

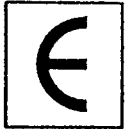
LP2 B062EVAEAU RIB/1
1696



Corporación Regional del
Desarrollo de Tarija (CODETAR)

ORSTOM - BOLIVIE
DOCUMENTATION

13
Comisión de las
Comunidades
Europeas



PROYECTO ALA/90/23
PROTECCION CONTRA LAS INUNDACIONES DE VILLA MONTES (PROCIVIL)
BCEOM - PROSER CONSULTORES

DIFFUSION
RESTREINTE

17

**ESTUDIO HIDROLOGICO PARA
LA PROTECCION CONTRA LAS INUNDACIONES
DE VILLA MONTES (BOLIVIA)**



Fonds Documentaire IRD

Cote : Bx 26668 Ex : unique

Pierre RIBSTEIN

Jorge PEÑA

BCEOM - PROSER CONSULTORES

HYDRO CONSULT International

GIE ORSTOM - EDF

DIFFUSION
RESTREINTE



INDICE

- 1 EL RIO PILCOMAYO EN VILLAMONTES**
 - 1.1 Evaluación de los datos disponibles**
 - 1.1.1 La estación hidrométrica de Villamontes
 - 1.1.2 Los niveles de agua y los caudales
 - 1.2 Análisis de frecuencias de los caudales extremos**
 - 1.3 Crecidas de diseño**

- 2 LAS QUEBRADAS AGUAS ARRIBA DE VILLAMONTES**
 - 2.1 Condición de las cuencas**
 - 2.2 Análisis de precipitaciones máximas**
 - 2.3 Cuantificación de la precipitación efectiva**
 - 2.4 Crecidas de diseño**

ANEXO I : CURVAS DE CALIBRACION PARA EL PILCOMAYO

ANEXO II : ANALISIS DE LOS CAUDALES EXTREMOS

REFERENCIAS

1 EL RIO PILCOMAYO EN VILLAMONTES

Varios estudios hidrológicos se desarrollaron en la zona de Villamontes para proyectos de riego principalmente (1, 2, 3, 4). Por lo tanto, se dispone de abundante información hidrometeorológica dispersa que ha sido actualizada y sistematizada en el estudio.

Por la cantidad de la información disponible y por el tiempo asignado al estudio, no se pudo realizar un manejo exhaustivo de los datos originales. Sin embargo, los resultados a continuación parecen confiables porque fueron verificados y contrastados con los valores de las investigaciones anteriores.

A partir de la evaluación de los datos sobre el río Pilcomayo en Villamontes, el presente capítulo se dedica a la estimación de los caudales extremos y a la crecida de diseño.

1.1 Evaluación de los datos disponibles

1.1.1 *La estación hidrométrica de Villamontes*

La estación hidrométrica Villamontes se encuentra en la estación de bombeo, a unos tres kilómetros aguas arriba de la ciudad de Villamontes. En esta estación, la cuenca del río Pilcomayo alcanza un área de 78 500 km² (3).

La estación fue instalada en el año 1941 e interrumpida en 1956. De este periodo solo se dispone de los caudales medios diarios. En el año 1973, la estación fue reinstalada, disponiéndose desde agosto del mismo año de lecturas de escala diarias (2), tomadas por lo menos tres veces al día (hasta 8 lecturas para la avenida de 1984 !). No se encontraron datos del año 1986 y del mes de enero de 1987.

La escala limnimétrica se ubica en la torre de la toma para la estación de bombeo. Es una mira pintada en la torre con una división de 0.5 m para niveles del río arriba de 3 m, mientras que para niveles abajo de 3 m se usa una regla y un nivel de referencia en la base de la torre. En 1981, el cero de la escala estaba a la cota de 377.65 msnm (4) y en junio de 1993 la nivelación topográfica le asigna un valor de 377.441 msnm. Las investigaciones anteriores (3, 4) señalan que las lecturas en la mira de la torre son afectadas por efectos de remanso que se observan en condiciones de niveles mayores a 4 m.

Aguas arriba de la escala y a una distancia de 100 m, se realizan aforos mediante teleférico suspendido a un cable de 180 m de longitud. Las secciones resultantes de los aforos muestran la inestabilidad del lecho producto de erosión y socavación. Estas condiciones conducen a una variación notable referente a la curva de calibración (anexo I).

1.1.2 Los niveles de agua y los caudales

Del párrafo precedente, hay que subrayar los problemas ligados a las mediciones de los niveles del río Pilcomayo en Villamontes:

- Hay solamente divisiones cada 0.50 m para las lecturas de escala;
- Las lecturas son afectadas por los efectos de un remanso en aguas altas;
- El cero de la escala ha bajado de 0.21 m entre 1981 y 1993 pero no se puede saber la fecha del cambio;
- La falta de limnígrafo no permite conocer precisamente las variaciones rápidas del nivel del agua.

El cambio de la sección por erosión y socavación no permite una gran precisión de los caudales. Se necesita manejar varias curvas de calibración para niveles de agua bajos a medios pero la socavación tiene una influencia menor sobre los niveles altos. Los niveles de agua más altos alcanzados por aforos son alrededor de 3.00 m pero un nivel de 8.80 m fue observado durante la avenida de marzo de 1984. En consecuencia, el anexo I trata de la extrapolación fuerte de las curvas de calibración, para pasar de los aforos a los niveles máximos observados.

La extrapolación de la curva de calibración en el anexo I es una estimación por el método de Manning-Strickler. Este método da un orden de magnitud pero no es un valor preciso. Por ejemplo, se ha escogido el coeficiente de rugosidad mínimo posible ($n=0.035$), en el sentido de la seguridad. Pero un valor hasta 0.045 es también posible, tomando en cuenta las características del lecho del río Pilcomayo. Eso significa que un nivel de 8.8 m (máximo observado durante la avenida de 1984) corresponde a un caudal entre 5500 m³/s para $n=0.045$ y 7000 m³/s para $n=0.035$. Se escogieron los valores mas grandes del caudal en el sentido de la seguridad.

Pero el problema más grave es el asunto de los datos del periodo 1942-1956 del cual no se puede saber si son confiables: tenemos solamente caudales diarios de este periodo, sin lecturas de escala y sin aforos.

1.2 Análisis de frecuencias de los caudales extremos

Gracias a la curva de calibración en aguas altas, se dispone de los caudales actualizados hasta el año 1993 para la evaluación estadística de los caudales máximos. Se presenta en el cuadro 1 los 33 caudales máximos medios diarios Q_{md} para los dos periodos (1942-1956 y 1974-1993) y los 18 caudales máximos instantáneos Q_{mi} para el periodo más reciente. Los caudales Q_{mi} han sido calculados en base a las lecturas de escala máximas en un día, en virtud a que no se disponía de un limnígrafo en la estación hidrométrica de Villamontes.

En el anexo II, se muestra los diferentes ajustes y cálculos estadísticos que se hizo para evaluar los caudales máximos de diseño. La función de distribución Log Pearson 3 da el mejor ajuste, razón por la cual se aplica para los caudales máximos de varios periodos de retorno. Para determinar la crecida de diseño, se utiliza el mismo valor (1.21) del coeficiente (Q_{md}/Q_{mi}) que el de la crecida de marzo de 1984. Los resultados del análisis de frecuencias se resumen en el cuadro 2, en lo cual se incluyen los correspondientes caudales máximos instantáneos (calculados por el coeficiente Q_{md}/Q_{mi} de 1.21), y los niveles de agua alcanzados son determinados por la curva de calibración definida en el anexo I.

