

**DISEÑO DE INFRAESTRUCTURAS CON ESCASEZ DE DATOS HIDROLÓGICOS Y FUERTES
RESTRICCIONES MEDIOAMBIENTALES Y DE TIEMPO DE EJECUCIÓN**

TEMA: Obras Hidráulicas

Luis Gerardo Castillo Elstidí¹
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Manuel Sanz Martín² - Miguel Cabrera Cabrera²
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

En este artículo se analiza la problemática que se presenta en los estudios y diseños de infraestructuras que intentan resolver un mal funcionamiento de una presa existente, por falta de capacidad del aliviadero. Se discute el estudio de la revaluación de avenidas cuando no se dispone de datos suficientes que permitan aplicar los mejores métodos de cálculo, insistiéndose en la búsqueda, tratamiento y aplicación de la información más adecuada; así como las condiciones que imponen la infraestructura existente y los requerimientos medioambientales en los métodos de cálculo y diseño clásicos. Se analizan las técnicas de cálculo de avenidas y su mejor uso en este contexto (MOPTMA, Clark, Snyder y SCS), definiéndose el concepto de "pseudo-calibración"; así como el cálculo de la lámina en el canal de un aliviadero lateral (flujo espacialmente variado) y la conveniencia de utilizar en estos casos los coeficientes de Coriolis [(α) -Ecuación de la Energía], Boussinesq [(β) -Ecuación del Momentum], distintos de la unidad y el método de Hinds Modificado. Los temas expuestos se han aplicado a la solución de un problema real y que corresponde al "Estudio y Diseño del Proyecto de Evacuación de Avenidas de la Presa de Ontígola" (1), (2).

ABSTRACT

In this paper it is analysed the problems presented when planning and designing infrastructures that try to solve the wrong operating of an existant dam, because of the lack of capacity of the spillway. It is discussed the study of revaluation of floods when enough data are not available, to let us apply the best calculation methods, insisting on searching, treatment and application of the best information; as well as the conditions imposed by the existant infrastructure and the environmental request in the clasic calculation methods and design. It is analysed too, the technics of floods calculation and its best use (MOPTMA, Clark, Snyder and SCS), defining the "pseudo-calibration" concept, as well as the calculation of the nappe in the lateral spillway channel (spacially varied flow) and the convenience of using in these cases the Coriolis Coefficient [(α) - Energy Equation], Boussinesq [(β) -Momentum Equation], different from unit and the Modified Hind's Method. The presented subjects have been applied to the solution of a real problem and it corresponds to the "Study and Design of the floods evacuation of the Ontigola Dam Project" (1), (2).

¹ SENER, Ingeniería y Sistemas, S.A. Parque Tecnológico de Madrid. c/ Severo Ochoa nº 4. 28760 Tres Cantos - Madrid. ESPAÑA. Asesor del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador.

² Confederación Hidrográfica del Tajo. Comisaría de Aguas. Agustín de Betancourt nº 25. 28071 Madrid. ESPAÑA.

1. INTRODUCCIÓN

El Mar de Ontígola es un pequeño embalse formado por el arroyo de Ontígola. Llamado aguas arriba de la Vega o de los Yesares, afluente menor del Tajo por su margen izquierda, con el que se une aguas abajo de Aranjuez. La altura de la presa sobre el cauce de aguas abajo, es pequeña, del orden de seis metros, con una longitud de unos 158 m de coronación. Está situada aguas abajo del pueblo de Ontígola, del que recibe su nombre, y a unos 3 km del Tajo. El embalse, que, originalmente, debió tener una capacidad superior al millón de metros cúbicos, está actualmente muy aterrado y cubierto de carrizal, donde anidan numerosas especies de aves acuáticas, por lo que ha sido declarado "zona de interés natural" por la Comunidad de Madrid.

Con independencia de este atractivo de carácter naturalista, la obra tiene en sí un indudable interés histórico, ya que se trata de una de las primeras presas de la Edad Moderna que se conserva en pie en la actualidad, si bien en una situación precaria (3).

En Septiembre de 1990 se produjeron dos grandes avenidas cuyos caudales punta, según los informes redactados en aquellas fechas, superaron los 50 m³/s (2).

El tratamiento que, debido a la ocupación urbanística se ha dado al cauce, hace que en estos momentos su capacidad de desagüe sea muy inferior a estas cifras, razón por la cual se produjeron las inundaciones de la población de Aranjuez. Otro problema adicional es el de la falta de capacidad del aliviadero actual de la Presa de Ontígola y el peligro por tanto de que nuevas avenidas la destruyan completamente al verter por coronación.

El proyecto propuesto para resolver los problemas indicados, constituye un trasvase de los caudales de avenidas de la cuenca del arroyo de Ontígola ($Q_{500}=50$ m³/s) hacia la cuenca del arroyo de Las Salinas, obteniéndose en la incorporación de dicho arroyo un caudal total de 100 m³/s, conduciéndose este caudal hasta su incorporación con el río Tajo. Con ello se elimina el problema creado por las actuaciones urbanísticas. Una solución evidente y más elemental sería la construcción de una conducción subterránea a través del casco urbano de Aranjuez, pero presentaría el inconveniente de una difícil ejecución y conservación. El trazado del nuevo cauce se ha diseñado con una sección en tierra protegida con escollera, por lo que es de esperar pocas afecciones medioambientales, y las que se producen como consecuencia de su excavación a media ladera se minimizan mediante las plantaciones adecuadas, para permitir su integración en el entorno.

Con el aliviadero se consigue evacuar las avenidas extraordinarias. Su implantación se realiza fuera del cuerpo de la presa, para que no afecte a este monumento histórico. Asimismo, dado el interés que tiene el espacio natural del Mar de Ontígola, se respeta el nivel normal actual del agua, con el objeto de no afectar al ecosistema existente en dicho embalse, considerándose esta restricción, tanto en el diseño y en la planificación del proceso constructivo del nuevo aliviadero.

