

LA RACIONALIDAD DEL DISEÑO DE CANALES DE SECCIÓN TRAPEZOIDAL SIN REVESTIR

Ing. Carlos Corzo Bacallao¹

*1. Universidad de Matanzas “Camilo Cienfuegos”, Via Blanca
Km.3 ½, Matanzas, Cuba.*

Resumen.

Normalmente para el diseño de los canales sin revestir, se parte de un determinado gasto (Q), ajustando lo más posible su pendiente longitudinal a la existente naturalmente en el terreno (con vistas a evitar movimientos de tierras excesivos) y se determinan los diferentes parámetros geométricos de su sección transversal, como son la profundidad, plantilla y taludes laterales de modo que la velocidad resultante y esperada no sea erosiva de acuerdo al sustrato existente. Por otra parte se estima la rugosidad, también dependiente del tipo de sustrato.

En muchos casos, sobre todo cuando el canal tiene como función principal el drenaje, el gasto se determina teniendo en cuenta una probabilidad de ocurrencia, ya sea éste calculado a partir de informaciones directas o de forma indirecta, implementando diferentes expresiones matemáticas dependientes de la intensidad de la lluvia esperada.

Esto trae como consecuencia que en muchos casos los canales son diseñados para gastos con bajas probabilidades de ocurrencia (altos períodos de retorno) lo que implica altos valores.

Teniendo en cuenta que de “forma intercalada” se producen gastos mucho menores, es de esperar (y la experiencia así lo indica) que en la mayoría de las ocasiones resultan sobre diseñados.

Si este sobre diseño implicara seguridad, posiblemente el costo estaría justificado. El hecho es que debido a la ocurrencia de gastos mucho menores que el seleccionado como de cálculo, se producen azolvamientos que provocan la pérdida de área de la sección sino se implementan a tiempo medidas de restauración.

Es decir, es usual que no se tengan en cuenta los efectos “morfológicos” que pueden conllevar a una disminución importante de la seguridad en el diseño.

En el presente trabajo se presenta y se propone la necesidad de implementar un estudio de riesgo imprescindible para que el diseño sea realmente racional desde el punto de vista económico.

Palabras claves: Canales; Riesgos; Mantenimiento.

Introducción.

Aunque todos los canales tienen como objetivo último el transporte de agua, podemos diferenciar éstos en dos grandes grupos en función del caudal esperado.

1. Canales que deben transportar caudales sensiblemente constantes.
Estos canales se asocian por lo general a diversos procesos agrícolas o industriales que requieren la transportación de flujos constantes:

2. Canales de riego.
3. Canales para el transporte de agua de uso industrial. Por ejemplo, agua destinada para el enfriamiento en calderas, etc.
4. Canales cuyo caudal o gasto de diseño previsto responde a las necesidades de evacuación. Nos referimos a los canales de drenaje.
En este caso es gasto de diseño responde por lo general a una probabilidad dada de escurrimientos.

Canales aluviales. Variables y relaciones fundamentales.

Si se excava un canal de geometría inicial dada (por ejemplo, trapecial; ver Figura 1), sin revestimiento, en una planicie aluvial, en primera instancia la fracción sólida del contorno de la sección transversal del canal estará constituida por un material de naturaleza semejante al suelo local.

Luego de un período razonablemente prolongado de operación continua del sistema (generalmente del orden de magnitud de un año), se genera un proceso que se le denomina corrientemente como de "maduración" del canal, y el material del perímetro comienza a presentar características comparables a las del sedimento transportado por el flujo.

