^6}{4680} = 12.05 \text{ mm}$$

A partir de este valor se determinó el hietograma de precipitación efectiva que se muestra en la tabla 3.12.

Tabla 3.12 Cálculo del hietograma de precipitación efectiva de la segunda tormenta.

Día	Hora	P _{total} (mm)	Infiltración (mm/2hrs)	PE (mm)
24	08-10	1.5		
	10-12	0.2		
	12-14	0.0		
	14-16	0.4		
	16-18	1.6		
	18-20	1.2		
	20-22	1.5		
	22-24	2.4		0.0
	24-02	6.5	3.6	2.9
	02-04	4.2	3.5	0.7
26	04-06	9.2	3.4	5.8
	06-08	3.3	3.3	0.0
	08-10	1.6	3.2	0.0
	10-12	0.8	3.1	0.0
	12-14	1.5	3.1	0.0
	14-16	4.4	2.9	1.5
	16-18	4.0	2.9	1.1
	18-20	1.7	2.8	0.0
	20-22	2.0		
	22-24	0.1		
24-02				
02-06				

Finalmente, con el hidrograma unitario calculado para la primera tormenta y el hidrograma de precipitación efectiva, se estimó el hidrograma de escurrimiento directo, utilizando el sistema de ecuaciones 3.3.

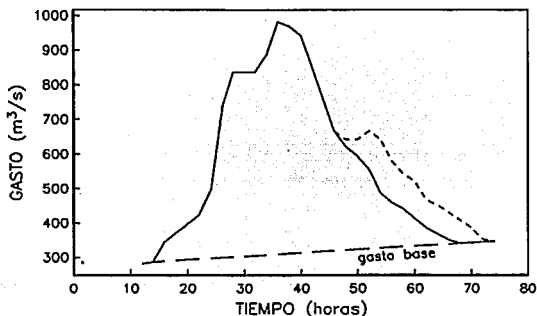


Figura 3.5a Separación de escurrimiento base y directo. (---) Q , (-.-) $Q_{\text{correctado}}$.

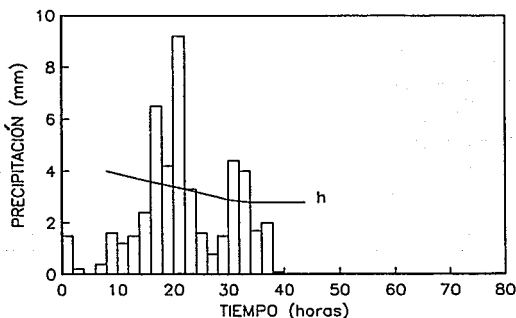


Figura 3.5b Histograma de precipitación total.

En la figura 3.6 se muestra la comparación entre el hidrograma de escurrimiento directo medido y el estimado. Se observa que el volumen de la avenida y la forma de la recesión se pronostican bastante bien, aunque el pico de la avenida se sobreestima, porque la lluvia efectiva en el primer tramo del histograma se consideró demasiado grande (ver figura

3.5b). Probablemente esto se deba a que para definir la distribución de la lluvia en el tiempo solo se contó con los datos del pluviógrafo de Jesús María.

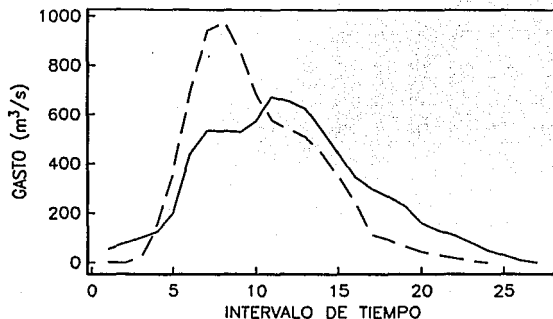


Figura 3.6 Hidrogramas de la segunda tormenta. (—)H medido (---)H calculado.

3.4 ESTIMACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS UNITARIOS PARA OTRAS SUBCUENCAS

Como ya se comentó, la información disponible no permite calibrar directamente modelos lluvia-escorrentamiento para las cuencas de otras estaciones hidrométricas que, junto con la estación Jesús María, cubrirían la mayor parte del río Huaynamota. Sin embargo, tomando en cuenta la relativa semejanza entre las cuencas, es posible aprovechar el hidrograma unitario calibrado para la de la estación Jesús María, para hacer una estimación aproximada de los hidrogramas unitarios de las cuencas cercanas.

El procedimiento que se propone, parte de la idea de que la forma del hidrograma unitario depende fundamentalmente de la velocidad de respuesta de la cuenca y la magnitud del área de la misma. De acuerdo con esta idea, es posible construir un hidrograma adimensional dividiendo las abscisas del hidrograma unitario de Jesús María entre un tiempo característico de la velocidad de respuesta de su cuenca, y multiplicando las ordenadas por el cociente de dicho tiempo entre el producto del área de la cuenca por un milímetro.