CUADRO 1 : Caudal Máximo Medio Diario (Q_{md}) y Caudal Máximo instantáneo (Q_{mi}), río Pilcomayo en la estación de Villamontes (periodo 1942-1956, 1974-1993)

No	mes/año	Nivel máximo medio diario Hmd (m)	Caudal máximo medio diario Q_{md} (m^3/s)	Nivel máximo instantáneo Hmi (m)	Caudal máximo instantáneo Q_{mi} (m^3/s)	(Q_{mi}/Q_{md})
1	1942	-	986	-	-	-
2	1943	-	1258	-	-	-
3	1944	-	3174	-	-	-
4	01/1945	-	700	-	-	-
5	02/1946	-	1380	-	-	-
6	02/1947	-	1579	-	-	-
7	02/1948	-	2420	-	-	-
8	01/1949	-	1941	-	-	-
9	01/1950	-	2424	-	-	-
10	02/1951	-	1442	-	-	-
11	01/1952	-	1630	-	-	-
12	02/1953	-	1597	-	-	-
13	02/1954	-	1754	-	-	-
14	02/1955	-	2680	-	-	-
15	02/1956	-	974	-	-	-
16	02/1974	4.95	2500	5.25	2700	1.08
17	02/1975	4.56	2100	4.85	2400	1.14
18	02/1976	3.62	1400	4.25	1900	1.36
19	03/1977	3.09	1100	3.60	1400	1.27
20	02/1978	4.97	2500	5.20	2700	1.08
21	01/1979	6.84	4400	7.15	4800	1.07
22	01/1980	3.62	1400	3.95	1600	1.14
23	02/1981	3.87	1600	4.00	1700	1.06
24	03/1982	5.21	2700	6.00	3500	1.30
25	01/1983	2.33	630	2.38	660	1.05
26	03/1984	7.98	5800	8.80	7000	1.21
27	02/1985	4.90	2400	5.80	3300	1.38
28	03/1988	7.32	5000	7.40	5100	1.02
29	04/1989	2.98	990	3.10	1100	1.11
30	01/1990	2.58	760	2.70	830	1.09
31	01/1991	4.67	2200	4.80	2300	1.05
32	01/1992	5.00	2500	5.30	2800	1.12
33	03/1993	4.10	1800	4.70	2200	1.22

CUADRO 2 : Distribución Log Pearson 3 : Caudal Máximo Medio Diario y Caudal Máximo instantáneo de diferentes periodos de retorno

Periodo de retorno en años	Caudal máximo medio diario (m ³ /s)	Nivel de agua max. medio diario (m)	Caudal máximo instantáneo (m ³ /s)	Nivel de agua instantáneo (m)
2	1770	4.10	2040	4.50
5	2760	5.30	3170	5.70
10	3510	6.00	4040	6.50
50	5400	7.70	6200	8.30
100	6300	8.30	7600	9.30

Como hemos dicho antes, la curva de calibración no es tan segura pero hemos escogido los caudales obtenidos mas grandes en el sentido de la seguridad. Con los valores pequeños correspondientes al coeficiente $n=0.045$, hemos hecho un ajuste que nos da casi los mismos resultados : por ejemplo, para 100 años con la ley Log Pearson 3 (Log Gamma), hemos obtenido un valor de 6380 m³/s (curva de calibración con $n=0.045$), en vez de 6300 m³/s (curva de calibración con $n=0.035$).

1.3 Crecidas de diseño

A partir de los cuadros 1 y 2, podemos analizar que la crecida de marzo de 1984 puede servir como base para la crecida de diseño. En efecto, esta crecida tiene un periodo de retorno entre 50 y 100 años, y un coeficiente Q_{md}/Q_{mi} de 1.21, un poco mayor al promedio de los otros valores (1.15). Se deduce del análisis, la crecida de diseño, para un periodo de retorno de 100 años que se presenta en la figura 3, junta a la crecida de marzo de 1984. Los coeficientes adimensionales de la crecida de diseño ($Q(t)/Q_{máx}$) son presentados en el cuadro 4.

La curva de calibración y las características de los aforos permiten dar una idea de los parámetros de esta crecida de diseño. Para un periodo de retorno de 100 años, la crecida tiene las siguientes características en la estación de bombeo, aguas arriba de Villamontes :

crecida de diseño centenal en estación de bombeo, Villamontes :

altura : 386.741 msnm

área : 1600 m²

velocidad máxima instantánea (promedio en la sección) : 5.3 m/s

caudal máximo instantáneo : 7600 m³/s

caudal máximo diario : 6300 m³/s

caudal mayor a 6000 m³/s durante más de 30 horas

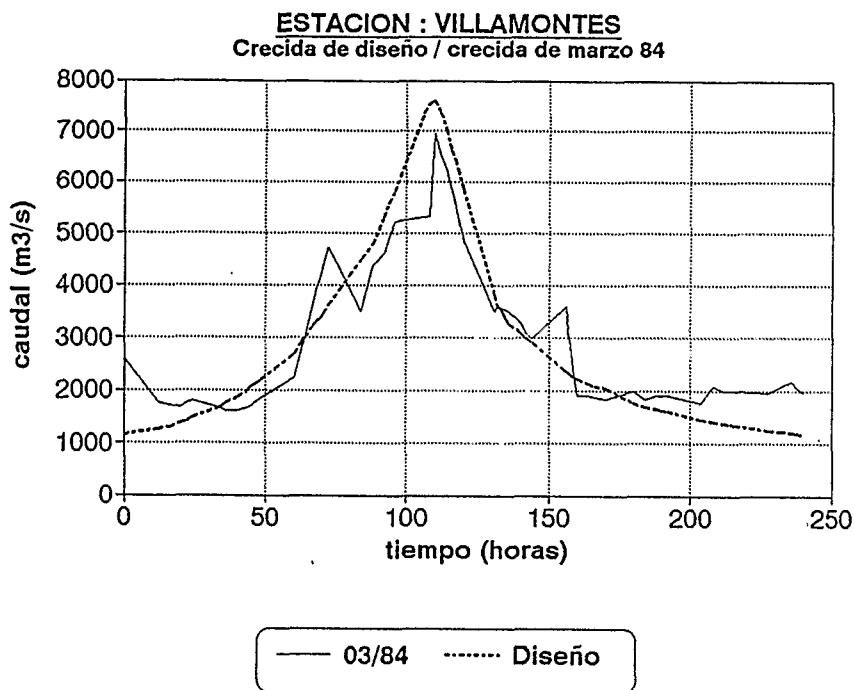


FIGURA 3 : Crecida de marzo de 1984 y crecida de diseño centenal

CUADRO 4 : Coeficientes adimensionales $Q(t)/Q_{m\acute{a}x}$ de la crecida de diseño

tiempo t (horas)	0	24	36	48	60	72	84	96	108	114	116	118
coeficiente (Q(t)/Q _{máx})	0.145	0.165	0.200	0.240	0.300	0.375	0.500	0.610	0.870	0.950	0.970	0.990

tiempo t (horas)	120	122	124	126	132	144	156	168	180	192	216	240
coeficiente (Q(t)/Q _{máx})	1.00	0.970	0.925	0.870	0.775	0.450	0.375	0.300	0.265	0.230	0.190	0.160

2 LAS QUEBRADAS AGUAS ARRIBA DE VILLAMONTES

2.1 Condición de las cuencas

La ciudad de Villamontes se encuentra prácticamente rodeada por varias quebradas en su desarrollo Nor-Este, desde la casa de bombas hasta el puente sobre Caiguami (ver figura 5). Estas quebradas han ocasionado inundaciones con pérdidas de animales y daños en viviendas, es por ello que el estudio hidrológico incluye el análisis de crecidas en estas quebradas. Los cursos de aguas son intermitentes, de alta pendiente y con inmediata respuesta de crecientes para precipitaciones de corta duración y gran intensidad. Estas crecientes se caracterizan por ser de régimen torrencioso y se cuenta con un precario sistema de defensivos que inundan la zona ubicada aguas arriba del canal de riego y se constituyen en un serio peligro cuando los rebasan.