Con el aliviadero en la margen izquierda se consigue un funcionamiento semejante al que debió tener originalmente, ya que aprovecha la disposición natural del terreno existente en ese lugar, antes de la construcción del ferrocarril. El proyecto se ha diseñado con la condición de que la conducción siempre funcione en lámina libre y de que se integre de la mejor forma en el entorno [el estudio medioambiental se puede consultar en (1)], habiéndose seleccionado del estudio de alternativas la siguiente solución (figura 1):

- Aliviadero lateral de 50 m de longitud y capacidad para evacuar 50 m³/s.
- Conducción en lámina libre de 5231 m de longitud, de los cuales 2850 m constituyen la conducción del trasvase hasta la incorporación en el arroyo de Las Salinas y con capacidad para transportar 50 m³/s; desde aquí, 967 m discurren en tramo natural de Las Salinas y 1404 m en cauce artificial, con capacidad para desaguar 100 m³/s.
- Estructura de incorporación al río Tajo a través de un Salto de Sky.

2. REEVALUACIÓN DE AVENIDAS

Una de las mejores formas de calcular las avenidas es con la simulación del fenómeno a través de un modelo de eventos tipo "Hidrograma Unitario". Pero su uso requiere de información que pocas veces se dispone, como son los registros pluviográficos y limnigráficos. Se debería tener registros por lo menos para dos tormentas representativas; así, una para el proceso de calibración y otra para la fase de validación. Sin embargo, el no disponer de esta información no justifica la creencia extendida de que bastaría la aplicación de algunos métodos o formulaciones simplificadas. Es en estos casos justamente cuando se debe realizar un esfuerzo importante con el objeto de caracterizar el fenómeno adecuadamente, investigando y contrastando la información disponible y aplicando los métodos de cálculo más adecuados. En este proyecto se han utilizado cuatro métodos, que han sido analizados y realizados de una forma complementaria:

- Método Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales, de la Instrucción de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medioambiente (MOPTMA) (8),(9); a través del cual se han obtenido los caudales punta de referencia para diferentes períodos de retorno.
- Método del Hidrograma Unitario, aplicando una combinación de los Números de Curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos y los Hidrogramas de Clark y Snyder. Estos cálculos se han realizado con el programa HEC-1 del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (6).

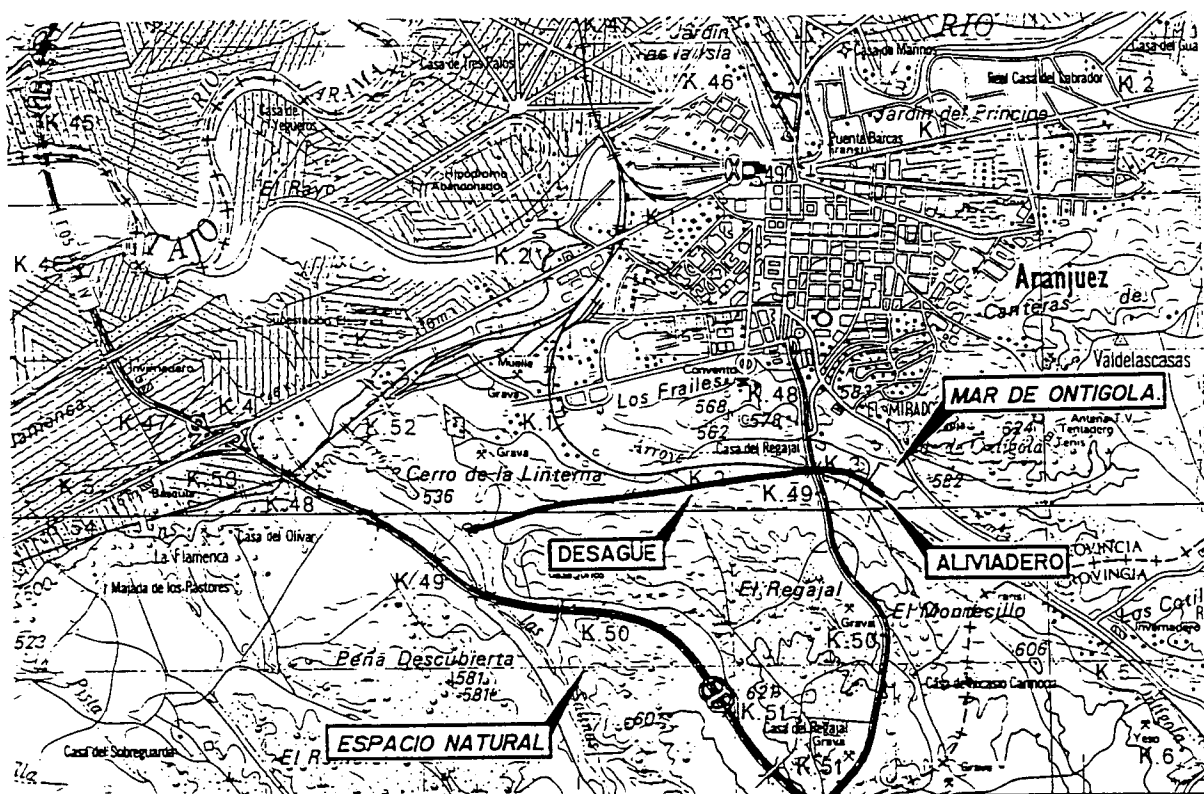


FIGURA 1

En la figura 2 se presenta las divisorias de las cuencas, las isoyetas y la caracterización agroclimática. Es de destacar en este punto que al no haber todavía en España cartas regionalizadas con la clasificación propuesta por la Instrucción de Carreteras del MOPTMA para estimar el valor del Umbral de Escorrentía [P_0] (8), o para obtener el Número de Curva del Soil Conservation Service [NC] (10), es siempre necesario elaborar dichas clasificaciones a partir de una traducción de los Mapas Agroclimáticos del Ministerio de Agricultura (11).