El proceso se resume mediante las ecuaciones:

$$t' = \frac{t_{JM}}{\tau_{JM}} \quad (3.8)$$

$$u' = u_{JM} \frac{\tau_{JM}}{A_{JM} \cdot 1mm} \quad (3.9)$$

donde t_{JM} y u_{JM} son respectivamente las abscisas y las ordenadas del hidrograma unitario de Jesús María, τ_{JM} es el tiempo que caracteriza la velocidad de respuesta de la cuenca, A_{JM} es el área de la misma, t' y u' son las abscisas y las ordenadas del hidrograma unitario adimensional representativos de cualquier cuenca semejante a la de Jesús María.

Aplicando los conceptos anteriores en sentido inverso, el hidrograma unitario de una cuenca X, semejante a la de Jesús María, se puede calcular mediante las ecuaciones:

$$t_X = t' \cdot \tau_X \quad (3.10)$$

$$u_X = u' \frac{A_X \cdot 1mm}{\tau_X} \quad (3.11)$$

Mediante la observación de algunos hidrogramas registrados en las respectivas cuencas y tomando en cuenta la longitud del cauce hasta las estaciones hidrométricas, se estimaron en forma aproximada los tiempos característicos que se indican en la tabla 3.13.

Tabla 3.13 Tiempo característico y área estimados para algunas subcuencas.

Estación hidrométrica	Tiempo de respuesta característico (hrs)	Área de la subcuenca (km ²)
Jesús María	$\tau_{JM} = 6$	$A_{JM} = 4680$
Chapalagana	$\tau_{CH} = 16$	$A_{CH} = 11500$

Tabla 3.14 Extrapolación para la obtención del hidrograma unitario de la estación Chapalagana.

H.U. Adimensional (Jesús María)				H.U. Chapalagana	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
t (hrs)	t/6 (adim)	U_i (m ³ /s)	$U_i * 6/4.68$ (adim)	(2) * 18 (hrs)	(4) * 11.5/21 (m ³ /s)
0.00	0.00	0.06	0.08	0.00	0.05
2.00	0.33	9.50	12.18	6.00	7.78
4.00	0.67	51.31	65.78	12.00	42.03
6.00	1.00	96.28	123.43	18.00	78.86
8.00	1.33	113.40	145.39	24.00	92.89
10.00	1.67	105.04	134.66	30.00	86.03
12.00	2.00	84.93	108.89	36.00	69.57
14.00	2.33	63.34	81.21	42.00	51.88
16.00	2.67	44.95	57.63	48.00	36.82
18.00	3.00	30.93	39.66	54.00	25.34
20.00	3.33	20.89	26.78	60.00	17.11
22.00	3.67	13.95	17.89	66.00	11.43
24.00	4.00	9.27	11.88	72.00	7.59
26.00	4.33	6.14	7.87	78.00	5.03
Δt		2 hrs			6 hrs
Suma		650.00			532.41
Suma * Δt		4680.01			11500.02

4 TRÁNSITO DE LAS AVENIDAS DESDE LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS HASTA LA PRESA AGUAMILPA

4.1 GENERALIDADES

El tránsito de avenidas permite cuantificar los gastos cuando no se conoce el hidrograma en un punto de un cauce.

La avenida viaja por el cauce en forma de onda aumentando su duración y disminuyendo el gasto pico; el tránsito de la avenida consiste en que, conociendo el hidrograma de la avenida en un sitio, se estudia la propagación de ésta para conocer sus características aguas abajo, lo cual es útil para hacer un pronóstico de gastos y/o niveles en un sitio de interés, como puede serlo una presa, permitiendo tomar las medidas preventivas que se crean necesarias.

Para la primera tormenta de enero de 1992, al contarse con hidrogramas en distintos puntos de los afluentes del sitio de la presa Aguamilpa, basta con sumarlos tomando en cuenta el defasamiento y realizar los tránsitos necesarios. Además, como se cuenta con los registros de almacenamiento y salidas en la presa, se puede calcular el hidrograma de entrada a la misma, el cual es comparable con el que se obtenga a partir de los afluentes.

4.2 RECONSTRUCCIÓN DE LA AVENIDA DE ENTRADA A LA PRESA AGUAMILPA

La avenida que ingresó a la presa durante los fenómenos de enero, puede estimarse haciendo el tránsito de las avenidas registradas en los afluentes, hasta el sitio de la presa o bien, a partir de los datos registrados en la estación Carrizal II, situada aguas abajo de la presa, tomando en cuenta la regulación que ésta proporcionó.

En este capítulo se presentan los cálculos realizados usando los procedimientos planteados y se comentan los resultados obtenidos.

4.2.1 Avenidas registradas en las estaciones hidrométricas

Para que el hidrograma que se calcule a la entrada de la presa sea representativo, es necesario tomar en cuenta todos los afluentes que tenga la corriente principal.

De las estaciones hidrométricas en las que se cuenta con datos de la primera tormenta de enero de 1992 (ver figura 2.1), se tiene que la estación Bolaños registra los escurrimientos del río de mismo nombre el cual se une con el río Santiago, que es aforado en la estación La Yesca, pocos metros aguas abajo de dicha estación. La estación Los Sabinos registra el total de los escurrimientos del río Huaynamota en un punto cercano a su confluencia con el río Santiago. Por otra parte se tiene el hidrograma de la tormenta en la estación Carrizal II que, al encontrarse algunos metros aguas abajo de la presa, representa el hidrograma de salida de los túneles de desvío.