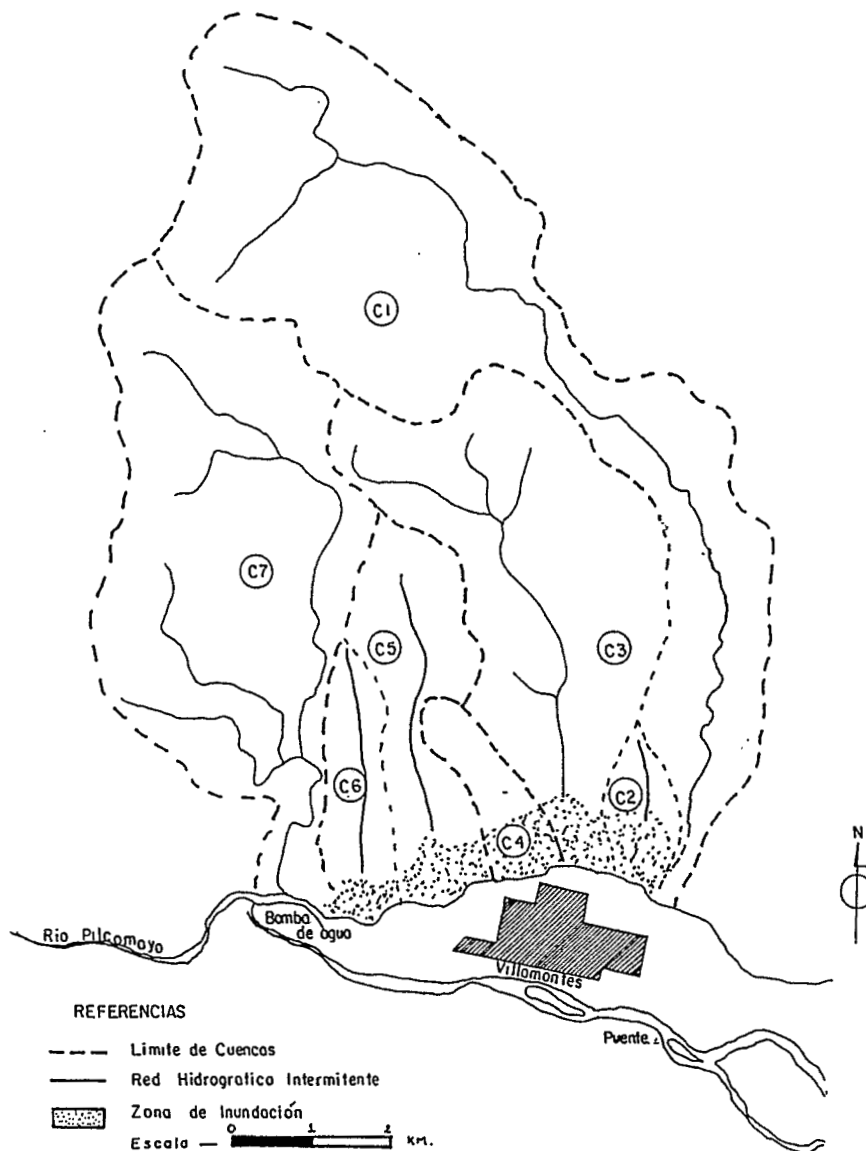


FIGURA 5 : Las quebradas aguas arriba de Villamontes
(C1 río Caiguami, C2 quebrada 1, C3 río Tacuatinde, C4 quebrada 2,
C5 quebrada 3, C6 quebrada 4, C7 río Tampinta)

Las principales características físicas de estos cursos de aguas se resumen en el cuadro 6 y son la base para la evaluación de las crecientes.

CUADRO 6 : Características físicas de las quebradas (R. río, Q. quebrada, AREA de la cuenca, HMAX cota naciente, HMIN cota salida, LONG. (máxima del cauce, S pendiente)

CUENCA	CODIG	AREA (km2)	HMAX (msnm)	HMIN (msnm)	LONG. (m)	S
R. TAMPINTA	C7	17.7	1100	390	9300	0.0763441
R.TACUATINDE	C3	13.9	580	390	7000	0.0271429
Q. 1	C2	1.5	500	390	1800	0.0611111
Q. 2	C4	1.9	480	390	2300	0.0391304
Q. 3	C5	5.4	620	390	4500	0.0511111
Q. 4	C6	2.9	600	390	3300	0.0636364
R. CAIGUAMI	C1	26.7	1300	384	15500	0.0590968

2.2 Análisis de precipitaciones máximas

El cuadro 7 contiene la selección de las precipitaciones máximas diarias, con criterio de serie anual, para Villamontes (periodo 1944-1992).

CUADRO 7 : Precipitación máxima diaria observada, estación Villamontes, periodo 1944-1992

Periodo 1944-1992			
PMAX	RANG	PMAX	RANG
180.0	37	91.0	20
110.0	26	53.2	4
71.0	10	146.4	33
60.0	7	173.0	36
50.0	3	78.0	13
49.0	2	88.0	18
131.0	31	80.0	14
44.0	1	61.0	8
95.0	22	81.0	15
57.0	6	165.0	35
94.0	21	106.0	24
126.0	28	129.0	30
66.0	9	100.0	23
75.0	11	84.0	16
126.7	29	138.0	32
159.0	34	55.0	5
90.0	19	85.0	17
113.8	27	110.0	25
75.2	12		

PMEDIA	97.20
PMAX	180.00
PMIN	44.00
STD	36.44
VAR	1364.70

La serie ha sido tratada estadísticamente para el cálculo de la precipitación máxima en 24 horas y para un 90 % de probabilidades, en base al mejor ajuste de la distribución empírica a la distribución teórica Gamma Incompleta (ver gráfico 8). La precipitación máxima diaria $P_{\text{día}}$ para el periodo de retorno de 10 años es del orden de 145 mm, que corresponde a una precipitación máxima en 24 horas de 163 mm, con la hipótesis de un coeficiente 1.13 entre valores diarios y valores en 24 horas ($P_{24h} = 1.13 P_{\text{día}} = 163 \text{ mm}$).

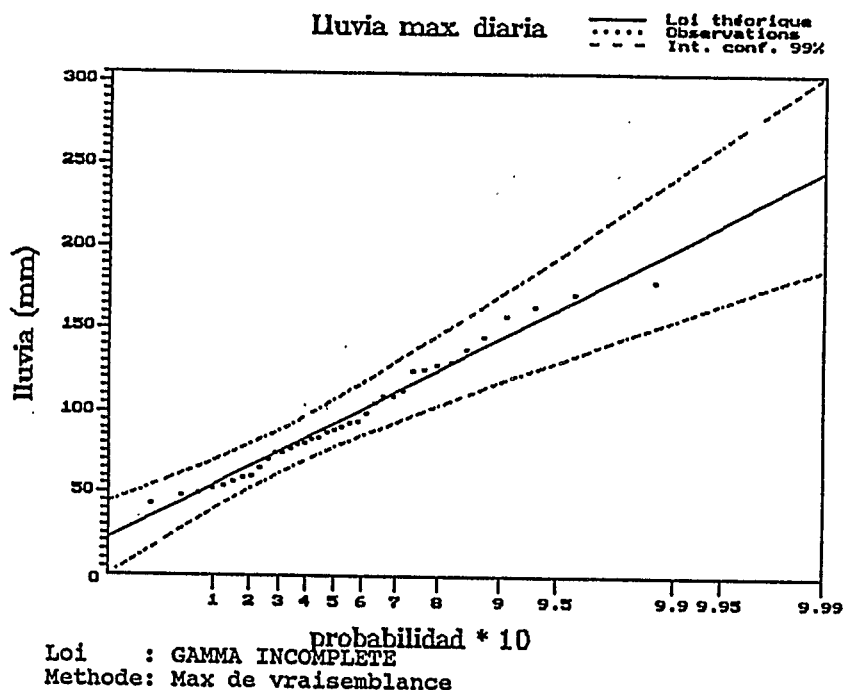


FIGURA 8 : Análisis de frecuencias, distribución Gamma Incompleta, Precipitación máxima diaria, estación de Villamontes.

Para definir las precipitaciones de diseño correspondientes a duraciones menores a 24 horas y determinarlas en función a la DURACION EN EXCESO de lluvia para cada una de las quebradas, se ha utilizado la metodología empleada en el capítulo 3 de la referencia 2. Con información actualizada al año 1992, los resultados se resumen en el cuadro 9, donde puede observarse que el valor generado estadísticamente para 24 horas (163 mm) es del mismo orden que el calculado (155 mm) mediante la siguiente metodología:

$$EG = PMEDIA - 0.45 * STD$$

$$C'G = STD / 0.557 * EG$$

donde EG es el valor modal en la serie de máximos y C'G representa una característica de la ley de distribución de probabilidades. Las anteriores ecuaciones permiten calcular, para las diferentes duraciones de tiempo t, los diferentes valores de precipitación en base a las relaciones siguientes (t es el tiempo de duración para la precipitación de diseño P_{DIS} y periodo de retorno T) :

$$ET = EG * (t/18)^{0.2}$$

$$P_{DIS} = ET * (1 + C'G * \log T)$$

CUADRO 9 : Precipitación de diseño para diferentes duraciones

PDIA	145 mm	
P24	163 mm	
EG	80.80	
C'G	0.81	
DURE	ET	P.DIS
hrs		mm
1.99	52.01	94.13
2.18	52.97	95.86
1.11	46.28	83.76
1.32	47.92	86.71
1.63	49.98	90.45
1.39	48.41	87.61
2.55	54.66	98.82
24.00	85.59	154.88

2.3 Cuantificación de la precipitación efectiva

Para cuantificar la precipitación efectiva correspondiente a las unidades hidrológicas del sistema, se han determinado los complejos hidrológicos suelo-cobertura según el "Soil Conservation Service" (SCS, referencia 5) y el resultado se resume en el número de curva (CN) del cuadro 10. Este número CN resume las características edáficas y físicas del sistema, a saber : pendiente y potencial de escurrimiento en suelos con arenas muy finas y con alto contenido de arcilla (suelo tipo C), en zonas de bosque natural con cobertura vegetal normal, lo que implica la escogencia de un número de curva de 70 en condición media de humedad antecedente. La conversión de precipitación de diseño en precipitación efectiva se la realiza mediante los siguientes pasos :

- * determinación de la abstracción inicial S, en base a la siguiente relación:

$$S = 25400 / CN - 254$$

- * Cálculo de la precipitación efectiva (P_{efec}) mediante la ecuación:

$$P_{efec} = ((P_{DIS} - 0.2 S)^2) / (P_{DIS} + 0.8 S)$$

CUADRO 10 : Aplicación del método SCS

NUMERO DE CURVA (CN II) 70				
ABSTRACCION INICIAL (S) 108.86				
CUENCA	CODIG	DURE	P.DIS	P.EFEC
R. TAMPINT	C7	1.99	94.13	28.89
R. TACUATI	C3	2.18	95.86	30.01
Q.1	C2	1.11	83.76	22.49
Q.2	C4	1.32	86.71	24.27
Q.3	C5	1.63	90.45	26.57
Q.4	C6	1.39	87.61	24.81
R. CAIGUAM	C1	2.55	98.92	32.00

DUREX (tiempo de exceso en horas)
P.DIS (precipitación de diseño en mm.)
P.EFEC (precipitación efectiva en mm.)