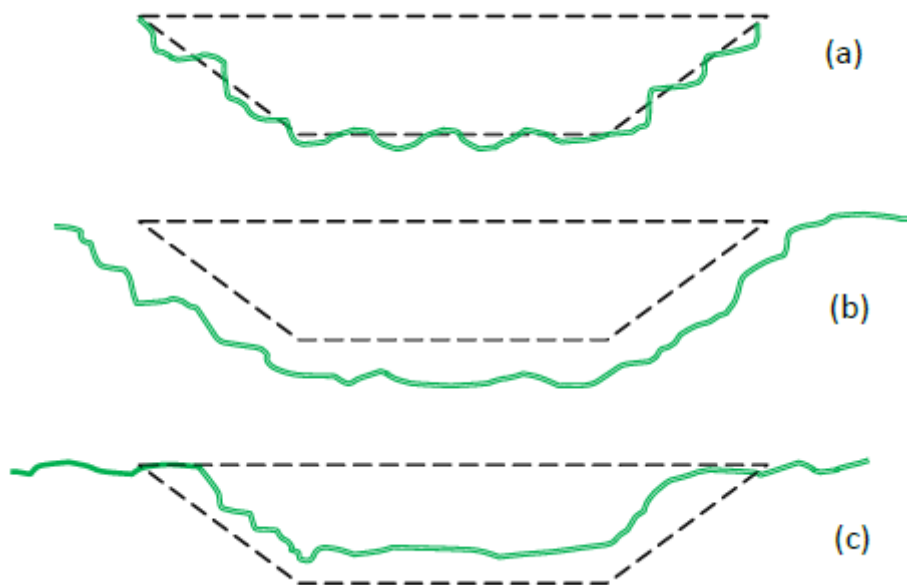


Fig. 1

- a) $Q_R \approx Q_D$
- b) $Q_R > Q_D$
- c) $Q_R < Q_D$

Donde:

Q_R : Gasto Real

Q_D : Gasto de Diseño

El fenómeno de " *maduración* " es una consecuencia de la actividad morfodinámica desarrollada por el flujo, a través de los fenómenos de erosión y sedimentación.

Para el caso de los canales que deben transportar caudales sensiblemente constantes es evidente que el desplazamiento del perfil realmente desarrollado con el tiempo con relación al perfil diseñado, se debe en lo fundamental a errores en el diseño, que por lo general tienen su origen en la selección del coeficiente de rugosidad, o la modificación de las condiciones operativas del canal según las suposiciones asumidas.

En el caso de los canales de drenaje, la situación varía ya que incide un factor sumamente importante: el Gasto de Diseño (Q_D).

El Gasto de Diseño para estos casos responde a consideraciones probabilísticas. Estas consideraciones están relacionadas íntimamente a determinados "Factores de Riesgo".

El Gasto de Diseño para estos casos responde a consideraciones probabilísticas. Estas consideraciones están relacionadas íntimamente a determinados "Factores de Riesgo".

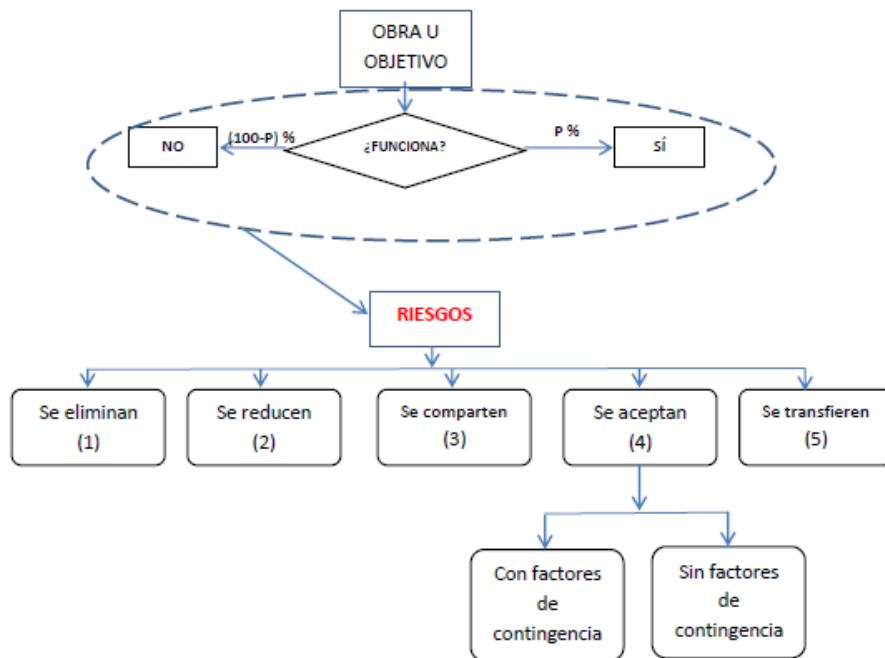


Fig. 2

En el caso que nos ocupa, el RIESGO no es posible:

- (1) ELIMINARLO
- (3) NO PROCEDE COMPARTIRLO
- (5) NO PROCEDE TRANSFERIRLO

Quedarían dos opciones adicionales: (6) ASEGURARLO; (7) RECHAZARLO, este último caso cuando resulta inaceptable una vez conocido éste.

Ambas alternativas no la consideraremos por el momento.

Nos quedaría entonces:

- (2) REDUCIRLOS
- (4) ACEPTARLOS

El concepto de REDUCCIÓN y ACEPTACIÓN de los riesgos están íntimamente relacionados ya que la toma de medidas para reducir el riesgo implica necesariamente la aceptación de éste.