De acuerdo con la información disponible, se utilizaron dos procedimientos distintos para reconstruir los hidrogramas en las estaciones hidrométricas:

- a) Para las estaciones Los Sabinos y Carrizal, en las que las elevaciones del nivel del agua registradas fueron bastante mayores que las aforadas en años anteriores, se utilizaron las curvas elevaciones-gastos obtenidas en los subcapítulos 2.3 y 2.5, respectivamente, junto con los datos de elevación reportados cada dos horas.
- b) Para las estaciones Bolaños y la Yesca, en donde las elevaciones del nivel del agua no exceden a las de los aforos previos, se utilizó la información de gastos reportada directamente por los operadores. En los casos en que dichos reportes no se efectuaron cada dos horas se interpolaron los valores faltantes.

En la tabla 4.1 se presentan los valores de gasto, para intervalos de dos horas, obtenidos para las estaciones Carrizal, Los Sabinos, Bolaños y La Yesca.

Tabla 4.1 Hidrogramas estimados para diversas estaciones hidrométricas.

Día	Hora	La Yesca Q (m ³ /s)	Bolaños Q (m ³ /s)	Carrizal II Q (m ³ /s)	Los Sabinos Q (m ³ /s)
15	0:00		26.00		
	2:00		26.00		
	4:00		26.00		
	6:00	13.00	26.00		
	8:00	25.00	26.67		
	10:00	37.00	27.33		
	12:00	49.00	28.00		
	14:00	48.00	27.67		
	16:00	47.00	27.33		
	18:00	46.00	27.00		
	20:00	40.67	27.00		
	22:00	35.33	27.00		
16	0:00	30.00	27.00		
	2:00	28.67	26.67		
	4:00	27.33	26.33		
	6:00	26.00	26.00		
	8:00	34.67	36.33		
	10:00	43.33	46.67		
	12:00	52.00	57.00		
	14:00	49.00	89.00		
	16:00	41.00	121.00		
	18:00	40.00	153.00		
	20:00	151.00	511.50		
	22:00	167.00	870.00		
17	0:00	153.00	962.75		
	2:00	218.00	1055.50		
	4:00	263.00	1148.25	1470.62	
	6:00	254.00	1241.00	1732.52	1551.86
	8:00	387.00	1280.00	1850.69	2888.52
	10:00	520.00	1349.00	1912.17	2940.01
	12:00	653.00	1418.00	2044.16	2909.12
	14:00	688.00	1479.00	2128.16	2909.12
	16:00	693.00	1540.00	2217.11	3210.37
	18:00	814.00	1612.00	2325.88	3316.68
	20:00	977.00	1670.67	2492.83	3423.00
	22:00	977.00	1729.33	2614.43	3364.07
18	0:00	1198.00	1788.00	2767.70	4180.29
	2:00	1315.00	2007.67	3075.40	4660.29
	4:00	1358.00	2227.33	3198.75	5180.93
	6:00	1304.00	2447.00	3544.74	5717.76
	8:00	1405.00	2541.00	3748.04	5370.38
	10:00	1436.00	2635.00	4004.36	4694.94
	12:00	1450.00	2547.00	4131.71	4281.50
	14:00	1405.00	2471.00	4118.98	3780.34
	16:00	1392.00	2395.00	4398.23	3561.25
	18:00	1361.00	2355.00	4493.93	2642.76
	20:00	1317.00	2401.33	4725.63	2564.18
	22:00	1276.00	1847.67	4801.10	2249.84

Tabla 4.1 (Continuación).

Día	Hora	La Yesca Q (m ³ /s)	Bolaños Q (m ³ /s)	Carrizal Q (m ³ /s)	Los Sabinos Q (m ³ /s)
19	0:00	1236.00	1594.00	4801.10	2216.70
	2:00	1165.00	1528.00	4801.10	2053.69
	4:00	1143.00	1462.00	4801.10	1890.69
	6:00	1086.00	1396.00	4801.10	1846.54
	8:00	832.00	1192.33	4719.34	1443.16
	10:00	801.00	988.67	4738.21	1502.22
	12:00	764.00	785.00	4738.21	1688.34
	14:00	674.00	756.00	4675.31	1669.73
	16:00	650.00	733.00	4738.21	1660.42
	18:00	614.00	678.00	4769.66	1511.53
	20:00	612.00	660.67	4738.21	1551.86
	22:00	607.00	643.33	4713.05	1461.28
20	0:00	609.00	626.00	4637.57	1415.99
	2:00	595.00	571.33	4519.46	1397.87
	4:00	585.00	516.67	4257.86	1370.70
	6:00	559.00	462.00	4163.55	1352.58
	8:00	510.00	451.33	3481.91	1065.00
	10:00	502.00	440.67	3198.75	959.41
	12:00	489.00	430.00	3075.40	845.01
	14:00	488.00	421.00	2779.96	612.45
	16:00	486.00	418.00	2553.63	559.02
	18:00	484.00	408.00	2325.88	
	20:00	480.00	402.67	1984.17	
	22:00	479.00	397.33	1448.42	
21	0:00	478.00	392.00		
	2:00	478.00	391.00		
	4:00	478.00	390.00		
	6:00	477.00	389.00		
	8:00	477.00	369.00		
	10:00	477.00	270.50		
	12:00	473.00	172.00		
	14:00	413.00	169.33		
	16:00	411.00	116.67		
	18:00	409.00	164.00		
	20:00	409.00	152.00		
	22:00	409.00	140.00		
22	0:00	404.00	128.00		