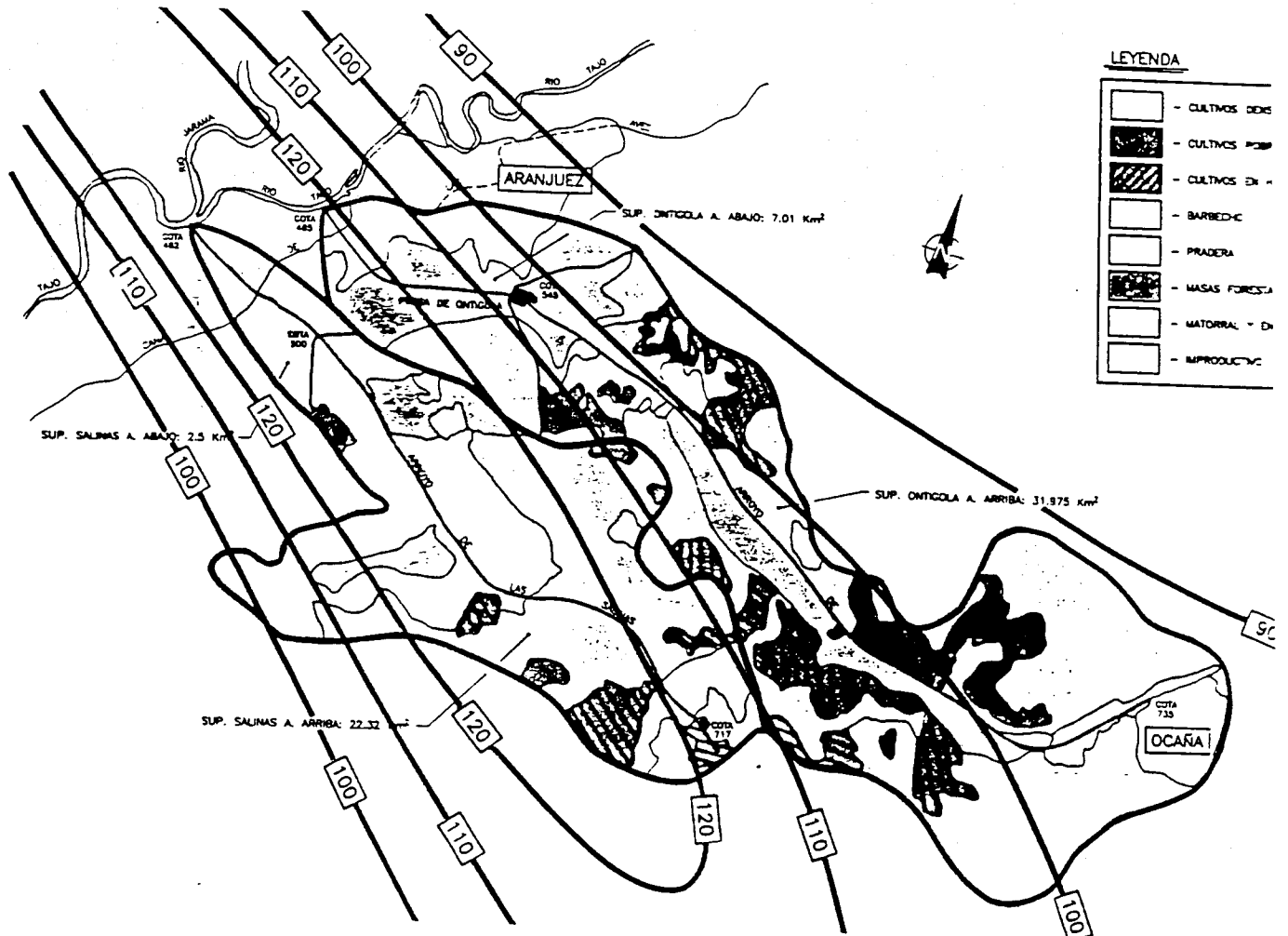


FIGURA 2

En el cuadro 1 se recoge los valores característicos de la cuenca, correspondientes al área, longitud del curso principal, cota máxima, cota mínima, pendiente y tiempo de concentración, así como los valores de los umbrales de escorrentía (P_0) y los números de curva (C.N.), utilizados en el cálculo del hidrograma de escorrentía superficial.

CUENCA DE ONTIGOLA (AGUAS ARRIBA DE EMBALSE).

$S = 31.975 \text{ Km}^2$

$T_c = 4.28 \text{ h}$

$P_{te \text{ med.}} = 1.44 \%$

TIPO DE CULTIVO	S (Km ²)	%	P ₀ (mm)	Nº CURVA (C.N.)
Improductivo	2,42	7.57	4	88
Cultivos pobres	5,94	18.58	13	85
Masa forestal	1,93	6.03	22	73
Matorral, pastiza:	2,31	7.23	17	79
Cultivo denso	4,31	13.47	13	78
Barbechos	15	47.1	12	90
TOTAL	31,975	100	P ₀ med. ponderado = 12.67	
			P ₀ corregido: 12.67*2.5 = 31.7	
			Nº Curva med. ponderado: C.N. = 85.5	

CUADRO 1**- Estudio de precipitaciones**

Se han utilizado y considerado datos de tres estaciones; Aranjuez (Horticultura), Aranjuez (Las Cabezas) y Ocaña. Las áreas de influencia de dichas estaciones se han calculado por medio del método de las Isoyetas. La precipitación máxima diaria, P₀, se obtiene para distintos periodos de retorno, mediante ajuste por el método de Gumbel de las series de precipitaciones máximas anuales. Así, se ha obtenido para las 3 estaciones consideradas las precipitaciones máximas en 24 horas, para los diferentes periodos de retorno, calculándose a continuación las intensidades medias de precipitación, para cada cuenca y para cada periodo de retorno.

A partir del Mapa de Isoyetas Regional de precipitaciones de las tormentas del 8 y 9 de Septiembre de 1990, junto con las precipitaciones máximas para el periodo de retorno de 500 años, de las estaciones analizadas, se ha elaborado las Isoyetas de Precipitación Máxima, tal como puede verse en la figura 2 y, a partir de este Plano se ha calculado la Precipitación Media Máxima.