Una vez que hemos ACEPTADO el RIESGO, tenemos dos alternativas:

- a) Prepararse para enfrentar el riesgo. SE ELABORA UN PLAN DE CONTINGENCIA.
- b) No prepararse. NO SE ELABORA UN PLAN DE CONTINGENCIA.

La definición de los gastos de diseño

Normalmente se debe definir Q_D a partir de las curvas $I - F - D$, que interrelacionan la intensidad de la lluvia, su frecuencia y la duración de ésta.

La FRECUENCIA (F) está en función de la probabilidad (Período de Retorno).

Mientras mayor sea el Período de Retorno mayor será la intensidad de la lluvia que se adopta para determinar Q_D , lo cual aparentemente debe disminuir el riesgo por razones evidentes.

La DURACIÓN está relacionada al Tiempo de Concentración (T_C) de la cuenca analizada. Este sería un parámetro inherente a cada cuenca y por lo tanto no se encuentra sujeto a nuestra selección. A lo sumo quedaría de nuestra parte la selección del método de cálculo, que por cierto sus resultados difieren en ocasiones de forma alarmante, por lo que es necesario el análisis crítico y lógico de cada situación.

Por experiencia podemos afirmar que los resultados de T_C a lo sumo nos brindan “un orden” o una cifra estimativa que se debe confrontar con la experiencia en cada caso, teniendo siempre en cuenta que a mayor duración de la lluvia menor sería la intensidad de cálculo.

Con F y D podemos determinar I, que sería el parámetro de cálculo, que unido a otros datos y consideraciones, nos proporcionan Q_D .

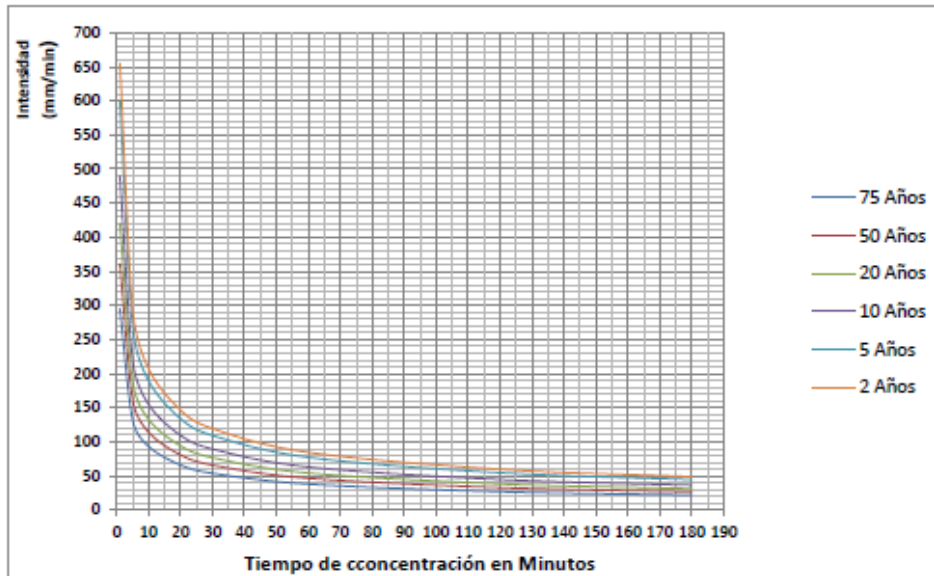


Fig. 3

Se puede observar en la Fig. 3 que en la medida que para una duración dada (D), T_R aumenta, aumenta la Intensidad de cálculo y como consecuencia aumenta Q_D

Conclusión aparente

En la medida que incrementemos Q_D se disminuye el RIESGO ya que el canal dispondrá de una mayor sección transversal.

Por ejemplo:

Tenemos una determinada cuenca con las siguientes características:

$A = 200$ Ha (Área de la cuenca)

$L = 2050$ m (Longitud desde el punto más alejado hasta el punto de cierre)

$\Delta H = 52$ m (Desnivel desde el punto más alto hasta la cota del cierre)

$C = 0,36$ (Coeficiente de escorrentía)

i : Intensidad de la lluvia (mm/hora)

T_c : Tiempo de concentración) (min)

Q : Gasto (m^3/seg)

RESULTADOS:

T_R (Años)	L (m)	ΔH	t_c (min)	i mm/hora	C	A (Ha)	Q (m ³ /seg)
2,5	2050	52	28,47	58,04	0,36	200	13,93
5				67,60			16,22
10				78,74			18,90
20				91,71			22,01
50				112,19			26,93
75				122,66			29,44
100				130,68			31,36