4.2.2 Tránsito de avenidas desde los afluentes

Debido a que no se dispone de información de las secciones transversales y el perfil del fondo del río entre la estación Bolaños y la confluencia con el río Santiago, y tomando en cuenta que la pendiente en ese tramo es alta, se consideró que la avenida registrada en la estación llegaría a dicho punto seis horas después, sin sufrir ninguna regulación.

En estas condiciones y dado que la estación La Yesca está muy cerca de la confluencia (ver figura 2.1), la avenida correspondiente a ese sitio se estimó mediante la relación:

$$Q_c(t) = Q_B(t-6) + Q_y(t) \quad (4.1)$$

donde $Q_c(t)$ = gasto en la confluencia en el tiempo t .

$Q_B(t-6)$ = gasto en Bolaños en el tiempo $t-6$ hrs.

$Q_y(t)$ = gasto en La Yesca en el tiempo t .

Utilizando la ecuación 4.1 se estimó la avenida que se muestra en la siguiente figura:

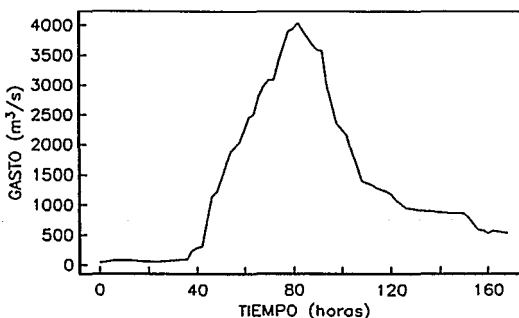


Figura 4.1 Suma de las avenidas registradas en las estaciones Bolaños (defasada 6 hrs) y La Yesca.

La avenida anterior se transitó hasta el sitio de la presa Aguamilpa utilizando un modelo numérico que resuelve las ecuaciones de continuidad de masa y conservación de energía (referencia 2), que ya discretizadas son:

$$\frac{(A_h V)_{j+1} - (A_h V)_j}{\Delta x} = -B \frac{\partial Y}{\partial t} \quad (4.2)$$

$$Z_j + Y_j + \frac{V_j^2}{2g} = \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \Delta x + Z_{j+1} + Y_{j+1} + \frac{V_{j+1}^2}{2g} + S_f \Delta x \quad (4.3)$$

donde A_h = área hidráulica (m^2).

V = velocidad del flujo (m/s).

B = ancho de la superficie libre (m).

Y = tirante de la sección (m).

Δx = intervalo de longitud (tramo) utilizado para el cálculo (m).

t = tiempo (s).

Z = carga de posición (m).

S_f = pendiente de fricción (adim).

j = representa la sección involucrada en el cálculo.

$j+1$ = se refiere a la sección inmediata aguas abajo.

En la tabla 4.2 se muestran los resultados del tránsito. Q_e es el gasto en la confluencia y Q_s el gasto transitado hasta el sitio de la presa.

Finalmente, para obtener el hidrograma total de ingreso a Aguamilpa, al hidrograma transitado por el río Santiago se le sumó el obtenido para la estación Los Sabinos; en el caso de este último se despreció el posible defasamiento por el traslado de la avenida desde la estación Los Sabinos hasta el sitio de la presa.

En la figura 4.2 se muestra el hidrograma total estimado a partir de los datos registrados en los afluentes.

Tabla 4.2 Tránsito de la avenida de La Yesca y Bolaños hasta la presa Aguamilpa.

