

Cuadro 16. Tiempos de desfase por subcuencas del río Turrialba

Subcuenca	Area (km ²)	Long. max. (km)	Long/CM (km)	H. max (km)	H. min (km)	Flag (h)
Collblanco	6,24	8,75	4,54	3074	1400	1,06
Playas	18,62	7,62	3,89	3074	1400	0,97
Jesús María	15,37	10,54	4,03	2750	910	1,08
Esmeralda	11,47	4,19	0,68	1961	910	0,48
Roncha	11,73	5,53	1,56	1320	580	0,67
Colorado	11,25	8,85	4,35	1320	580	0,40
Cuenca total	74,68	21,67	10,32	3074	580	1,78

Cuadro 17. Tiempo de recorrido de la onda cinemática en el río Turrialba

Sector	Area (km)	Caudal (m ³ /s)	H1 (m)	H2 (m)	L (m)	S (%)	V (m/s)	Vo (m/s)	T (h)
AB	24,86	275	1410	810	6250	8,00	5,94	7,26	0,23
BC	51,7	573	910	580	7610	4,33	5,65	6,91	0,3

H1 = elevación inicial

H2 = elevación final

L = longitud V = velocidad media

S = pendiente Vo = velocidad de onda

máximos de diseño para las obras de control de avenidas en la ciudad de Turrialba (690 m³/s). Debe aclararse que en este análisis no se considera la subcuenca del río Colorado, cuyo estudio se realizó paralelamente.

Registro limnigráfico de la estación Turrialba

La estación limnigráfica de Turrialba tiene un registro relativamente breve, iniciado en 1981. Con un registro tan corto (11 años) es muy poco confiable una predicción para un período de retorno de 100 años. Sin embargo, para tener una verificación grosera de la predicción lograda con la modelación hidrológica, se procedió a efectuar un tratamiento estadístico del registro limnigráfico (Cuadro 19).

Cuadro 18. Resumen de los caudales máximos de diseño para el río Turrialba

Operación	Estación	Area (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)
Hidrograma	Collblanco	6,24	61,05
Hidrograma	Playas	18,62	215,24
Combinación	A	24,86	276,29
Tránsito	A-B	24,86	272,28
Hidrograma	Jesús María	15,37	170,63
Hidrograma	Esmeralda	11,47	206,73
Combinación	B	51,70	562,36
Tránsito	B-C	51,70	552,33
Hidrograma	Roncha	11,73	184,90
Combinación	C	63,43	690,30
Hidrograma	Colorado	11,25	154,32
Combinación	D	74,68	844,62

El resultado obtenido para el caudal del período de retorno es muy semejante al previsto mediante la modelación (886,36 m³/s y 844,62 m³/s, respectivamente). Estos resultados dan una cierta confirmación de los caudales extremos de diseño.

Cuadro 19. Análisis estadístico de caudales en la estación Turrialba

Caudal (m ³ /s)	Q-Media	Rango	Período de retorno
598	143380,03	1	10,0
466	60838,96	2	5,0
227	58,61	3	3,3
161	3404,07	4	2,5
148	5090,03	5	2,0
146	5379,41	6	1,7
137	6780,61	7	1,4
91	16446,64	8	1,2
	Suma	= 241378,36	
	Media	= 219,34	
	Desv stand	= 173,7	

Período de retorno	K de Chow	Caudal (m ³ /s)	Coefficiente confianza	Desviación (m ³ /s)	Bandas (m ³ /s)
100	3,84	886,36	1,65	286,61	1172,97
			-0,76	-132,01	754,35
75	3,57	839,46			
50	3,20	775,19			
25	2,51	655,34			
20	2,14	591,07			
10	1,60	497,27	1,07	185,86	683,13
			-0,57	-99,01	398,26
5	1,00	393,05			
2	-0,14	195,03	0,58	100,75	295,77
			-0,58	-100,75	94,28

MODELACION HIDRAULICA CON HEC-2

La modelación hidráulica se aplica primeramente para evaluar la conducta hidráulica del río en las condiciones geométricas actuales, para el caudal extremo de un período de retorno de 100 años. Después se procede a la modelación de modificaciones del cauce, para reducir o eliminar los efectos negativos de las avenidas extraordinariamente grandes.

Condiciones hidráulicas iniciales

Analizando las primeras secciones aguas arriba del río, se hizo una estimación inicial de las condiciones hidráulicas. El n de Manning se escogió previa inspección del sitio y con base en las recomendaciones de Barnes (1977). Se estimaron el ancho e inclinación de taludes y pendientes basados en el levantamiento topográfico.

Se asimiló la sección real con una sección trapecial semejante. El caudal máximo fue obtenido a partir de la modelación hidrológica.

$$Q = 690 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 80 \text{ m}$$

$$Z = 1$$

$$S = 0,057$$

$$N = 0,065$$

Aplicando un programa iterativo en BASIC se determinó:

$$\text{Profundidad normal} = 1,67 \text{ m (usar } 1,65 \text{ m)}$$

$$\text{Velocidad media} = 5,05 \text{ m/s}$$

$$\text{Número de Froude} = 1,59$$

Por lo tanto, el flujo es supercrítico y la elevación aproximada para el inicio del cálculo hidráulico es de $701,79 + 1,65 = 703,44$ msnm. Se adoptó para el canal principal una n de Manning de 0,06 y $n = 0,1$ para las planicies de inundación.