Tabla 1

Utilizando los siguientes datos de entrada:

$$b = 5,00 \text{ m}$$

$$Z_i = Z_d = 2$$

$$S = 0,002$$

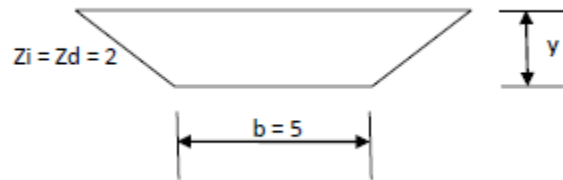


Fig. 4

RESUMEN DE LOS CÁLCULOS												
T_R (Años)	Q	y	A	P	v	T	Prof Hid	Fr	y crítica	S crítica	b (MRH)*	y (MRH)*
2,5	13,93	1,755	14,935	12,849	0,933	12,020	1,243	0,267	0,824	0,03358	3,198	2,770
5	16,22	1,897	16,682	13,484	0,972	12,588	1,325	0,270	0,902	0,03285	3,386	2,932
10	18,90	2,049	18,642	14,163	1,014	13,196	1,413	0,272	0,987	0,03215	3,586	3,106
20	22,01	2,212	20,846	14,892	1,056	13,848	1,505	0,275	1,079	0,03144	3,797	3,288
50	26,93	2,444	24,166	15,930	1,114	14,776	1,636	0,278	1,212	0,03060	4,095	3,546
75	29,44	2,554	25,816	16,422	1,140	15,216	1,697	0,280	1,275	0,03026	4,234	3,667
100	31,36	2,633	27,030	16,775	1,160	15,532	1,740	0,281	1,322	0,02997	4,336	3,755

Tabla 2

(MRH)* Máximo rendimiento hidráulico

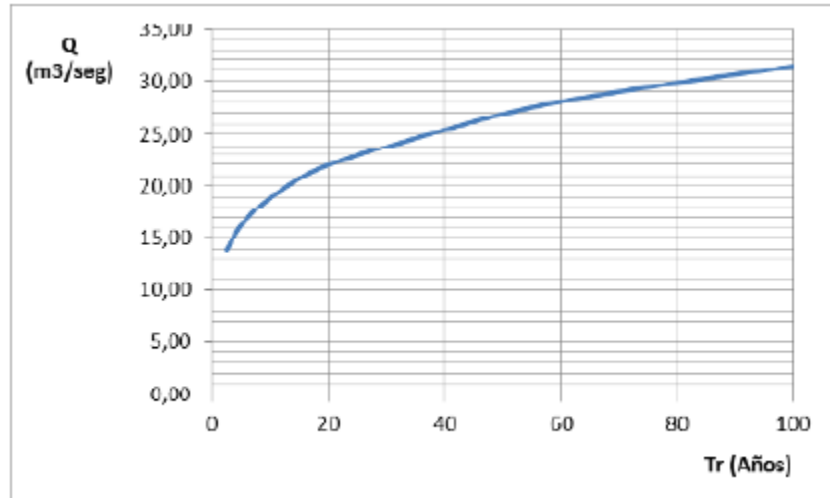


Fig. 4

Si diseñamos para $Tr = 75$ años, estaríamos asumiendo $QD = 29,44$ m³/seg. Pero es más probable que la frecuencia de caudales inferiores a los asumidos para el diseño sea superior.

Estaríamos en presencia de que $QR < QD$, es decir:



Es muy probable que la sección se vea reducida a causa del incremento de los azolves, derivado en parte por la disminución de la velocidad del flujo.

Si una vez que es establecido el perfil transversal (c), sobreviene una avenida próxima a la de cálculo, nos encontraremos que éste será insuficiente para transportar la misma ya que éste, como se plantea anteriormente, se ha reducido por causas naturales.

Lo que pudiera parecer una acción destinada a la reducción de riesgo (con un incremento evidente de los costos de construcción) de hecho puede constituir un incremento del riesgo.

Se impone por tanto el análisis de la acción morfodinámica ejercida por el flujo en el cauce para gastos inferiores al adoptado para el diseño.

Pudiera ser preferible, por ejemplo, adoptar la variante de aceptación del nuevo riesgo con la adopción de determinadas medidas de contingencia.

Por otra parte, es posible preservar la sección diseñada mediante acciones de mantenimiento y limpieza, con el objetivo de mantener preparada la sección para enfrentar avenidas extraordinarias, pero estas acciones requieren de prevención sistemática (planificación) y por lo tanto de recursos, que habría que tener en cuenta.