Día	Hora	Qc (m ³ /s)	Qs (m ³ /s)	Día	Hora	Qc (m ³ /s)	Qs (m ³ /s)
15	6:00	39.00	25.04	19	0:00	3591.00	3888.90
	8:00	51.00	26.34		2:00	3566.33	3884.30
	10:00	63.00	28.99		4:00	2990.67	3829.34
	12:00	75.00	30.68		6:00	2680.00	3751.12
	14:00	74.67	31.61		8:00	2360.00	3676.52
	16:00	74.33	32.20		10:00	2263.00	3531.62
	18:00	74.00	34.25		12:00	2160.00	3325.68
	20:00	68.34	37.24		14:00	1866.33	3087.36
22:00	62.66	38.57	16:00	1638.67	2848.49		
16	0:00	57.00	38.42	18:00	1399.00	2634.99	
	2:00	55.67	36.62	20:00	1368.00	2446.99	
	4:00	54.33	34.44	22:00	1340.00	2264.93	
	6:00	53.00	32.67	20	0:00	1287.00	2074.55
	8:00	61.34	32.62		2:00	1255.67	1878.84
	10:00	69.66	35.75		4:00	1228.33	1705.13
	12:00	78.00	40.29		6:00	1185.00	1583.51
	14:00	85.33	45.90		8:00	1081.33	1486.68
16:00	87.67	50.29	10:00		1018.67	1412.30	
18:00	97.00	51.87	12:00		951.00	1354.47	
20:00	240.00	54.13	14:00		939.33	1312.87	
22:00	288.00	73.53	16:00	926.67	1269.61		
17	0:00	306.00	74.17	18:00	914.00	1244.53	
	2:00	729.50	58.16	20:00	901.00	1247.47	
	4:00	1133.00	73.09	22:00	897.00	1226.39	
	6:00	1216.75	67.94	21	0:00	886.00	1150.82
	8:00	1442.50	70.88		2:00	880.67	1079.97
	10:00	1668.25	52.62		4:00	875.33	1020.98
	12:00	1894.00	28.34		6:00	869.00	976.19
	14:00	1968.00	101.39		8:00	868.00	945.93
16:00	2042.00	653.64	10:00		867.00	925.73	
18:00	2232.00	876.35	12:00		862.00	911.76	
20:00	2456.00	1057.37	14:00		782.00	900.32	
22:00	2517.00	1366.36	16:00	681.50	890.67		
18	0:00	2810.00	1652.14	18:00	581.00	880.09	
	2:00	2985.67	1891.23	20:00	578.33	878.53	
	4:00	3087.33	2092.24	22:00	525.67	878.96	
	6:00	3092.00	2264.71	22	0:00	568.00	870.35
	8:00	3412.67	2454.50		2:00	556.00	826.84
	10:00	3663.33	2658.01		4:00	544.00	777.98
	12:00	3897.00	2826.35		6:00	532.00	721.47
	14:00	3946.00	2987.65		8:00		660.38
16:00	4027.00	3200.05	10:00			631.32	
18:00	3908.00	3446.28	12:00			562.94	
20:00	3788.00	3659.77	14:00			594.17	
22:00	3671.00	3815.47	16:00		614.54		

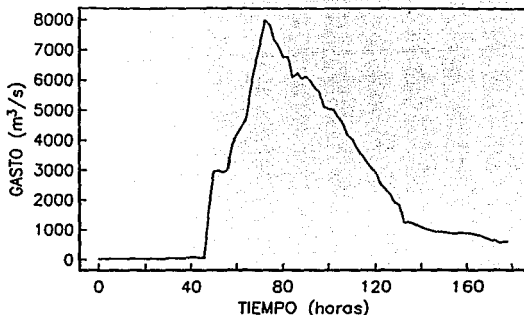


Figura 4.2 Hidrograma total estimado a partir de los datos de los afluentes.

4.2.3 Hidrograma estimado a partir de los datos registrados en la estación Carrizal II (Antitránsito).

La estación Carrizal se encuentra inmediatamente aguas abajo de la presa Aguamilpa, por lo que el hidrograma calculado para dicha estación representa el hidrograma de salida en el sitio de la presa. Como además del hidrograma calculado para Carrizal II se cuenta con los datos del volumen almacenado en la presa cada dos horas, es posible deducir el hidrograma que ingresó a la presa utilizando la ecuación de continuidad:

$$\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} \Delta t - \frac{O_t + O_{t+\Delta t}}{2} \Delta t = V_{t+\Delta t} - V_t \quad (4.4)$$

donde I_t , O_t y V_t son, respectivamente, el gasto de ingreso, el gasto de descarga y el volumen almacenado en el instante t .

Despejando $I_{t+\Delta t}$, de la ecuación 4.4 se obtiene que:

$$I_{t+\Delta t} = \frac{2(V_{t+\Delta t} - V_t)}{\Delta t} + O_t + O_{t+\Delta t} - I_t \quad (4.5)$$

La ecuación 4.5 se aplica en forma recursiva, dando como condición inicial que el gasto de entrada es igual al de salida, es decir, para el primer intervalo, $I_1=O_1$.

De acuerdo con las pláticas efectuadas con el personal que trabajó en Aguamilpa durante los eventos de 1992, se tenía idea de que las observaciones instantáneas del nivel del agua en el vaso no fueron muy precisas. Esta idea se confirmó al aplicar el procedimiento definido con la ecuación 4.4 ya que los resultados mostraron discontinuidades oscilantes en el hidrograma de entrada calculado.

Para reducir este error, se dibujaron los datos originales de incremento en el almacenamiento contra el tiempo, y se trazó una curva suave como se muestra en la figura 4.3.

Una vez filtrados los errores de medición, se utilizó nuevamente la ecuación recursiva 4.5 para estimar los valores del hidrograma de entrada al vaso, indicados en la tabla 4.3 y en la figura 4.4, donde se observan todavía valores oscilantes por lo que, finalmente se ajustó una curva mas suave que en lo sucesivo se considerará el hidrograma de entrada a la presa obtenido a partir de los datos registrados en la estación Carrizal II.

