



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

25
27

"Un ejemplo de Selección de Obra de
Defensa Contra Inundaciones"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

Juan de la Barrera Testa

MEXICO D. F.

JUNIO 1983



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 esta 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.

I N D I C E

PAGINA

I.- CAUSAS DE LAS INUNDACIONES.	
1.1 Generalidades	1
1.2 Tipos de daños por Inundación	3
1.3 Cuantificación de daños en Arandas, Jal.	5
II.- ALTERNATIVAS DE PROYECTOS PARA CONTROLAR AVENIDAS.	
2.1 Obras de Protección contra Inundaciones	11
2.2 Alternativas seleccionadas	22
III.- METODOS PARA CALCULAR EL GASTO DE DISEÑO.	
3.1 Métodos Empíricos	25
3.2 Métodos Estadísticos	36
3.3 Métodos con base a las características de la Zona	62
IV.- CALCULOS HIDROLOGICOS.E HIDRAULICOS, PARA CONTROLAR LAS INUNDACIONES EN EL RIO MADRASTRA, EN ARANDAS, JAL.	
4.1 Levantamientos Topográficos y determinación del comportamiento hidráulico del cauce.	70
4.2 Características Fisiográficas y Climatológicas	71
4.3 Estudio Hidrológico del Río Madrastra	76
4.4 Diseño Hidráulico	79
4.5 Presupuesto de la Obra	84

CAPITULO I

CAUSAS DE LAS INUNDACIONES

1.1 GENERALIDADES

Nuestro país, dada su ubicación y características geográficas, comúnmente se ve afectado por fenómenos hidrometeorológicos de gran intensidad, que tienen su origen en términos generales en las zonas ciclogénéticas del Océano Atlántico y del Pacífico. Estos fenómenos durante la temporada de lluvias y de actividad ciclónica, generan precipitaciones intensas que provocan inundaciones ya sea por insuficiencia de drenaje en la zona donde se precipitan o bien debido a que la magnitud del escurrimiento generado por la lluvia, rebasa la capacidad hidráulica de los cauces, produciendo inundaciones que pueden ser desde súbitas, hasta las de larga duración.

Los daños que generan estos fenómenos de la intensidad de las tormentas, del grado de concentración de la población y del nivel de desarrollo de la actividad económica. De acuerdo con una estadística sobre los daños ocasionados por las avenidas, iniciada en 1973, las zonas más afectadas son las costas y la porción central. Cabe señalar que estas mismas precipitaciones contribuyen en forma importante a llenar los almacenamientos del país que a su vez permite el desarrollo de la agricultura de riego y la generación de energía hidroeléctrica.

La capacidad de almacenamiento de las presas construidas equivale solamente a una tercera parte del escurrimiento medio anual. Este hecho, aunado al incremento de la población y de la actividad económica propicia la ocupación y deterioro de los cauces y llanuras de inundación y hace que vayan aumentando los daños ocasionados por las inundaciones. Otros problemas que incrementan los riesgos de inundación son la reducción en la capacidad de almacenamiento de las presas y de conducción en los cauces, ocasionados por el azolve, y en algunas presas la escasa capacidad de descarga de sus obras de excedencia.

Ahora bien, a pesar de que anualmente se destinan cada vez mayores fondos para la atención de este tipo de desastres, se observa que los daños continúan incrementándose, siendo esta la gran paradoja del problema de inundaciones, en todo el país que como en nuestro, se ha estimulado la atención a estos desastres.

La explicación es algo compleja y se basa principalmente en el hecho de que las medidas tomadas para controlar inundaciones, ya sea en la forma de zonificación y reglamentación del uso del suelo, obras de protección, planes de auxilio y evacuación o simplemente reflejados en procedimientos más avanzados y eficientes de pronóstico, crean un sentido de seguridad que fomenta desarrollos adicionales en las áreas más propensas a inundación. Cuando inevitablemente la protección contra inundaciones, llega a ser eventualmente inadecuada, las pérdidas presentadas, son excesivamente mayores que las que hubiesen resultado, si ese sentido de seguridad no se hubiera engendrado.

1.2 TIPOS DE DAÑOS POR INUNDACIONES.

La investigación de los daños causados por inundaciones y perturbaciones atmosféricas se lleva a cabo en cada uno de los sectores afectados, ya sea que su influencia sea directa o indirecta o intangible. Lo anterior implica que a los daños totales se les divide precisamente en función del tipo de influencia en:

- a) Daños Directos
- b) Daños Indirectos
- c) Daños Intangibles

Los Daños Directos consisten principalmente de los daños físicos causados a las propiedades y se valoran por lo que cuesta volver las al estado en que se encontraban antes de la inundación.

Los Daños Indirectos son generados por las pérdidas en los productos y servicios causados a una región, a un estado o bien al propio país, con la interrupción de los negocios, de la industria del comercio, las comunicaciones alámbricas o inalámbricas y - demás actividades, tanto dentro como fuera de la zona inundada, y por el costo de las medidas de emergencia que se toman para combatir la inundación y para dar el auxilio y la canalización de víveres, ropa, medicinas, etc., que se presta a los damnificados, así como lo referente a la rehabilitación de los mismos.