Una experiencia práctica.

En la construcción del Sistema Ferroviario de Venezuela era común la necesidad de construir “Botes” (se le denominaba “botes” a las áreas destinadas al vertimiento de materiales no reciclables producto de las acciones constructivas)

Por la magnitud de los mismos (usualmente para 20 – 70 mil metros cúbicos) era necesario diseñar una extensa área provista de un sistema de drenaje.

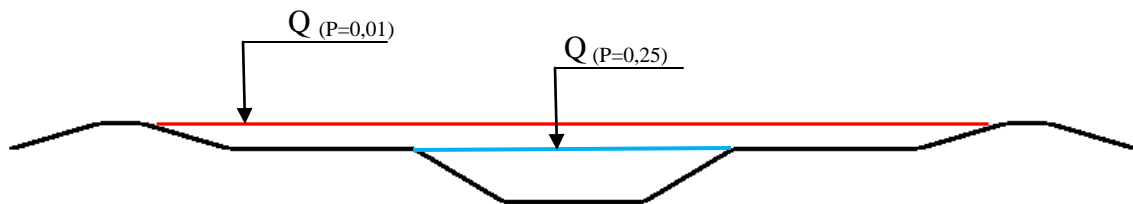
Nos encontramos que los caudales de drenaje eran seleccionados a partir de $T_r = 75 - 100$ años, planteándose la necesidad de incrementar la seguridad ante posibles “lavados” de taludes, etc.

Después de diversos análisis se llegó a la conclusión que era preferible diseñar para $10 < T_r < 25$ años y adoptar perfiles triangulares en lugar de los trapezoidales originalmente seleccionados, ya que los primeros se adecuan mejor a mayores diferencias de gastos.

Como medida de contingencia se decidió revestir los canales y taludes con vegetación (vetiver) seleccionada y probadamente eficaz ante posibles arrastres en caso de producirse gastos extremos ($T_r > 50$ años).

Alternativas de contingencia

Diseño de canal de doble sección trapezoidal:



La alternativa admite el desbordamiento contenido por taludes externos que se pueden ejecutar con el material extraído del canal principal.

El área correspondiente a las “llanuras de inundación” serían afectadas solamente en caso de inundaciones extremas ($P = 0,01$, por ejemplo), lo que pudiera ser valorado desde el punto de vista económico.

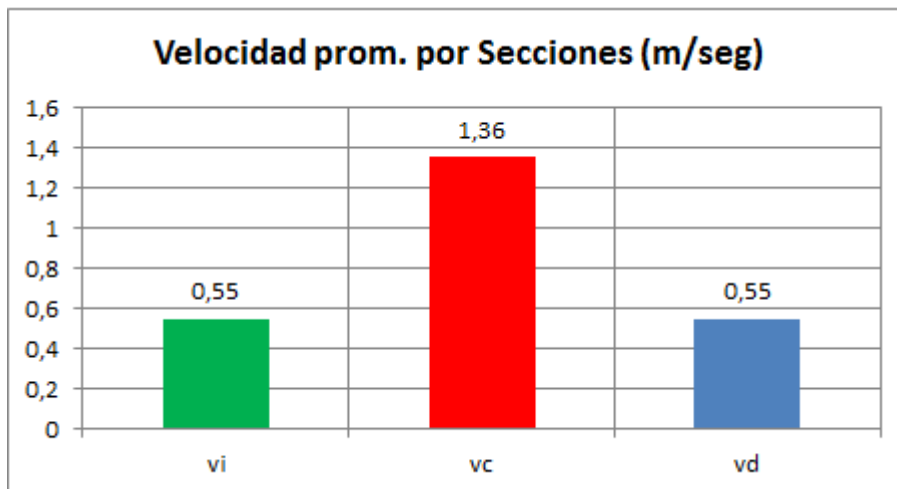
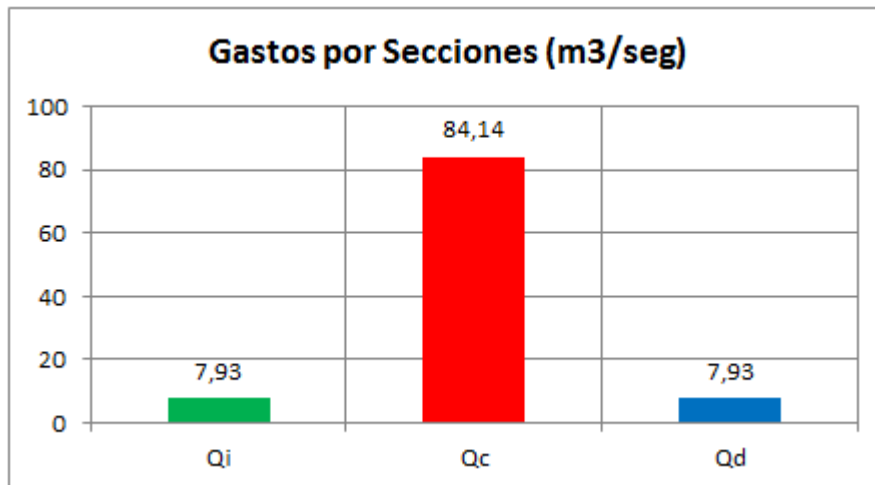
Programa de cálculo