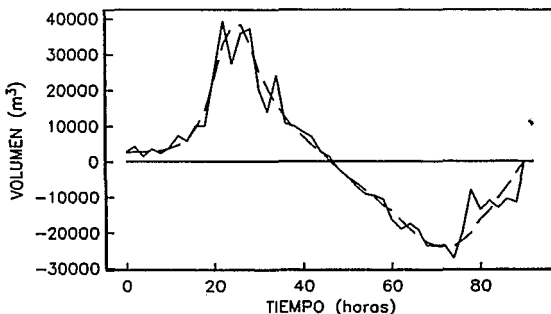


Figura 4.3 Ajuste de los incrementos en el almacenamiento en el vaso de Aguamilpa.

Tabla 4.3 Antitránsito en la presa Aguamilpa.

Δt (2 hrs)	V_t (m ³)	I_t (m ³ /s)	O_t (m ³ /s)	Ajuste de I_t (m ³ /s)
1	24500.00	1470.62	1470.62	1880.00
2	27121.16	2460.62	1732.52	2050.00
3	29835.94	1876.69	1850.69	2170.00
4	32644.32	2666.27	1912.17	2340.00
5	35546.32	2096.17	2044.16	2520.00
6	38635.55	2934.27	2128.16	2690.00
7	42395.98	2455.56	2217.10	2860.00
8	47076.62	3387.61	2325.88	3100.00
9	52974.24	3069.34	2492.83	3460.00
10	62241.92	4612.28	2614.43	4120.00
11	76096.63	4618.37	2767.70	5110.00
12	98750.95	7517.59	3075.40	6410.00
13	131515.47	7857.82	3198.75	7950.00
14	169147.86	9339.11	3544.74	9334.00
15	207435.55	8589.13	3748.04	8590.00
16	240200.06	8264.52	4004.36	7860.00
17	265288.31	6840.51	4131.71	7260.00
18	285789.53	7104.96	4118.98	6780.00
19	301703.75	5832.86	4398.23	6420.00
20	314154.25	6517.78	4493.93	6070.00
21	323515.56	5302.15	4725.63	5760.00
22	330630.13	6200.85	4801.10	5460.00
23	335310.78	4701.54	4801.10	5150.00
24	338119.16	5680.77	4801.10	4870.00
25	338400.00	3999.45	4801.10	4550.00
26	336392.75	5045.19	4801.10	4250.00
27	332077.16	3276.48	4719.34	3970.00
28	326055.38	4508.35	4738.21	3660.00
29	317926.00	2709.90	4738.21	3380.00
30	307889.72	3915.76	4675.31	3080.00
31	295545.09	2068.70	4738.21	2770.00
32	281494.31	3536.17	4769.65	2460.00
33	264834.09	1343.85	4738.21	2170.00
34	245765.16	2810.47	4713.05	1870.00
35	224688.98	685.65	4637.57	1560.00
36	201926.70	2148.52	4519.46	1340.00
37	178160.80	27.15	4257.85	1080.00
38	154073.72	1703.40	4163.55	860.00
39	130087.02	-720.91	3481.91	680.00
40	107906.85	1240.42	3198.75	550.00
V41	87834.29	-541.97	3075.40	530.00
42	71575.52	1881.00	2779.96	620.00
43	57725.46	-394.66	2553.63	750.00
44	47388.09	2402.68	2325.88	920.00
45	40463.06	-16.25	1984.17	1150.00
46	36850.00	2445.21	1448.42	1360.00

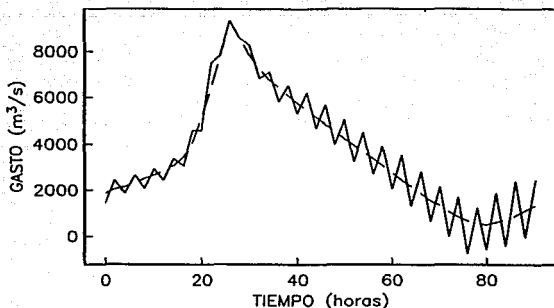


Figura 4.4 Resultado del antitránsito. (·-) Q_e (---) ajuste.

4.3 COMPARACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS CALCULADOS

En la figura 4.5 se muestra una comparación entre el hidrograma calculado a partir de los datos registrados en los afluentes, y el deducido mediante la ecuación 4.4 (antitránsito) a partir de los datos registrados en la estación Carrizal. La comparación resulta altamente satisfactoria, sobre todo si se toman en cuenta las diversas imperfecciones de los datos medidos.

Los datos de los dos hidrogramas de entrada se muestran en la tabla 4.4.