2.1 Método hidrometeorológico

De acuerdo a la Actualización y Mejora del Método Racional (9), se tienen las siguientes limitaciones para el tiempo de concentración y la superficie de la cuenca: $0.25 \text{ h} < T_c < 24\text{h}$; $A < 3000 \text{ Km}^2$. Así, podemos concluir que el Método es aplicable. En el Cuadro 2 se presentan los caudales de avenida calculados para las dos cuencas involucradas y para los diferentes periodos de retorno:

CUENCA	Caudales en los diferentes periodos de retorno (m ³ /s).			
	Q ₂₅	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Q ₅₀₀
Ontigola A.A de embalse	15,51	21.17	27,44	44,75
Ontigola total	19,52	26.17	34,15	51,79
Salinas A.A de incorporación	12,47	16.88	21,74	45,88
Salinas total	16,11	20.42	25,76	49,95

CUADRO 2

2.2 Método del hidrograma unitario

Dada las características y la importancia del trabajo, se ha considerado necesario calcular el caudal de avenida de período de retorno de 500 años, con un método de cálculo adicional, que considere el fenómeno de una forma más completa.

Uno de los métodos de cálculo que mejor cumple este requerimiento es el del Hidrograma Unitario, y cuya aplicación se realiza por medio del conocido programa del Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos HEC-1, "Flood Hydrograph Package" (6). Al no existir ningún limnigrafo en la zona de estudio, no se disponen de los datos necesarios para la calibración y validación del modelo (registro de por lo menos dos tormentas); se ha optado por generar los hidrogramas de avenida a través de una "pseudo-calibración", tomando como valores de referencia los caudales punta calculados con el método hidrometeorológico del MOPTMA y utilizándose el método de Clark, combinado con el método de Snyder y con el método del SCS, de la siguiente forma:

- Método de cálculo general (T_c , R , Isocronas): Método de Clark
- Cálculo de coeficientes T_p y C_p : Método de Snyder
- Relación de pérdidas (Infiltración) [NC] : Método del SCS

- **Método de Clark**

Usa el concepto del Hidrograma Unitario Instantáneo, el cual conceptualmente corresponde al hidrograma que resultaría si una unidad de "precipitación efectiva" (precipitación menos la infiltración) estuviera distribuida uniformemente de forma instantánea sobre la cuenca. La relación de escorrentía se calcula con la Integral de Convolución entre las ordenadas del Hidrograma Unitario Instantáneo y las ordenadas del Hietograma: $[Q(t) = \int^t u(t,\tau)I(\tau)d\tau]$.

Los Parámetros del Hidrograma Unitario de Clark son el Tiempo de Concentración " T_c " y el Coeficiente de Almacenamiento " R ". El programa HEC-1 utiliza una curva sintética tiempo-área, derivada de un tipo de forma de cuenca generalizada, para obtener la traslación del hidrograma en la cuenca particular (método de isocronas).

- **Método de Snyder**

Con este método se definen dos parámetros básicos: el Tiempo de Retardo " T_p " y el Coeficiente de Almacenamiento " C_p ". Con el programa HEC-1 se utiliza el método de Clark en un procedimiento de prueba y error para completar el hidrograma. Los parámetros de Clark son evaluados desde los parámetros de Snyder. T_p y C_p , y se usan para calcular el hidrograma unitario de Clark.

- **Método del SCS**

De este método sólo se utiliza la caracterización del Número de Curva, que relaciona la precipitación neta acumulada o escorrentía con la precipitación total, con un número empírico que es función del uso y tipo del suelo, condiciones hidrológicas y condiciones de escorrentía anteriores. El hietograma de cálculo se ha elaborado a partir de la tormenta del 16-09-1990, registrada en la Estación de Aranjuez (Ver figura 3 y cuadro 3).

La precipitación total registrada fue de 80,3 mm en un tiempo de 410 minutos, habiéndose elaborado los patrones de distribución de la tormenta en las dos cuencas, para la precipitación correspondiente al período de retorno de 500 años.