2.2 Crecidas de diseño

El cálculo de las crecidas de diseño para cada unidad hidrológica se ha realizado de acuerdo al hidrograma triangular de Mockus. La metodología para la evaluación del hidrograma sintético en cuencas sin antecedentes fluviómetros se detalla en la referencia 6 y los resultados obtenidos se especifican en el cuadro 11.

Los hidrogramas de crecidas se han desarrollado para cada unidad hidrológica en forma individual y en base al criterio de linealidad existente entre el hidrograma unitario (1 mm de precipitación efectiva) y la correspondiente precipitación de diseño para cada cuenca (ver figuras 12 y 13).

La variación horaria de los hidrogramas se resumen en los cuadros 14 y 15. Estos cuadros al igual que las figuras contienen la simulación del escurrimiento horario correspondientes al criterio de evacuación de las aguas en dos subsistemas de acuerdo a los esquemas de las figuras 16 y 17 en las que se especifican los caudales decenales máximos a producirse.

CUADRO 11 : Crecidas de diseño en base al hidrograma triangular

CUENCA	CODIG	TC	DURE	TR	TP	TB	qp	QPICO
R. TAMPINT	C7	1	1.99	0.60	1.59	4.26	2.31	66.74
R. TACUATI	C3	1.2	2.18	0.71	1.81	4.82	1.6	48.01
Q.1	C2	0.3	1.11	0.18	0.74	1.97	0.42	9.45
Q.2	C4	0.4	1.32	0.26	0.93	2.47	0.43	10.43
Q.3	C5	0.7	1.63	0.40	1.21	3.24	0.93	24.71
Q.4	C6	0.5	1.39	0.29	0.98	2.62	0.61	15.14
R. CAIGUAM	C1	1.6	2.55	0.98	2.25	6.01	2.47	79.03

Referencias : TC (tiempo de concentracion en horas)
 TR (tiempo de retraso en horas)
 TP (tiempo al pico en horas)
 TB (tiempo base en horas)
 qp (caudal pico en m³/s/mm)
 QPICO (caudal pico en m³/s)