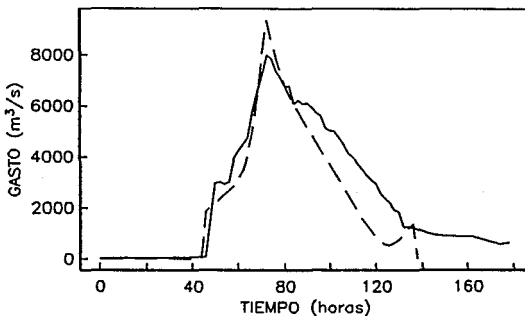


Figura 4.5 Comparación de hidrogramas calculados. (·-) afluentes (---) antitránsito.

Tabla 4.4 Hidrogramas de entrada calculados a partir de los afluentes y el antitránsito.

Dfa	Hora	Afluentes (m ³ /s)	Antitránsito (m ³ /s)
17	2:00	58.16	
	4:00	73.09	1880.00
	6:00	1619.80	2050.00
	8:00	2959.40	2170.00
	10:00	2992.63	2340.00
	12:00	2937.46	2520.00
	14:00	3010.51	2690.00
	16:00	3864.01	2860.00
	18:00	4193.03	3100.00
	20:00	4480.37	3460.00
	22:00	4730.43	4120.00
	24:00	5832.43	5110.00
18	2:00	6551.52	6410.00
	4:00	7273.17	7950.00
	6:00	7982.47	9334.00
	8:00	7824.88	8590.00
	10:00	7352.95	7860.00
	12:00	7107.85	7260.00
	14:00	6767.99	6780.00
	16:00	6761.30	6420.00
	18:00	6089.04	6070.00
	20:00	6223.95	5760.00
	22:00	6065.31	5460.00
	24:00	6105.60	5150.00
19	2:00	5937.99	4870.00
	4:00	5720.03	4550.00
	6:00	5597.66	4250.00
	8:00	5119.68	3970.00
	10:00	5033.84	3660.00
	12:00	5014.02	3380.00
	14:00	4757.09	3080.00
	16:00	4508.91	2770.00
	18:00	4146.52	2460.00
	20:00	3998.85	2170.00
	22:00	3726.21	1870.00
	24:00	3490.54	1560.00
20	2:00	3276.71	1340.00
	4:00	3075.83	1080.00
	6:00	2936.09	860.00
	8:00	2551.68	680.00
	10:00	2371.71	550.00
	12:00	2199.48	530.00
	14:00	1925.32	620.00
	16:00	1828.63	750.00
	18:00	920.00	
	20:00	1150.00	
	22:00	1360.00	

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La posibilidad de pronosticar avenidas con unas horas de anticipación es muy importante porque permite tomar medidas de emergencia o simplemente de operación. Sin embargo, durante las dos tormentas extraordinarias de enero de 1992 ocurridas en el sitio de la presa Aguamilpa, se emitieron reportes que pronosticaban escurrimientos menores de los que realmente ocurrieron. Ésto se debió a varias causas: los métodos tradicionales utilizados para determinar las curvas elevación-gasto no son precisos, la mayoría de las estaciones hidrométricas fallaron en sus registros y, además, el tránsito de las avenidas posiblemente no se realizó correctamente.

A continuación, se presentan las conclusiones y recomendaciones que se derivaron del análisis de los acontecimientos de enero de 1992.

5.1 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS

De la diferencia entre escurrimientos reportados y los obtenidos empleando un análisis hidráulico detallado, se deduce que los métodos tradicionales utilizados en la extrapolación de las curvas elevación-gasto de las estaciones hidrométricas presentan muchas limitaciones, particularmente cuando dicha extrapolación es para gastos que se encuentran muy por encima de los aforados. Una de las principales limitaciones radica en que al extrapolar la curva de

gastos no se toma en cuenta la forma de la sección transversal en el sitio de la estación hidrométrica.

En esta tesis se muestra un procedimiento que permite una mejor estimación de las curvas elevación-gasto y por lo tanto un mejor pronóstico de los escurrimientos. El procedimiento utiliza las ecuaciones básicas de la hidráulica de canales y permite extrapolar las curvas tomando en cuenta la forma de la sección.

De las estaciones hidrométricas instaladas en la cuenca de la presa se eligieron aquéllas que, por su ubicación y buen funcionamiento, permiten controlar casi el total de los escurrimientos de dicha cuenca. Con base en estos criterios, cinco estaciones reúnen la información necesaria; de ellas, dos cuentan con los aforos de la primera tormenta y las tres restantes fue necesario obtener la curva elevación-gasto y los hidrogramas respectivos.

Comparando los hidrogramas calculados con los reportados se observan grandes diferencias. En las estaciones hidrométricas Jesús María y Los Sabinos los datos reportados están por debajo de los calculados, sobre todo en la segunda donde la diferencia entre gastos pico es alrededor de 50 %.

En el caso de la estación hidrométrica Carrizal II, a pesar de tener aforos para elevaciones semejantes a las que se presentaron durante las dos tormentas, los gastos pronosticados durante las tormentas de enero de 1992 se sobreestimaron en aproximadamente un 10 % a causa de los frecuentes cambios que ha tenido su sección topográfica, ocasionados por el movimiento de materiales en la zona durante la construcción de la cortina.