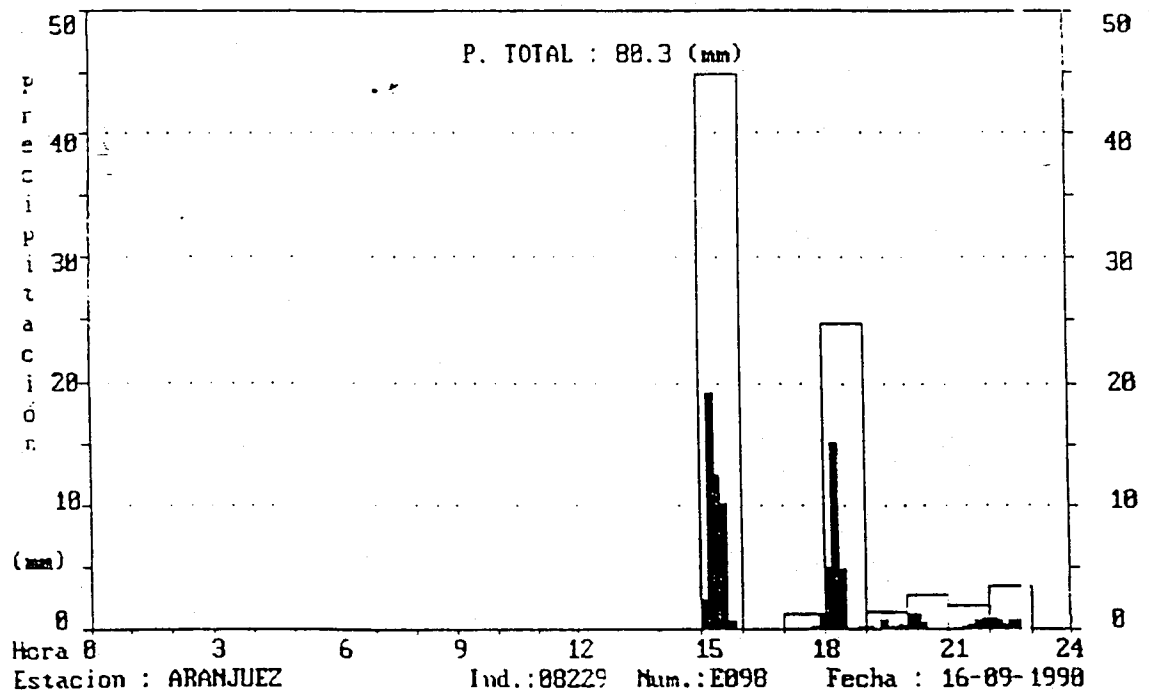


FIGURA 3

DISTRIBUCION TEMPORAL A PARTIR DE LA TORMENTA EN LA ESTACION DE ARANJUEZ, FECHA: 16-09-1998					
HORA	Tiempo (minutos)	Pre. increm. (mm)	Patron	Ombigola	Salinas
17:40	0	0.0	0.00	0.0	0.0
50	10	2.5	0.03	3.1	3.7
18:00	20	19.0	0.24	23.9	28.3
10	30	12.0	0.15	15.1	17.8
20	40	10.0	0.12	12.8	14.9
30	50	0.5	0.01	0.6	0.7
40	60	0.0	0.00	0.0	0.0
50	70	0.0	0.00	0.0	0.0
19:00	80	0.0	0.00	0.0	0.0
10	90	0.0	0.00	0.0	0.0
20	100	0.0	0.00	0.0	0.0
30	110	0.2	0.00	0.3	0.3
40	120	1.0	0.01	1.3	1.5
50	130	5.0	0.06	6.3	7.4
20:00	140	15.0	0.19	18.9	22.3
10	150	5.0	0.06	6.3	7.4
20	160	0.1	0.00	0.1	0.1
30	170	0.1	0.00	0.1	0.1
40	180	0.2	0.00	0.3	0.3
50	190	0.2	0.00	0.3	0.3
21:00	200	0.2	0.00	0.3	0.3
10	210	0.5	0.01	0.6	0.7
20	220	0.2	0.00	0.3	0.3
30	230	0.2	0.00	0.3	0.3
40	240	0.2	0.00	0.3	0.3
50	250	1.0	0.01	1.3	1.5
22:00	260	1.0	0.01	1.3	1.5
10	270	0.5	0.01	0.6	0.7
20	280	0.2	0.00	0.3	0.3
30	290	0.1	0.00	0.1	0.1
40	300	0.1	0.00	0.1	0.1
50	310	0.0	0.00	0.0	0.0
23:00	320	0.0	0.00	0.0	0.0
10	330	0.1	0.00	0.1	0.1
20	340	0.2	0.00	0.3	0.3
30	350	0.5	0.01	0.6	0.7
40	360	1.0	0.01	1.3	1.5
50	370	1.0	0.01	1.3	1.5
0:00	380	1.0	0.01	1.3	1.5
10	390	0.5	0.01	0.6	0.7
20	400	1.0	0.01	1.3	1.5
30	410	1.0	0.01	1.3	1.5
TOTAL:		88.3	1.00	102.3	120.9

CUADRO 3

Se ha realizado el tránsito de avenidas en el aliviadero lateral, para el periodo de retorno de 500 años, habiéndose obtenido un caudal punta laminado de $43.53 \text{ m}^3/\text{s}$; existiendo por tanto una laminación del pico de avenida de $1,55 \text{ m}^3/\text{s}$. (Ver figura 4).

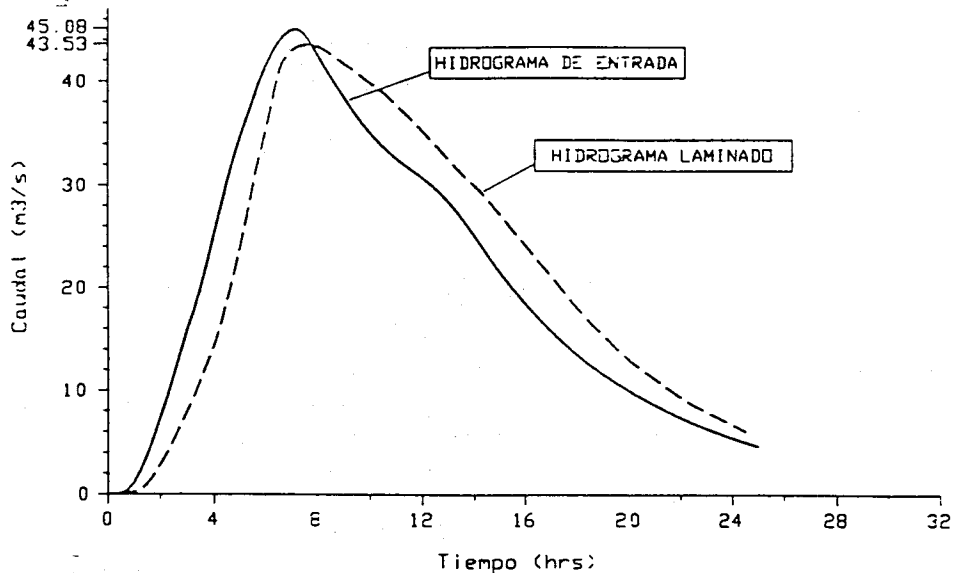


FIGURA 4

**METODO HIDROGRAMA UNITARIO
RESUMEN DE RESULTADOS.**

CUENCA	PARAMETROS										
	A (Km ²)	CLARK		SNYDER		S.C.S.		P (mm)	Q (m ³ /s)	P ₅₀₀ (mm)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
		T _c (horas)	R (horas)	T _p (horas)	C _p	N.C.	t ^p (horas)				
Ontigola	31.80	4.19	6.50	4.08	0.40	85.00	7.25	80.30	31.37	102.30	45.08
Salinas	22.20	3.06	4.20	2.89	0.48	80.00	6.25	80.30	23.70	120.90	46.38