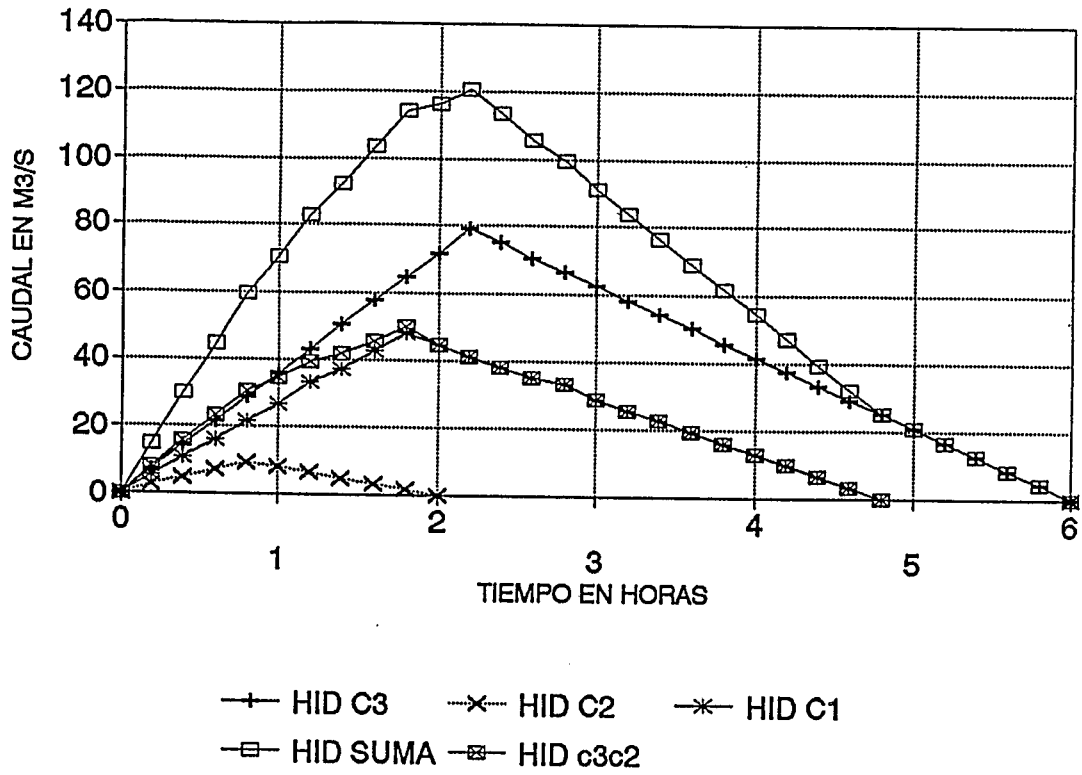


FIGURA 12 : Hidrograma de crecidas - Cuencas C1 C2 C3

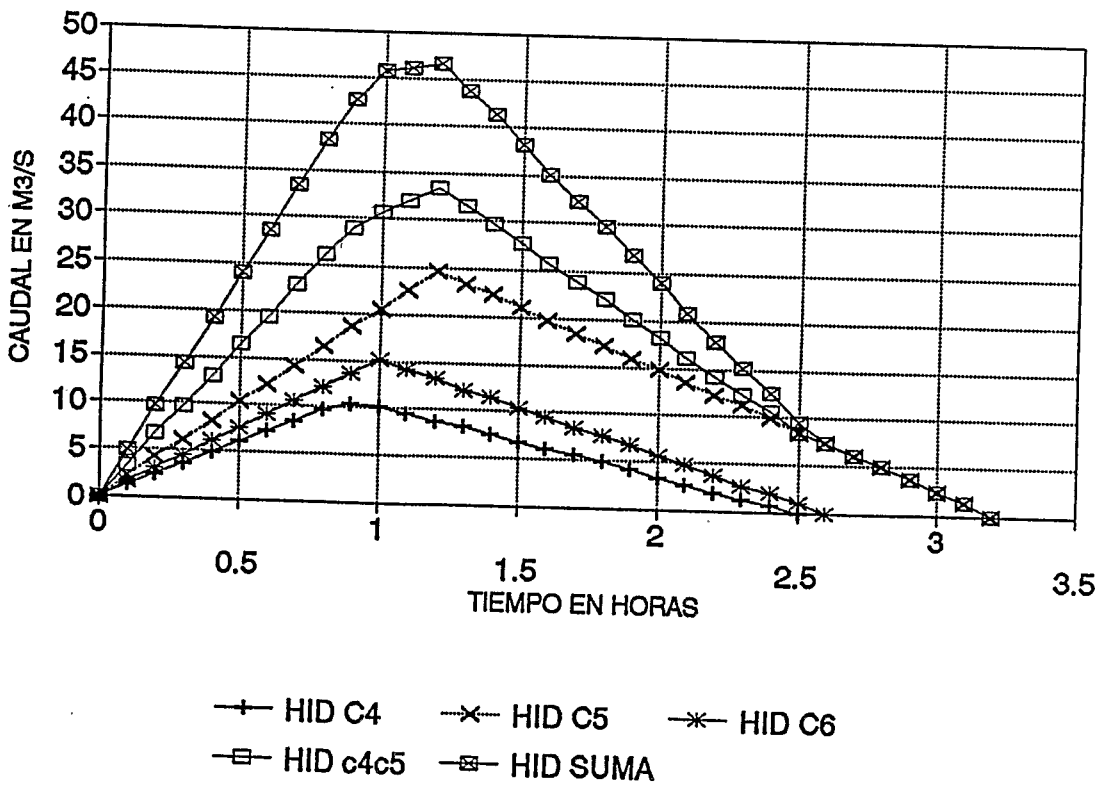


FIGURA 13 : Hidrograma de crecidas - Cuencas C4 C5 C6

CUADRO 14 : Hidrogramas unitarios y de diseño - Cuencas C1 C2 C3

TIEM	C1-HU	C2-HU	C3-HU	QC1	QC2	QC3	QSU	Qc3c2
horas	m3/s/mm	m3/s/mm	m3/s/mm	m3/h	m3/h	m3/h	m3/h	m3/h
0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	0.22	0.11	0.18	7.0	2.5	5.4	14.9	7.9
0.40	0.45	0.21	0.36	14.4	4.8	10.8	29.9	15.6
0.60	0.67	0.32	0.53	21.4	7.2	15.9	44.6	23.1
0.80	0.90	0.42	0.71	28.8	9.5	21.3	59.5	30.7
1.00	1.12	0.35	0.89	35.8	7.9	26.7	70.5	34.6
1.20	1.35	0.28	1.10	43.2	6.3	33.0	82.5	39.3
1.40	1.57	0.21	1.24	50.2	4.8	37.2	92.2	42.0
1.60	1.80	0.14	1.42	57.6	3.2	42.6	103.4	45.8
1.80	2.02	0.07	1.60	64.6	1.6	48.0	114.2	49.6
2.00	2.24	0.00	1.49	71.7	0.0	44.7	116.4	44.7
2.20	2.47		1.38	79.0		41.4	120.4	41.4
2.40	2.34		1.28	74.9		38.4	113.3	38.4
2.60	2.21		1.17	70.7		35.1	105.8	35.1
2.80	2.08		1.10	66.6		33.0	99.6	33.0
3.00	1.95		0.96	62.4		28.8	91.2	28.8
3.20	1.82		0.85	58.2		25.5	83.7	25.5
3.40	1.69		0.75	54.1		22.5	76.6	22.5
3.60	1.56		0.64	49.9		19.2	69.1	19.2
3.80	1.43		0.53	45.8		15.9	61.7	15.9
4.00	1.30		0.43	41.6		12.9	54.5	12.9
4.20	1.17		0.32	37.4		9.6	47.0	9.6
4.40	1.04		0.21	33.3		6.3	39.6	6.3
4.60	0.91		0.10	29.1		3.0	32.1	3.0
4.80	0.78		0.00	25.0		0.0	25.0	0.0
5.00	0.65			20.8			20.8	
5.20	0.52			16.6			16.6	
5.40	0.39			12.5			12.5	
5.60	0.26			8.3			8.3	
5.80	0.13			4.2			4.2	
6.00	0.00			0.0			0.0	

CUADRO 15 : Hidrogramas unitarios y de diseño - Cuencas C4 C5 C6

TIEM	C4-HU	C5-HU	C6-HU	QC4	QC5	QC6	Qc4c5	QSU
horas	m3/s/mm	m3/s/mm	m3/s/mm	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s
0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10	0.05	0.08	0.06	1.2	2.1	1.5	3.3	4.9
0.20	0.10	0.16	0.12	2.4	4.3	3.0	6.7	9.7
0.30	0.15	0.23	0.18	3.6	6.1	4.5	9.7	14.3
0.40	0.20	0.31	0.24	4.9	8.2	6.1	13.1	19.1
0.50	0.25	0.39	0.31	6.1	10.4	7.6	16.4	24.0
0.60	0.30	0.46	0.37	7.3	12.2	9.1	19.5	28.6
0.70	0.35	0.54	0.43	8.5	14.3	10.6	22.8	33.4
0.80	0.40	0.62	0.49	9.7	16.5	12.1	26.2	38.3
0.90	0.43	0.70	0.55	10.4	18.6	13.6	29.0	42.7
1.00	0.42	0.77	0.61	10.2	20.5	15.1	30.6	45.8
1.10	0.39	0.85	0.57	9.5	22.6	14.1	32.0	46.2
1.20	0.36	0.93	0.53	8.7	24.7	13.3	33.4	46.7
1.30	0.34	0.88	0.49	8.2	23.4	12.2	31.6	43.8
1.40	0.31	0.84	0.46	7.5	22.3	11.4	29.8	41.3
1.50	0.28	0.79	0.42	6.8	21.0	10.4	27.8	38.2
1.60	0.25	0.74	0.38	6.1	19.7	9.4	25.7	35.2
1.70	0.23	0.69	0.34	5.6	18.3	8.4	23.9	32.4
1.80	0.20	0.65	0.31	4.9	17.3	7.7	22.1	29.8
1.90	0.17	0.60	0.27	4.1	15.9	6.7	20.1	26.8
2.00	0.14	0.56	0.23	3.4	14.9	5.7	18.3	24.0
2.10	0.11	0.51	0.19	2.7	13.6	4.7	16.2	20.9
2.20	0.08	0.46	0.15	1.9	12.2	3.7	14.2	17.9
2.30	0.05	0.42	0.11	1.2	11.2	2.7	12.4	15.1
2.40	0.03	0.37	0.08	0.7	9.8	2.0	10.5	12.5
2.50	0.00	0.32	0.04	0.0	8.5	0.9	8.5	9.4
2.60		0.28	0.00		7.4	0.0	7.4	7.4
2.7		0.23			6.1		6.1	6.1
2.8		0.19			5.0		5.0	5.0
2.9		0.14			3.7		3.7	3.7
3		0.09			2.4		2.4	2.4
3.1		0.05			1.3		1.3	1.3
3.2		0.00			0.0		0.0	0.0

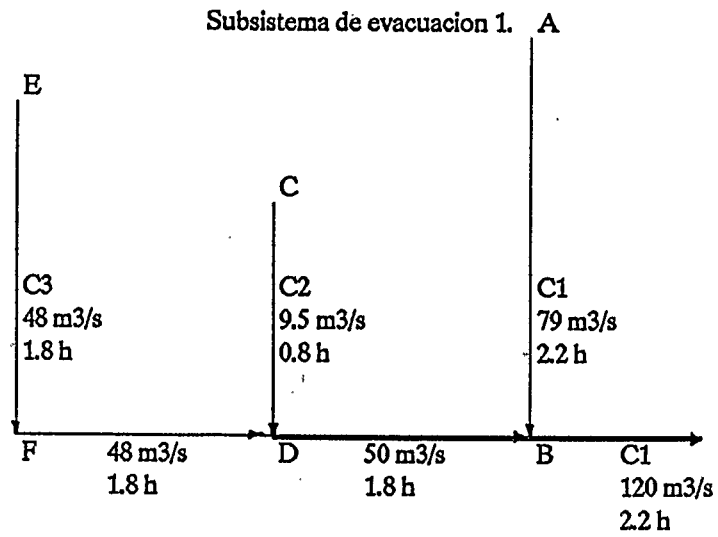


FIGURA 16 : Flujograma de escurrimiento máximo. Subsistema de evacuación 1

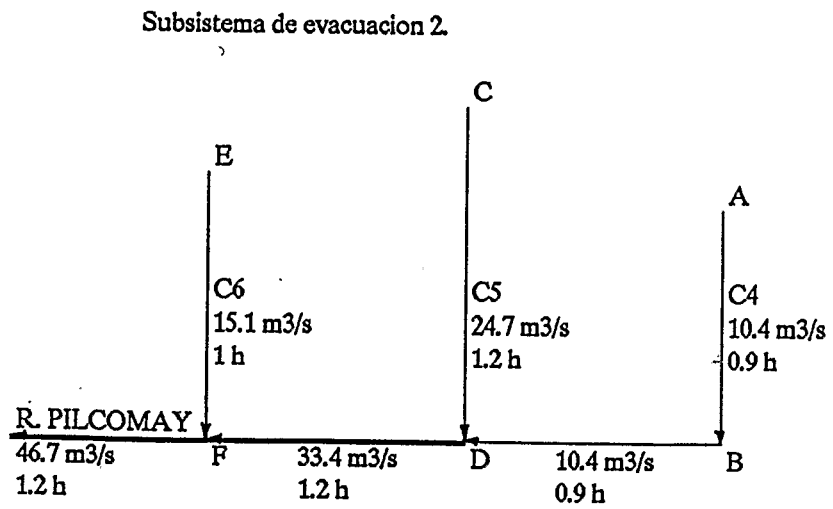


FIGURA 17 : Flujograma de escurrimiento máximo. Subsistema de evacuación 2

ANEXO I

CURVAS DE CALIBRACION PARA EL PILCOMAYO

En el capítulo 1 del presente informe, se ha presentado los datos hidrométricos disponibles para el estudio hidrológico del río Pilcomayo en Villamontes.