Los registros de las estaciones hidrométricas Chapalagana (río Huaynamota) y El Caimán (río Bolaños) hubiesen sido de gran utilidad por su ubicación; desgraciadamente la primera fue destruida por la primera tormenta y la segunda no funcionó debidamente.

5.2 MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO

Los datos de la primera tormenta, que fue la de mayor intensidad y más ampliamente registrada, se utilizaron para la calibración de los modelos para la predicción de escurrimientos a partir de registros de lluvia; los de la segunda tormenta se utilizaron para constatar la factibilidad de utilizar el modelo lluvia-escurrimiento para distintas tormentas.

El modelo lluvia-escurrimiento fue calibrado para la cuenca de la estación hidrométrica Jesús María, debido a que es la única que cuenta con registros razonablemente completos de las dos tormentas mencionadas (registros pluviométricos y pluviográficos). Es necesario aclarar que, el propósito de la calibración del modelo lluvia-escurrimiento para la cuenca de la estación Jesús María es comprobar que el método lleva a resultados satisfactorios (validados con la segunda tormenta). Se obtuvo que sí es recomendable utilizar dicho modelo, ya que con los registros de una sola tormenta de magnitud comparativamente grande es posible obtener el hidrograma unitario y luego estimar que puedan estimarse las características de la avenida

de entrada a la presa, con algunas horas de anticipación.

Como resulta obvio, el estudio de sólo una estación hidrométrica no conduce a ningún resultado que permita obtener un pronóstico de escurrimientos en la presa Aguamilpa. Para ello, sería necesario calibrar el modelo en todas las estaciones que se requieran para abarcar el total de los escurrimientos de la cuenca. En este estudio se extrapoló el hidrograma unitario obtenido en la estación hidrométrica Jesús María para la estación Chapalagana, la misma que fue arrasada por la primera tormenta. Estas dos estaciones juntas abarcan el total de los escurrimientos del río Huaynamota hasta su confluencia con el río Santiago.

A falta de información, se sugiere un procedimiento para la obtención de hidrogramas unitarios en cuencas de características semejantes a la estudiada, por medio de una extrapolación basada en la velocidad de respuesta y magnitud del área de la cuenca. Este método se recomienda como última opción en los casos donde no se cuente con registros de ninguna estación hidrométrica dentro de la cuenca de la cual se requiere conocer los escurrimientos, ya que puede conducir a errores grandes.

Dada la importancia de la aportación de escurrimientos del río Chapalagana al río Huaynamota, es necesario poner en funcionamiento, lo más pronto posible, la estación Chapalagana o cualquier otra que sirva para este efecto.

5.3 CALCULO DE LOS HIDROGRAMAS DE ENTRADA EN LA PRESA

Para la obtención del hidrograma de entrada en la presa Aguamilpa con base en los datos de los afluentes, se llevaron a cabo sumas de hidrogramas y tránsitos de avenidas suponiendo tiempos de traslado de un sitio a otro; estos tiempos fueron estimados tomando en cuenta la longitud del tramo y la observación del comportamiento de algunos hidrogramas registrados anteriormente. Debido que pequeños errores en dichos tiempos pueden conducir a errores muy grandes en la suma de los hidrogramas es conveniente considerar, además, la pendiente y la rugosidad del cauce para lograr mayor precisión en los resultados.

En la comparación del hidrograma de entrada a la presa calculado a partir de los afluentes con el obtenido con el antitránsito, que es una comprobación si se toma a este último como el hidrograma real, se obtienen resultados muy satisfactorios, pues la diferencia entre gastos pico es menor al 10 %.

En resumen, para mejorar el pronóstico de los escurrimientos, es recomendable mejorar la cantidad y la calidad de los aforos y de los registros pluviográficos y pluviométricos, así como substituir el uso de métodos estadísticos de extrapolación de los datos aforados por métodos hidráulicos más completos.

REFERENCIAS

- 1- Domínguez M, R., "Procedimientos de extrapolación para el cálculo hidrométrico", informe del Instituto de Ingeniería para la Comisión Federal de Electricidad, México, enero, 1989.
- 2- Salas S, M. A. y Jiménez E, M., "Comparación entre un método hidrológico y uno hidráulico para el tránsito de avenidas en cauces", XII Congreso Nacional de Hidráulica, Puerto Vallarta, octubre, 1992.
- 3- Aparicio M, F. J., "Fundamentos de hidrología de superficie", Editorial Limusa, México, 1989.
- 4- Jiménez E, M., "Manual de operación del programa AX.EXE (Ajuste de funciones de distribución de probabilidad)", informe interno, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, mayo, 1992.
- 5- Vázquez C. M. T. y Domínguez M. R., "Método sistemático para el cálculo de la forma de las avenidas de diseño en presas con gran capacidad de regulación", informe interno, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, diciembre, 1992.
- 6- Salas S, M.A. y Domínguez M, R., "Desarrollo de un modelo para predicción de avenidas a partir de datos de lluvia (primer informe parcial)", informe interno, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, enero, 1992.
- 7- Jiménez E, M. y Domínguez M, R., "Determinación de coeficientes de escurrimiento a partir de las características de las cuencas", informe interno, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, noviembre, 1992.