**RESUMEN Y COMPROBACION DE CAUDALES DE
AVENIDA CON LOS METODOS CALCULADOS.**

CUENCA	METODOS DE CALCULO								
	A (Km ²)	Inst. de Carreteras		Hidrog. Unitario		Inst. de Carreteras		Hidrog. Unitario	
		P ₁₀₀ (mm)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	P _{term.} (mm)	Q _{term.} (m ³ /s)	P ₅₀₀ (mm)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)	P ₅₀₀ (mm)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
Ontigola	31.80	83.00	27.44	80.30	31.37	102.30	44.75	102.30	45.08
Salinas	22.20	88.00	21.74	80.30	23.70	120.97	45.88	120.90	46.38

CUADRO 4

De los cuadros de resúmenes de resultados (Cuadro 4) podemos concluir:

- Los caudales de avenida correspondientes a la tormenta acaecida el 16-09-1990, corresponderían a un Período de Retorno de 100 años:

$$P = 80,3 \text{ mm (Tormenta del 16-09-1990)}$$

$$Q_{\text{Ontigola}} = 31,37 \text{ m}^3/\text{s} \sim Q_{100} = 27,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{Salinas}} = 23,70 \text{ m}^3/\text{s} \sim Q_{100} = 21,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Los caudales de avenida correspondientes a un periodo de retorno de 500 años en las cuencas de Ontigola y Salinas corresponde a las distintas precipitaciones máximas medias obtenidas para dicho periodo de retorno:

Cuenca de Ontigola

$$P_{500} = 102,30 \text{ mm} \rightarrow Q_{500} = 45,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Caudal pico laminado} \rightarrow (Q_{500})_L = 43,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cuenca de Las Salinas

$$P_{50\%} = 120,90 \text{ mm} \rightarrow Q_{50\%} = 46,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

El estudio hidráulico de la solución adoptada se ha definido a partir de los cálculos de los diversos tramos que conforman el trazado, pero garantizando la continuidad del fenómeno hidráulico a partir de las condiciones de contorno adecuadas entre los flujos bruscamente variados (estructuras de control, cuencos disipadores, transiciones) y los flujos gradualmente variados calculado con el programa HEC-2 (7).

3.1 Aliviadero lateral

Uno de los limitantes principales del diseño es que la altura libre disponible a partir del Nivel Máximo Normal (N.M.N 546.84) es de 1 m; así pues, en el diseño se tiene que garantizar adecuadamente que la sobreelevación producida por la Avenida de Proyecto (N.A.P) esté dentro de este rango, incluyendo un resguardo mínimo de seguridad del orden de 0,40 m. Así; bajo estas condiciones y del prediseño y posterior ajuste de cálculos del aliviadero lateral, se ha determinado una longitud mínima de 50 m, siendo por tanto necesario considerar en el cálculo el término de pérdidas por fricción (S_f).

Puesto que el flujo en el canal de salida es espacialmente variado, es preciso determinar los coeficiente de distribución de velocidades de Coriolis " α " (en Ecuación de la Energía) y el Coeficiente de Boussinesq " β " (en Ecuación del Momentum):

$$\alpha = \left(\int_A \gamma u^2 dA \right) / (\gamma U^3 A) \quad (1)$$

$$\beta = \left(\int_A \rho u^2 dA \right) / (\rho U^2 A) \quad (2)$$

En donde " u " y " U " son las velocidades a una altura cualquiera y el valor medio del perfil de velocidades, en una sección transversal del flujo; " A " la sección transversal y " γ " y " ρ " son el peso específico y densidad del agua respectivamente.

Aunque la mejor forma de obtener estos coeficientes es a través de la realización de un modelo físico hidráulico, el presupuesto y tiempo disponible del presente estudio, no permitieron dicha realización. Sin embargo, si se asume una distribución logarítmica de velocidades, dichos coeficientes se pueden estimar con las siguientes expresiones (14):

$$\alpha = 1 + 3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3 \quad (3)$$

$$\beta = 1 + \varepsilon^2 \quad (4)$$

$$\varepsilon = (u_{\max}/U) - 1 \quad (5)$$

El valor (u_{\max}/U) depende fundamentalmente del tipo de material de la conducción y de las condiciones de flujo. En este caso particular el canal lateral y conducción posterior son de hormigón y parece razonable asumir que fuera del canal lateral la velocidad máxima del perfil de velocidades sea superior en un 20% a la velocidad media ($u_{\max}/U=1.20$) y que dentro del canal lateral dicho valor sea entre un 40% y un 50% ($u_{\max}/U=1.45$). De esta forma los valores estimados son: $\alpha = 1.10$; $\beta = 1.20$.

Estos valores han implicado en el resultado final de los cálculos una profundización adicional de la solera del canal de salida de 17 cm, con respecto a los resultados que se obtienen considerando dichos coeficientes iguales a la unidad: lo que provocarían una sobreelevación de la lámina aguas arriba en el embalse y reducirían el resguardo en casi un 50%.

Adicionalmente, el método de cálculo clásico de Hinds y que viene explicado en libros de diseño de gran prestigio a nivel mundial como el Design of Small Dams del Bureau of Reclamation (4), no es aplicable en este caso; siendo necesario utilizar el Método de Hinds Modificado (5), el mismo que incluye las pérdidas por fricción (S_f) y la inclusión del Coeficiente de Boussinesq (β).

A partir de un predimensionamiento y de los cálculos posteriores se han obtenido los siguientes resultados: **Altura Lámina (H = 0.61m); Longitud Aliviadero (L = 50m); Coeficiente de Descarga (Cs = 2.09).**

El perfil del azud se ha diseñado ajustándose a un perfil Creager, cuya ecuación general para las coordenadas "X" positivas es:

$$Y = - 0.763 X^{1.865} \quad (6)$$

La definición del perfil de la coordenadas "X" negativas se realizan a partir de dos arcos compuestos. cuyos valores de definición son: $X_c = 0,171m$; $Y_c = 0,074m$; $R_1 = 0,324m$; $R_2 = 0,139m$.