Geometría transversal y longitudinal del cauce

El levantamiento topográfico longitudinal y transversal fue realizado por la Junta Administrativa de Servicios Eléctricos (JASEC), como una colaboración *ad honorem* (Cuadro 20). El trabajo tuvo que ser realizado dos veces, dado que la avenida del 11 de agosto de 1991 modificó significativamente la geometría del cauce.

El levantamiento longitudinal cubrió una distancia de 2251 m, y se levantaron 21 secciones. En consecuencia se tiene un distanciamiento promedio de 113 m entre estaciones.

Conducta hidráulica del perfil natural

Con un caudal máximo de 690 m³/s, se procedió a analizar la conducta hidráulica del cauce natural actual. En el Anexo C se presenta el archivo de entrada ALBA21.DAT y un resumen de los resultados. El análisis de los datos conduce a los siguientes comentarios:

- En todas las secciones, la elevación del agua (CWSEL) es inferior a la elevación de los bancos izquierdo y derecho (XLBEL y RBEL). En consecuencia, el caudal nunca se desborda y se mantiene dentro del canal principal. Debe enfatizarse que esta situación se presenta pese a utilizarse un caudal de diseño para un período de retorno de 100 años.
- Las velocidades medias del canal oscilan entre 3,83 y 6,92 m/s, valores muy elevados que generan niveles peligrosos del gradiente energético (EG). Los niveles de EG frecuentemente superan a los niveles de los bancos. Esta situación prácticamente no tiene solución.
- Las pendientes del río son muy altas, dando en el sector de estudio un valor medio de 4,28%. Esta pendiente está asociada con el nivel energético elevado.
- El flujo es predominantemente supercrítico, tal como se supuso inicialmente.
- Los tres puentes tienen sobrada capacidad hidráulica. En efecto, el nivel del agua es muy inferior al nivel de la cuerda inferior del puente. En consecuencia, QWEIR es siempre nulo y todo el caudal pasa en régimen de flujo bajo.

Cuadro 20. Secciones transversales al río Turrialba

No. de sección	Distancia (m)	Estacionamiento (m)
17	0,00	0
50	53,49	53
16	38,33	92
51	7,39	99
15	83,96	183
14	392,38	576
10	230,42	806
46	135,82	942
9	219,84	1162
52	77,22	1239
53	88,76	1328
54	106,68	1434
8	117,37	1552
55	9,06	1561
56	140,58	1701
7	65,82	1767
57	6,55	1774
58	74,26	1848
59	124,91	1973
6	143,47	2116
3	135,08	2251

Diseño geométrico longitudinal y transversal del cauce

Se presentan en la ciudad de Turrialba tres circunstancias adversas que acentúan los efectos negativos de los eventos extremos de inundación:

- Caudales máximos muy elevados
- Pendientes longitudinales muy fuertes
- Lecho del cauce aluvial no consolidado, extremadamente vulnerable a la socavación tanto de los taludes laterales como del fondo

En consecuencia, las obras ingenieriles que se pueden intentar para mitigar este problema solo pueden pretender una protección parcial, atrasando y disminuyendo el daño a los taludes laterales del cauce y a las pilas de los puentes. Poco eficientes han sido y serían las obras disipadoras, debido a la enorme magnitud de la energía del río y a la dificultad de anclar las estructuras en un suelo aluvial profundo e inestable. La solución definitiva y la más económica se basa en el respeto a las planicies de inundación del río.

El diseño de las modificaciones propuestas del cauce se basa en los siguientes principios:

- Centralización del cauce, de modo que los taludes laterales no permanezcan expuestos a los efectos cotidianos de socavación.
- Diseño de espigones formando una sección trapezoidal central compuesta.

En una primera etapa se utiliza el caudal correspondiente a un período de retorno de dos años, el cual corresponde al caudal de formación del río, y tiene un valor de $116 \text{ m}^3/\text{s}$. En una segunda etapa se utiliza el caudal correspondiente a un período de retorno de 100 años. Este caudal se recomienda para el diseño de obras de protección contra inundaciones en zonas urbanas y tiene en este caso un valor de $690 \text{ m}^3/\text{s}$.

Los espigones deben estar constituidos de rocas grandes, con una protección de colchonetas de gaviones en la berma de la cabeza del espigón. La función de la colchoneta es proteger el cuerpo del espigón, en el caso posible de socavación en la cabeza.

El caudal de $116 \text{ m}^3/\text{s}$ queda contenido dentro del trapecio inferior, cuyas dimensiones son:

ancho mínimo de fondo = 12 m
inclinación de talud = 1v:3h
altura = 2 m

El caudal de $690 \text{ m}^3/\text{s}$ queda contenido dentro del trapecio compuesto. El trapecio superior tiene las siguientes dimensiones:

ancho mínimo de fondo = 32 m
inclinación de talud = 1v:3h
altura = 2,5 m