Se han hecho varios aforos desde la reinstalación de la estación hidrométrica de Villamontes en 1973. Pero los niveles aforados no alcanzan más de 3.2 m; existe alrededor de 200 aforos para niveles entre 2 y 3 m.

En el presente estudio dedicado a las avenidas, se estudiara solamente la curva de calibración para niveles de agua mayores a 2 m. De los aforos mas altos hasta los niveles máximos observados (8.8 m en marzo de 1984), una extrapolación grande es necesaria. El método escogido es la formula de Manning - Strickler.

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

con V, velocidad media en la sección en m/s, n, coeficiente hidráulico de rugosidad, R radio hidráulico en m y S, pendiente del pelo de agua.

En junio de 1993, la nivelación topográfica ha permitido conocer dos pendientes del pelo de agua entre la estación de bombeo y en el puente ferrocarril : el nivel observado el día de la nivelación (pendiente de 0.001237 para un nivel de 0.86 m) y el nivel de la crecida de 1984 con la cotas alcanzada en los dos lugares (pendiente de 0.0032 para un nivel de 8.80 m). Una relación lineal con estos dos valores y los niveles de agua ofrece la posibilidad de hacer una estimación de todas las pendientes correspondientes a los niveles requeridos. El radio hidráulico se deduce del perfil transversal (figura A1) obtenido por nivelación en junio 1993.

Para el coeficiente hidráulico de rugosidad, existen muchos estudios que permiten obtenerlo. Se escoge un valor pequeño, ($n=0.035$) en relación con las piedras en el río y con la vegetación en el cauce mayor. El valor 0.035 es el mínimo posible, pero da un valor de la velocidad por exceso, en el sentido de la seguridad.

La formula de Manning-Strickler, completada por las áreas medidas del perfil transversal, conduce a los caudales y a la curva de calibración (ver cuadro A2). La figura A3 detalla la relación obtenida entre las alturas y las velocidades medias deducidas de los aforos y extrapoladas por la formula de Manning-Strickler.

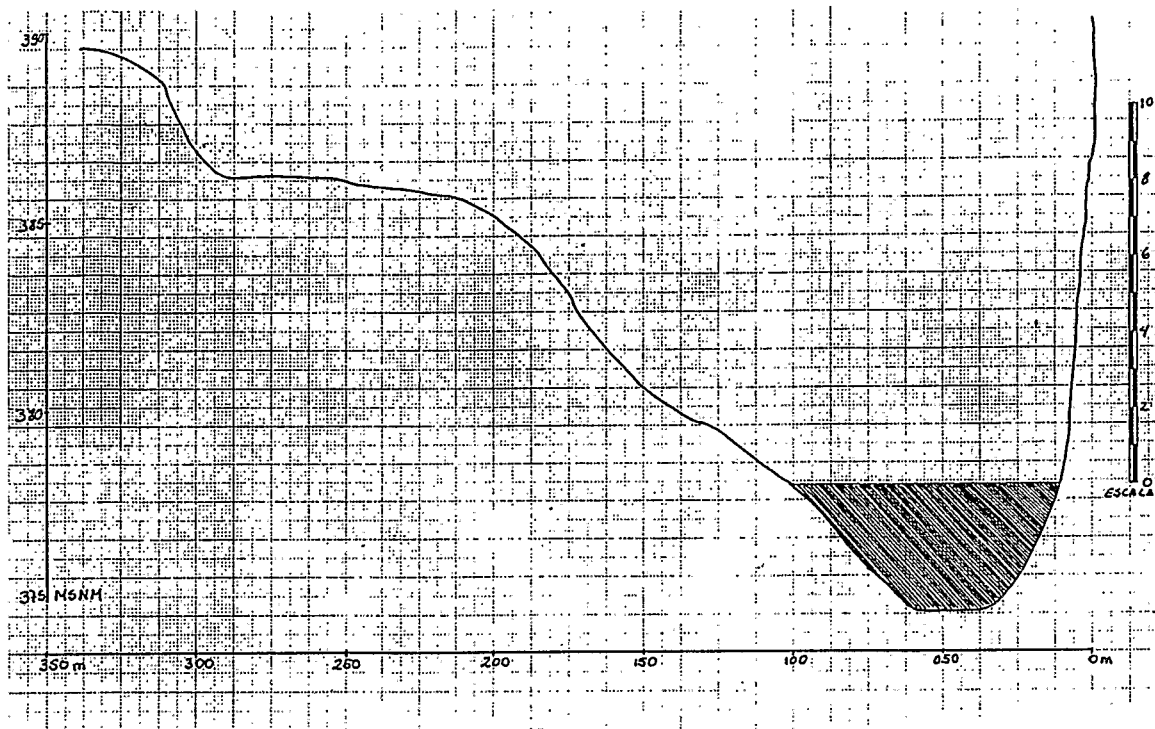


FIGURA A1 : Sección transversal en la estación hidrométrica de Villamontes

CUADRO A2 : Aplicación de la fórmula de Manning-Strickler para la curva de calibración del río Pilcomayo en Villamontes.

H (m)	A(m ²)	L (m)	R (m)	S	n	V (m/s)	Q (m ³ /s)
4	526	140	3.757	0.0022	0.035	3.24	1704
5	671	151	4.444	0.0023	0.035	3.70	2485
6	829	164	5.055	0.0025	0.035	4.21	3488
7	994	185	5.373	0.0028	0.035	4.64	4610
8	1179	215	5.484	0.003	0.035	4.87	5738
8.8	1391	250	5.564	0.0032	0.035	5.07	7059
9.5	1580	288	5.486	0.0033	0.035	5.11	8067

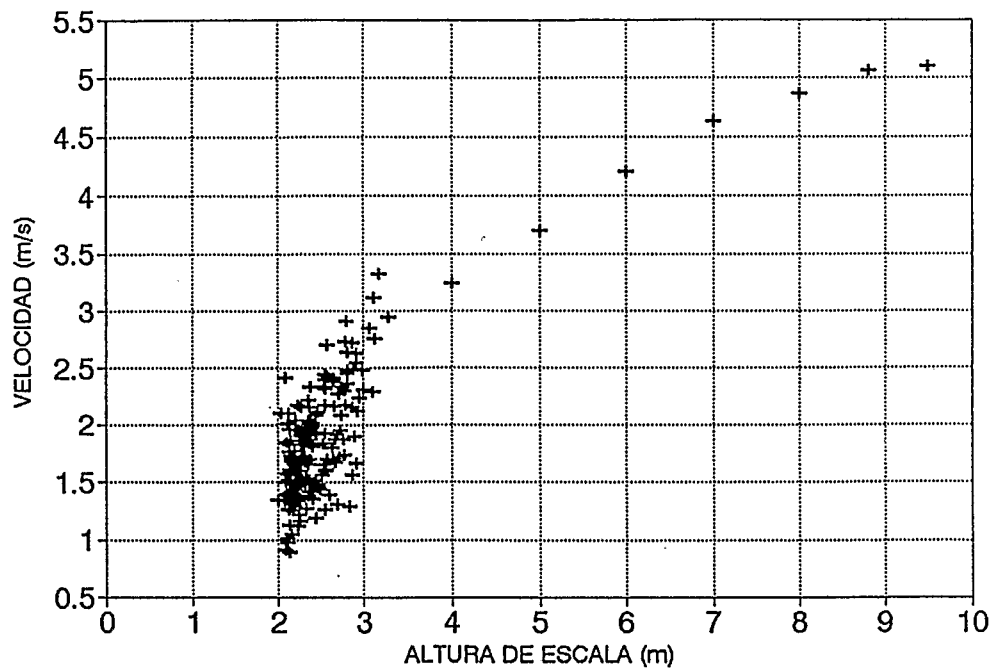


FIGURA A3 : Relación entre altura y velocidad, datos observados por los aforos y extrapolados por la fórmula de Manning-Strickler.

Las velocidades máximas obtenidas parecen confiables, contrastadas con los valores escritas en otras referencias (2, 3). También se ha verificado con fórmulas empíricas que el tamaño de las piedras encontradas en el cauce del río corresponde a las velocidades máximas extrapolados.

Las medidas deducidas del perfil transversal se detallan en la figura A4. Se supone que no debe considerarse una mayor variación por socavación de la sección en niveles altos.