3.2 Canal lateral de salida

La teoría del flujo en el canal lateral se basa principalmente en la ley de conservación del momentum. asumiendo que las únicas fuerzas que producen movimiento en el canal son producidas por la diferencia de nivel en la dirección del eje. Esta hipótesis asume que la energía total del flujo sobre la cresta del azud, se disipa completamente por efecto de la difusión con el flujo del canal. El cálculo se ha realizado por medio del Método de Hinds Modificado (5). el mismo que resulta de la aplicación de la Ecuación del Momentum a un volumen de control de flujo. pero considerando el coeficiente de Boussinesq e incorporando las pérdidas por fricción:

$$M_2 - M_1 = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (7)$$

En donde:

M_2 y $M_1 = \beta \rho Q^2 / A =$ Flujo de momentum en las secciones de cálculo 2 y 1

$\beta =$ Coeficiente de Boussinesq = 1.20 (igual a la unidad en el método clásico)

$\rho =$ Densidad del agua

$Q =$ Caudal de flujo

$A =$ Sección transversal del flujo

P_1 y $P_2 = \gamma A Y_c =$ Fuerzas de presión en las secciones de cálculo 1 y 2

$\gamma =$ Peso específico del agua

$Y_c =$ Centro de gravedad en la sección transversal desde nivel de agua

$W \sin \theta =$ Componente del peso del volumen de control en la dirección x

$F_f = \gamma A S_f \Delta x =$ Fuerza friccional (término no considerado en el método clásico)

$S_f = [nv/R^{2/3}]^2 =$ Pendiente de fricción (no considerado en el método clásico)

$n =$ Coeficiente de rugosidad de Manning (0,014 para hormigón)

$v =$ velocidad

$R =$ Radio hidráulico

$\Delta x =$ Longitud del volumen de control (división de cálculo = 10 m)

El esquema de solución en Diferencias Finitas es:

$$\Delta y = \beta_i (Q_i/g) (V_i + V_{i+1}) / (Q_i + Q_{i+1}) [(V_i - V_{i+1}) + (V_{i+1}/Q_i) (Q_{i+1} - Q_i)] + 1/2 (S_{f_i} + S_{f_{i+1}}) \Delta x \quad (8)$$

$$Q_{i+1} = Q_i + q \Delta x \quad (9)$$

En donde:

$\Delta y =$ Variación en la elevación de la superficie de agua en (m)

$\beta_i =$ Coeficiente de Boussinesq = 1.2 (igual a la unidad en el método clásico)

Q_i y $Q_{i+1} =$ Caudales en las secciones "i" e "i+1" del aliviadero en (m³/s)

V_i y $V_{i+1} =$ Velocidades en las secciones "i" e "i+1" del aliviadero en (m/s)

S_{f_i} y $S_{f_{i+1}} =$ Pendientes de fricción en las secciones "i" e "i+1" del aliviadero en (m) (término no considerado en el método clásico)

$q =$ Caudal específico en cada división de cálculo (m²/s)

Para la aplicación del método, se requiere definir previamente el tipo de régimen de funcionamiento del flujo en el canal de salida (subcrítico), en la sección de control (flujo crítico) y en la rápida. El ancho máximo de la rápida para evitar problemas de ondas cruzadas, flujos pulsantes, etc. se ha calculado con las formulaciones de Dadenkov (12) y del Bureau of Reclamation (13), siendo dicho valor de $b=3m$; calculándose a continuación el calado crítico en la sección de control para este ancho (y_c) y el calado aguas arriba de la transición (y_i), considerando un coeficiente de Coriolis $\alpha = 1,10$, entonces $y_c = 3,15 m$; $y_i = 4,78 m$. Con el valor de y , se inicia el cálculo del perfil de flujo hacia aguas arriba en el canal lateral, resolviendo paso a paso en forma iterativa. Para la solución se ha programado el método en una hoja de cálculo (cuadro 5), indicándose la diferencia en los resultados en las secciones calculadas en el cuadro 6 y un corte transversal y longitudinal del aliviadero y canal lateral, en la figura 6.

Estacion	El fondo	DY asum.	El. sup. agua	y	A	Q	$Q1/q(Q1+Q)$	$v1+v2$	$v^2n^2R^{1/4}$	$(1+n2)Dx$	DY	Observación
50+00	0.000	542.420	547.220	4.780	25.764	50.000	1.941		0.00			
40+00	10.000	542.520	548.220	5.680	33.171	40.000	1.206	3.147	0.00	0.006	0.069	muy bajo
			547.220	4.757	25.586		1.563	3.504	0.00	0.007	0.007	
			547.230	4.760	25.609		1.562	3.503	0.00	0.007	0.007	ok
30+00	10.000	542.620	547.340	4.720	25.299	30.000	1.186	2.748	0.00	0.004	0.044	muy bajo
			547.320	4.709	25.214		1.190	2.752	0.00	0.004	0.004	
			547.330	4.710	25.222		1.189	2.751	0.00	0.004	0.004	ok
20+00	10.000	542.720	547.360	4.649	24.754	20.000	0.808	1.998	0.00	0.002	0.031	muy bajo
			547.364	4.644	24.715		0.809	1.999	0.00	0.002	0.002	
			547.350	4.640	24.685		0.810	2.000	0.00	0.002	0.002	ok
0+10	10.000	542.820	547.354	4.574	24.183	10.000	0.414	1.223	0.00	0.001	0.019	muy bajo
			547.350	4.565	24.115		0.415	1.224	0.00	0.001	0.001	
			547.370	4.550	24.001		0.417	1.226	0.00	0.001	0.001	ok

CUADRO 5

CALCULO A ORIGEN (m)	CALADOS (m)		Δ (m)
	$\alpha = 1.00$ $\beta = 1.00$	$\alpha = 1.10$ $\beta = 1.20$	
60 (Yc)	3.05	3.15	0.10
50 (Yi)	4.62	4.78	0.16
40	4.59	4.76	0.17
30	4.54	4.71	0.17
20	4.48	4.64	0.16
10	4.39	4.55	0.16