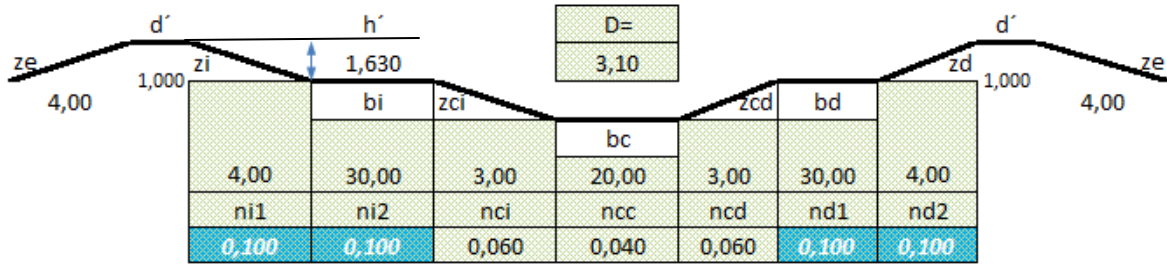
A tal efecto se confeccionó un programa de cálculo (Excel) que calcula los parámetros de diseño de:

- Canal principal para un gasto de ocurrencia más probable.
- Doble sección trapezoidal para el gasto de menor probabilidad.
- Se determina la altura necesaria de los taludes exteriores que deben ser conformados con el material extraído del canal principal.

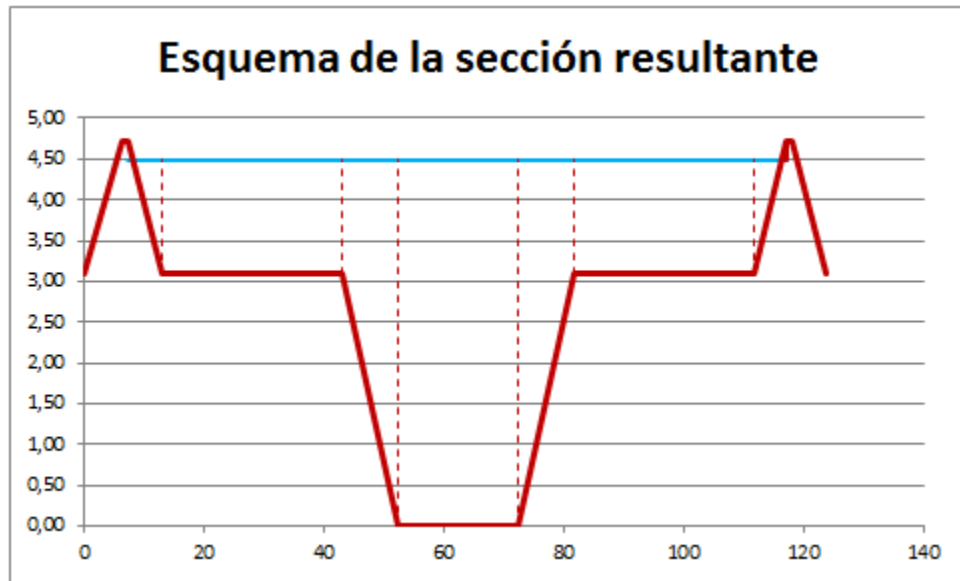
Ejemplo:

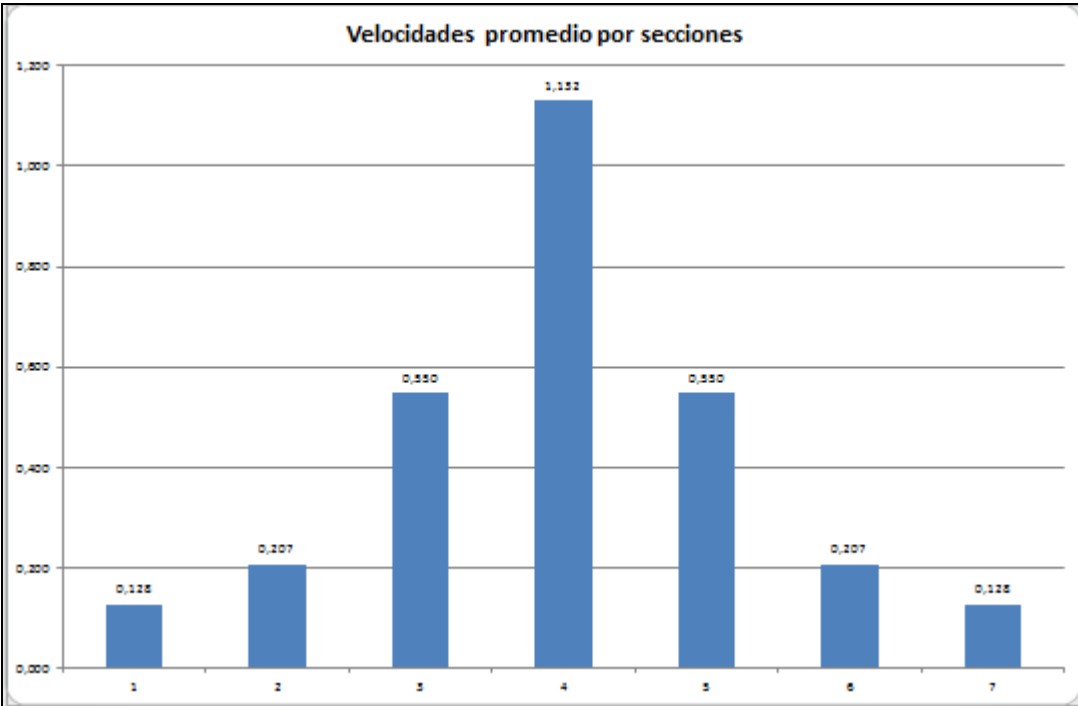
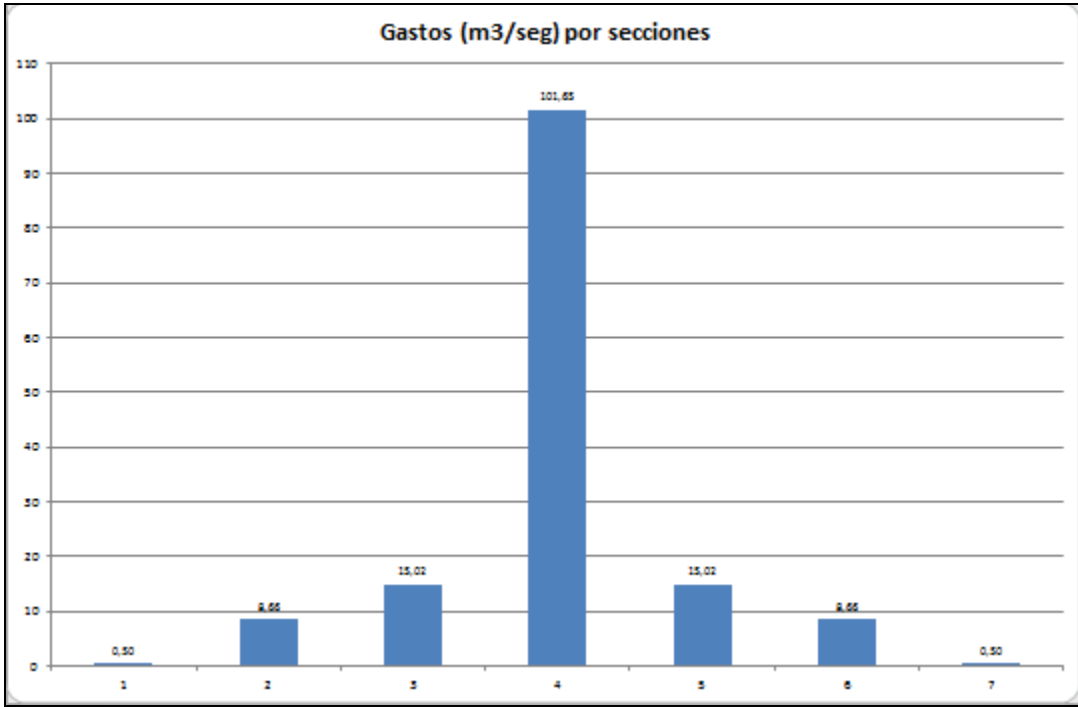
CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DEL CANAL (SECCIÓN PRINCIPAL)	S		Q _{25%}		Q _{100%}	
	0,001		100,00		150,00	
	Sección Principal					
	z _i	z _d	bc	n _i	n _c	n _d
	3,000	3,000	20,00	0,060	0,040	0,060
	γ _{25%}	A		P		η _{prom}
	3,098	90,75		39,59		0,04990
		V _{prom}		1,102		m/seg
	Sección	Q		v		α
	Izq	7,928		0,551		0,500
	Central	84,145		1,358		1,232
	Derecha	7,928		0,551		0,500