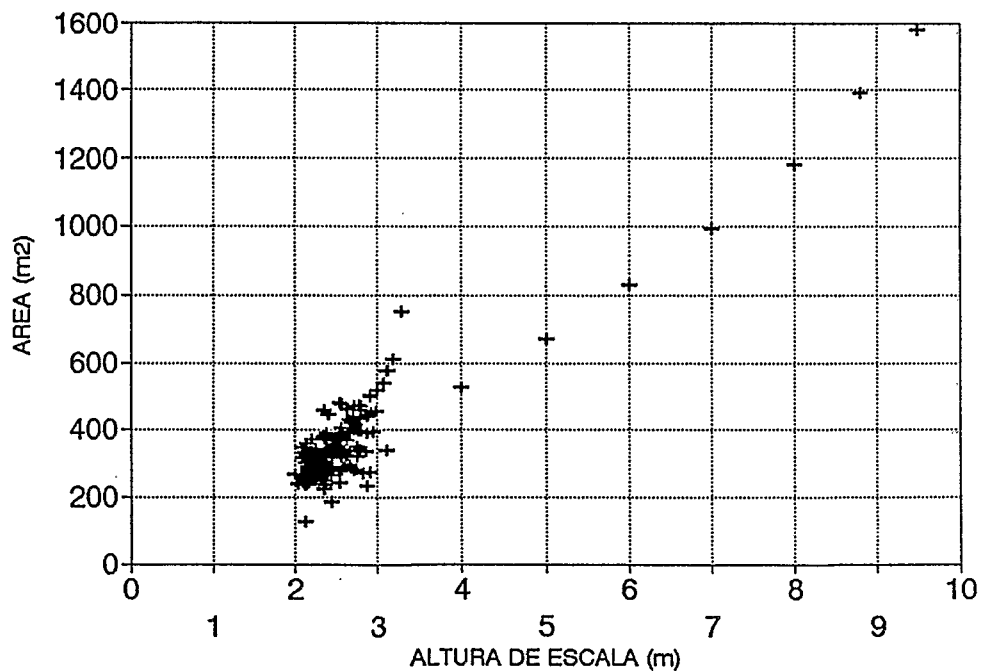


FIGURA A4 : Relación entre altura y área de la sección.

Estos cálculos conducen a la curva de calibración presentada en la figura A5.

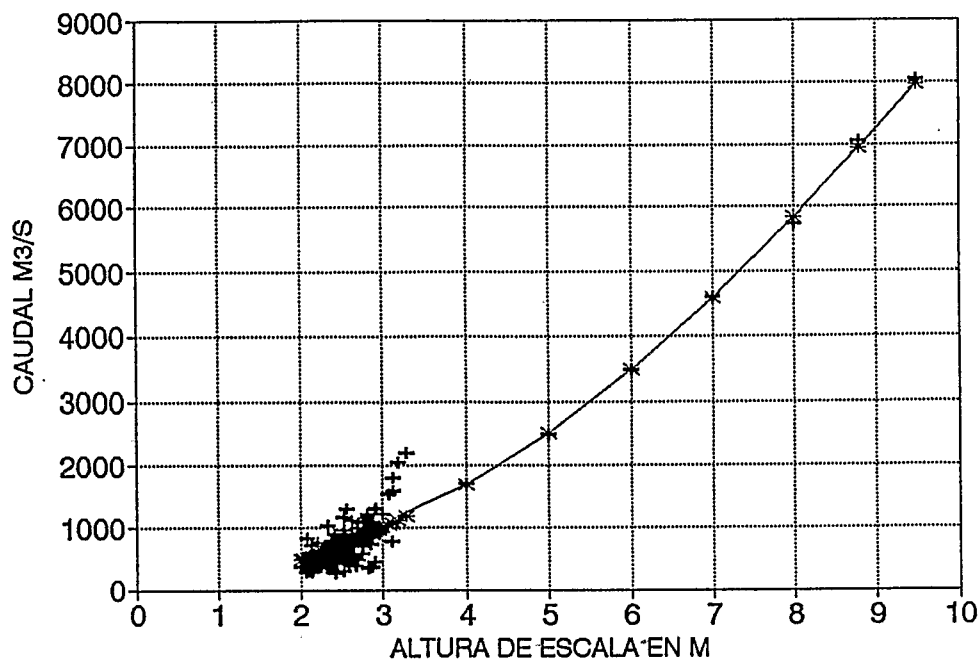


FIGURA A5 : Curva de calibración para aguas altas, con la extrapolación escogida.

Los valores extrapolados se ajustan a la fórmula :

$$Q = 138.99 H^{1.799}$$

Es esta fórmula que sirve para los resultados del presente estudio.

Los resultados obtenidos son parecidos a los valores de la referencia 3 que es la última investigación desarrollada sobre el Pilcomayo en Villamontes (cuadro A6).

CUADRO A6 : Comparación de los resultados obtenidos con los valores de la referencia 3.

Fecha de crecida y nivel max. observ.	Resultados del cuadro 1 (m³/s)	Resultados de la referencia 3
01 / 1979 (6.84 m)	4400	4093
03 / 1982 (5.21 m)	2700	2386
03 / 1984 (7.98 m)	5800	5230

ANEXO II

ANALISIS DE LOS CAUDALES EXTREMOS

Para el estudio de los caudales máximos (ver capítulo 1 del texto), se comparan tres ajustes estadísticos correspondientes a los máximos diarios de los periodos 1942-1956 y 1974-1993, a los máximos diarios solamente del periodo 1974-1993 y finalmente a los máximos instantáneos del periodo 1974-1993. Los resultados y los gráficos se presentan en las páginas siguientes.

Se ajusta las leyes posibles para máximos, a saber ley de Galton, ley Gamma Incompleta y ley Log Gamma para cada muestra.

El tercer ajuste corresponde a los caudales instantáneos. Con el coeficiente de 1.21 escogido para la crecida de diseño, se pueden comparar los tres caudales instantáneos para un periodo de retorno de 100 años :

Caudales máximos diarios 1942-1956 y 1974-1993 : $Q_{100} = 7600 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudales máximos diarios 1974-1993 : $Q_{100} = 9950 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudales máximos instantáneos 1974-1993 : $Q_{100} = 9650 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudales máximos diarios de 1942-1956 y 1974-1993

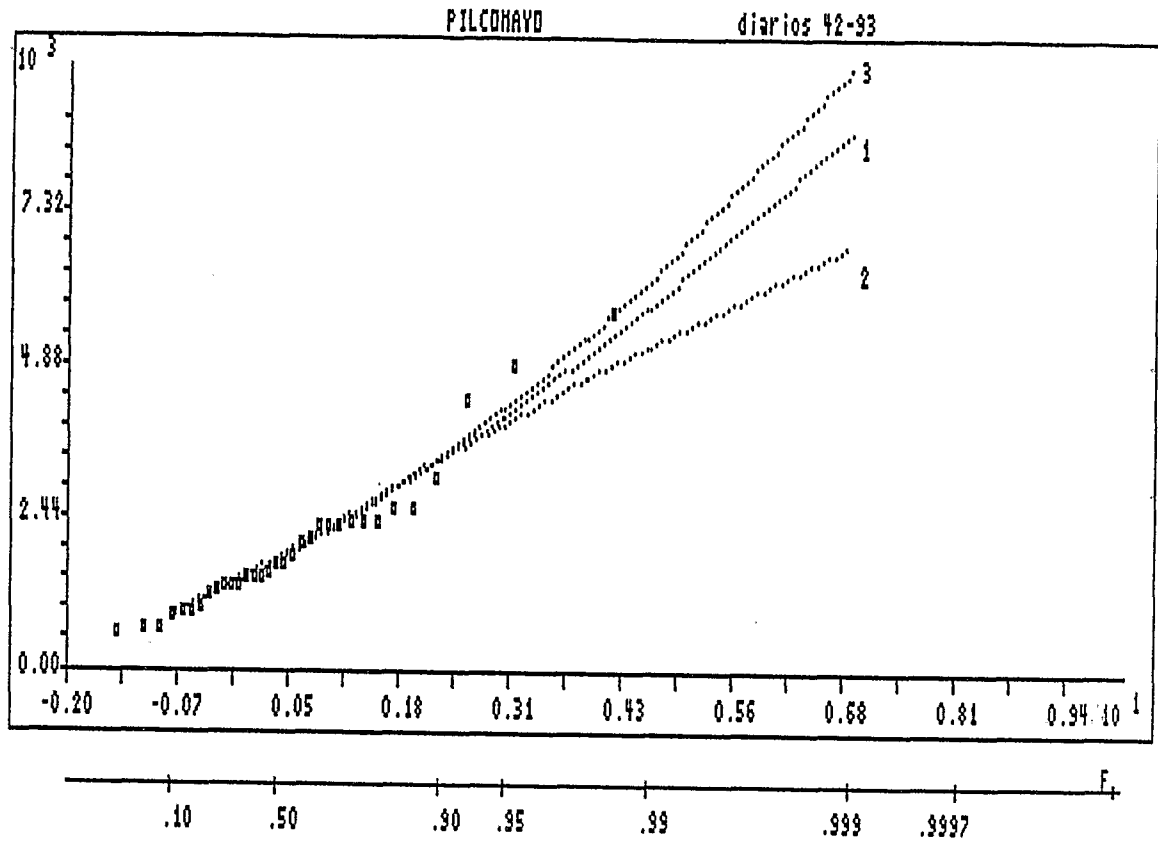


FIGURA A7 : Análisis de frecuencias, distribución de Galton (1), Gamma Incompleta (2) y Log Gamma (3)