CUADRO 6

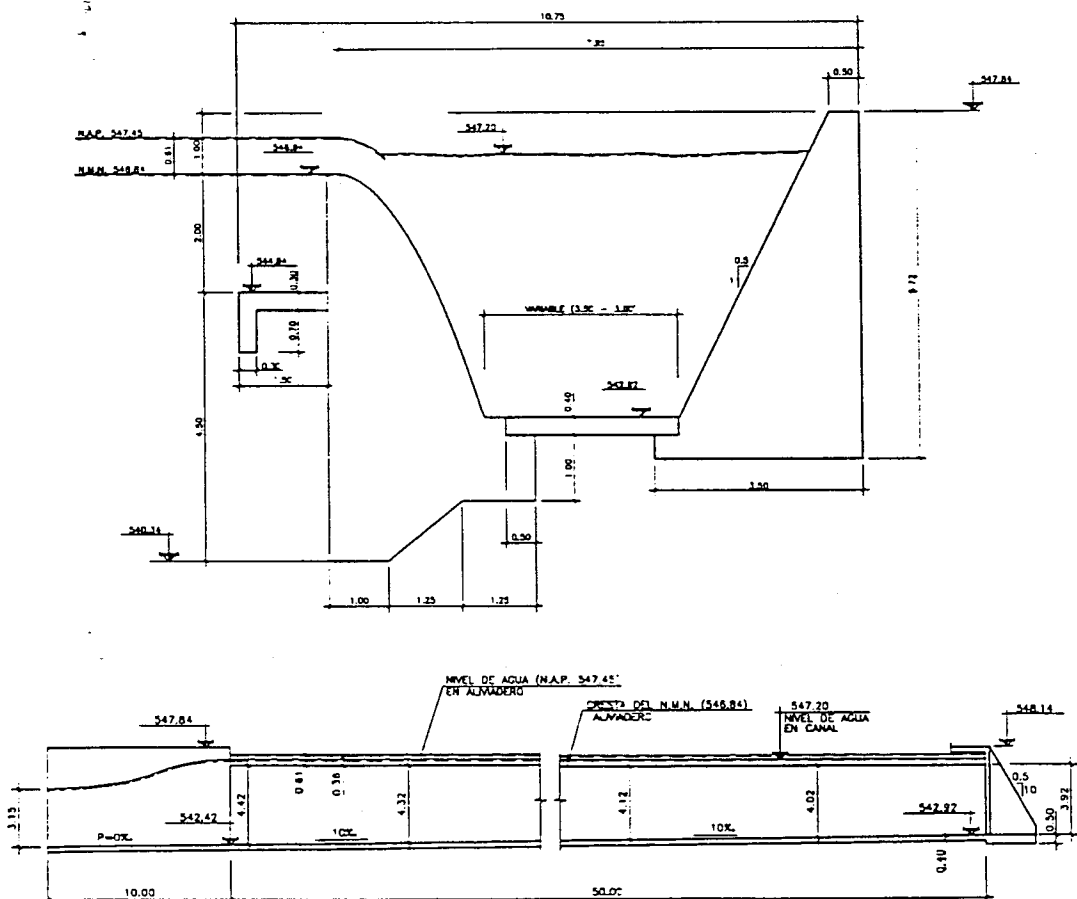
4. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha subrayado la importancia que tiene la búsqueda y análisis de la información y la aplicación de los métodos de cálculo en la reevaluación de avenidas; así como también las condiciones y restricciones impuestas por las obras existentes y los requerimientos medioambientales, en los métodos de cálculo clásicos de los aliviaderos laterales.

5. REFERENCIAS

- (1) "ESTUDIO Y REDACCIÓN DEL PROYECTO DE EVACUACIÓN DE AVENIDAS DE LA PRESA DE ONTÍGOLA". Dirección General de Obras Hidráulicas (D.G.O.H). Confederación Hidrográfica del Tajo (SENER, Ingeniería y Sistemas). Noviembre, 1995.
- (2) "DESAGÜE DEL ARROYO DE ONTÍGOLA AL RÍO TAJO". Informe 04/93. D.G.O.H. Confederación Hidrográfica del Tajo. (D. Manuel Sanz M.). Abril, 1993.
- (3) "ESTUDIO DE ACTUACIONES PARA LA REHABILITACIÓN DE LA PRESA DEL MAR DE ONTÍGOLA". CEDEX. Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo (CEHOPU). 1992.

- (4) "DESIGN OF SMALL DAMS". United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Denver, Colorado. Third Edition, 1987.
- (5) Subramanya, K. "FLOW IN OPEN CHANNELS". McGraw-Hill O. New Delhi, 1989.
- (6) "FLOOD HYDROGRAPG PACKAGE (HEC-1)". U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. V.4.0. Davis, California. Sep. 1990.
- (7) "WATER SURFACE PROFILES (HEC-2)". U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. Davis-California. V.4.6.2. May, 1991.
- (8) "CÁLCULO HIDROMETEOROLÓGICO DE CAUDALES MÁXIMOS EN PEQUEÑAS CUENCAS NATURALES". Dirección General de Carreteras. MOPTMA. Mayo, 1987.
- (9) Témez Pelaez, J.R. "GENERALIZACIÓN Y MEJORA DEL MÉTODO RACIONAL. VERSIÓN DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS DE ESPAÑA". Ingeniería Civil. Número 82 CEDEX-MOPT. Diciembre. 1991.
- (10) Hoggan. D.H. "COMPUTER-ASSISTED FLOODPLAIN HYDROLOGY AND HYDRAULICS". McGraw-Hill. New York, 1989.
- (11) "CARACTERIZACIÓN AGROCLIMÁTICA, CULTIVOS Y APROVECHAMIENTOS DE LA PROVINCIA DE TOLEDO". Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación.
- (12) Krochin. S. "DISEÑO HIDRÁULICO". Escuela Politécnica Nacional. Quito-Ecuador, 1978.
- (13) "DESIGN OF SMALL CANAL STRUCTURES". United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Denver, Colorado, 1978.
- (14) Chow. V. T. "OPEN CHANNEL HYDRAULICS". McGraw-Hill. New York, 1959.



ALMADERO LATERAL

FIGURA 6