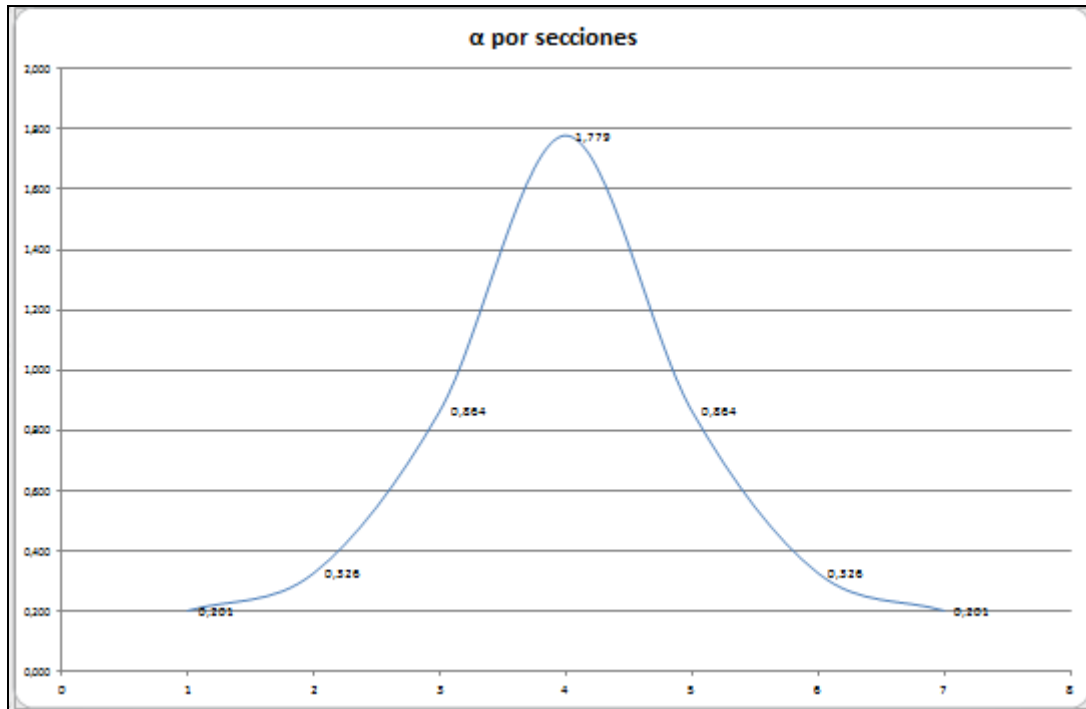




Coef aprov (%)	30,00	bi	bd
Ze talud ext	4,00	30,00	30,00
d'	1,000	h'	y
h'	1,630	1,392	4,490
Reserva (m)	0,300	<i>Coeficiente de conversión</i>	0,90
h''	1,330		
Ascenso instantáneo	Desde	Hasta	
	3,098	3,982	
	0,884		







Bibliografía.

Paria, Héctor Daniel. Fórmulas prácticas para el diseño de canales sin revestir en terrenos aluviales. Héctor Daniel Paria. Instituto de Recursos Hídricos. Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías, Universidad Nacional de Santiago del Estero. Argentina.

Ven Te Chow. 2004. Hidráulica de Canales Abiertos.

Corzo, Carlos M. 2012. Inédito. Programa Ajustado a condiciones cubanas con $M=120$ mm (Promedio de máximas precipitaciones en 24 horas, hiperanual)

Corzo, Carlos M. 2008. Inédito. Programa para cálculo de canales de sección trapezoidal.

Corzo, Carlos M. 2008. Inédito. Programa para cálculo de canales de doble sección trapezoidal.

Corzo, Carlos M. 2010. Inédito. Programa para cálculo de canales por el Método de la Máxima Velocidad Permisible.