RESULTADOS CON LA DISTRIBUCION LOG GAMMA

Periodo de retorno años	Caudal (m^3/s)
2	1770
5	2760
10	3510
50	5390
100	6280

Caudales máximos diarios de 1974-1993

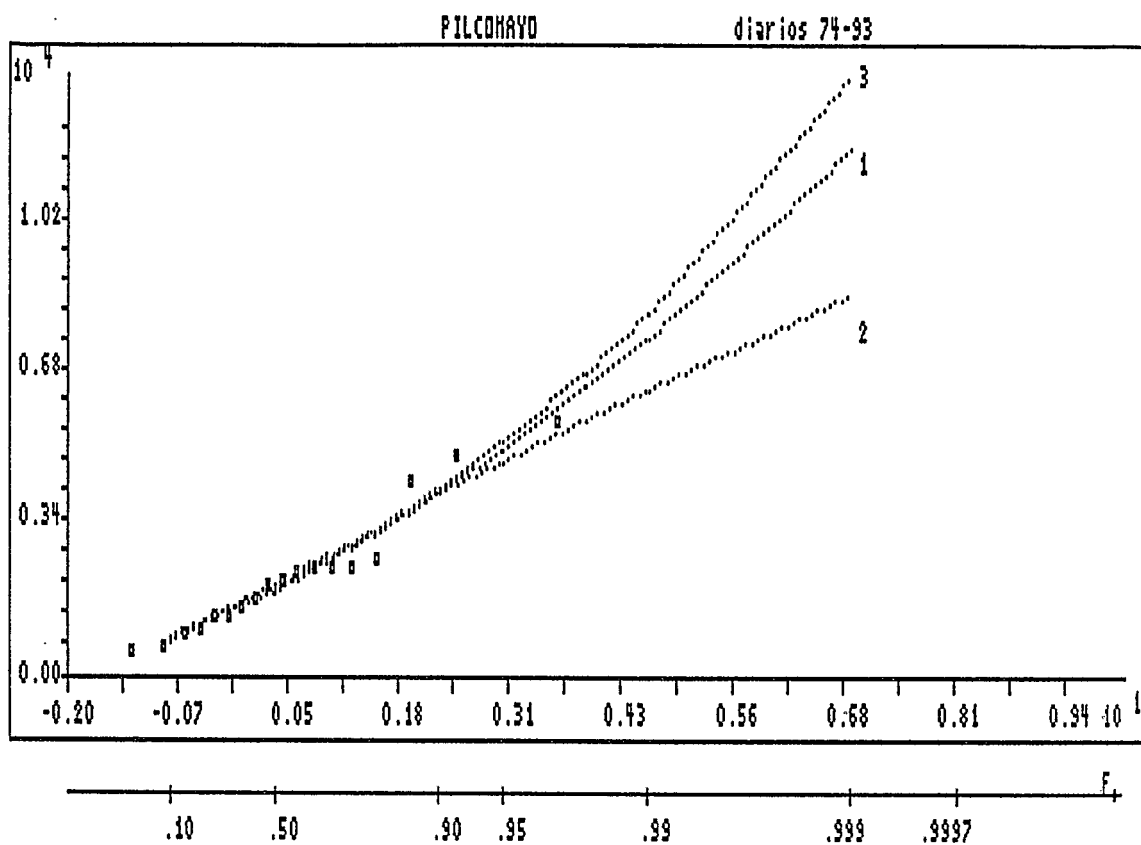


FIGURA A7 : Análisis de frecuencias, distribución de Galton (1), Gamma Incompleta (2) y Log Gamma (3)

RESULTADOS CON LA DISTRIBUCION LOG GAMMA

Periodo de retorno años	Caudal (m^3/s)
2	1930
5	3210
10	4220
50	6900
100	8220

Caudales máximos instantáneos 1974-1993

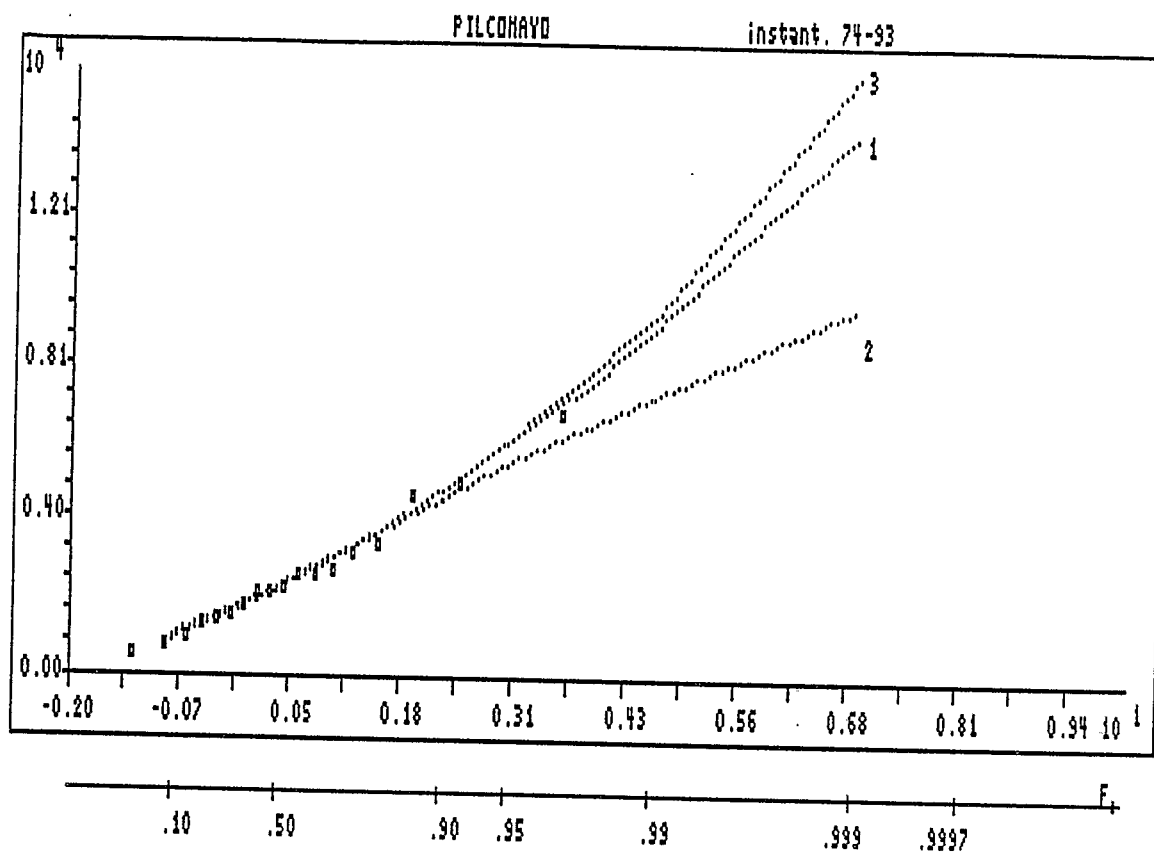


FIGURA A7 : Análisis de frecuencias, distribución de Galton (1), Gamma Incompleta (2) y Log Gamma (3)

RESULTADOS CON LA DISTRIBUCION LOG GAMMA

Periodo de retorno años	Caudal (m ³ /s)
2	2220
5	3720
10	4900
50	8065
100	9650

REFERENCIAS

- (1) Proyecto de riego Villamontes - Sachapera. Estudio de Prefactibilidad, Bolivia. Anexos 1, Organización de las Naciones Unidas. Empresa Nacional de Electricidad, 1979.
- (2) Proyecto Villamontes - Sachapera. Estudio Hidrológico de la Cuenca del Río Pilcomayo. PROVISA, Tarija, 1985.
- (3) Estudio de Factibilidad, Proyecto Villamontes - Sachapera. Volumen 4, Anexo 2, Hidrología. Lahmeyer International, Salzgitter Consult, Agroprogress Kienbaum, Tarija, 1989.
- (4) Datos de Estación Hidrométrica Villamontes, Río Pilcomayo, Documento HM-18, 1981.
- (5) Manual NEH-4-102, Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, 1972.
- (6) Hidrología de superficie, Francisco Aparicio, UNAM, México, 1988.