Aun cuando en apariencia, la valoración de los daños indirectos nos pudiera parecer sencilla, resulta ser en la gran mayoría de los casos, sumamente confusa y su investigación y correcta determinación, sólo es posible realizarla con un grupo de profesionistas muy especializados y obviamente, los costos de la evaluación de

daños se incrementan en niveles prohibitivos; por lo que comúnmente adoptamos la experiencia que se ha logrado en otros países, mediante una minuciosa investigación socioeconómica de cada estado del país, a fin de determinar los parámetros apropiados a cada zona en estudio.

La experiencia que hemos adoptado es la de Estados Unidos de América, la cual nos dice que este tipo de daños puede ser expresado como un porcentaje de los daños directos de la siguiente manera:

Tipo de Daño Directo	Intervalo del Daño Indirecto (%)
Agropecuario	5 - 10
Casas Habitación	10 - 15
Industrias y Comercios	15 - 20
Camino, Puentes y Ferrocarriles	15 - 25
Organismos de Servicios Públicos	15 - 20

De los análisis realizados, basados en lo anteriormente expuesto, se ha deducido como valor promedio, que el total de los costos indirectos representa el 80% del total de los costos directos con pequeñas desviaciones.

Los Daños Intangibles, como su nombre lo indica y a diferencia de los anteriores, corresponde a aquellos que no se puede cuantificar desde el punto de vista económico y por lo tanto, no se pueden reponer económicamente.

Dentro de este concepto se engloban los heridos, los damnificados, y principalmente las pérdidas de vidas humanas.

1.3 CUANTIFICACION DE DAÑOS EN ARANDAS, JALISCO.

El día 10. de Septiembre de 1980, Arandas fue alcanzada por un aguacero que produjo 76.5 mm. de lluvia en 1.0 hora. En la parte alta de la cuenca del Río Madrastra empezó a llover alrededor de las 6:00 P.M. y el pico de la avenida máxima de que se tenga conocimiento por los habitantes, se presentó 3.0 horas más tarde. El río creció 5.50 metros saliéndose de su cauce y arrasando a su paso construcciones, enseres diversos y cobrando vidas humanas que ocupaban la zona federal. Perdieron la vida 15 personas, 17 más resultaron heridas, 62 familias quedaron sin hogar, 1,000 habitantes fueron damnificados y evacuados, y los daños excedieron los 30.0 millones de pesos.

El gasto calculado por sección y pendiente a 3.00 km. aguas arriba del problema con base en la huella máxima y en un tramo recto sin desbordamientos fue de $240.0 \text{ m}^3/\text{seg}$. La corriente arrastró de un taller dos vehículos y los alojó en el puente de la calle Francisco I. Madero provocando el remanso del agua y por ende el vertido sobre la losa del mismo con altura de 3.5 m.

Las condiciones físicas en que se encontraba el cauce y las márgenes del río, debido a la intervención de la mano del hombre, fue

uno de los factores que contribuyeron a que el desbordamiento del exceso de agua cobrara la gravedad de los daños. El cauce a lo largo de sus 2.0 km., dentro de la zona urbana presenta un desarrollo con meandros, radios de curvatura reducidos y deflecciones superiores a los 60°; así como diferentes obstáculos al libre escurrimiento, tal es el caso de los puentes sobre las calles Morelos y Madero, y el alto índice de construcciones en ambas márgenes del río, lo que reduce considerablemente su área hidráulica. La plantilla del cauce en toda su longitud está constituida por roca basáltica presentando grandes jorobas lo que hace que la corriente sea turbulenta y se incremente su energía, produciendo efectos más devastadores a su paso.

Otro factor y que consideramos el más importante fue el hidrometeorológico extremo, que combinado con las condiciones de humedad del suelo el día de su ocurrencia, nos llevan a determinar que prácticamente el total de la precipitación contribuyó al escurrimiento directo; ya que la altura de lluvia acumulada hasta el día 31 de agosto, registrada en el pluviómetro de la Estación Climatológica "El Cabrito", fue de 798.7 mm, representando el 88.7% de la precipitación media anual de esa zona, que es de 900 mm. En otras palabras las anomalías del temporal de lluvias para esa fecha presentaba un 17.6% arriba de lo normal y por ende el suelo se encontraba en su punto de saturación.

Por otra parte dos días antes de la ocurrencia del fenómeno se registraron precipitaciones en la cuenca con acumulaciones en 24 horas de 34.5 mm. para el día 30 y 30.5 mm. para el día 31, por lo que confirma que las condiciones del terreno contribuyó a la

máxima esorrentia.

La siguiente tabla nos dará una idea más clara del problema que -
ocasionó este fenómeno.

FECHA: 1-IX-80
TIPO DE INUNDACION: SEVERA
CUENCA: Río Lerma
CORRIENTE: Río Madrastra o Colorado
REGION HIDROLOGICA: No. 12
POBS. MPIO.: Barrio de Santuario en la Cd. de Arandas,
Mpio. de Arandas.
CAUSA: Debido a una onda de baja presión, se re-
gistraron precipitaciones del orden de -
76.5 mm. con duración de 3.0 horas en la
Estación Climatológica de Arandas, lo que
provocó fuertes escurrimientos y el des-
bordamiento en ambas márgenes del río -
Madrastra o Colorado.

DAÑOS:	NO. DE MUERTOS	15
	NO. DE HERIDOS	17
	NO. DE DAMNIFICADOS	1 000

CONCEPTO	DESCRIPCION	IMPORTE APROX.
CASAS-HABITACION:	Barrio del Santuario: Resulta- ron dañadas 57 casas-habitación (mampostería)	\$ 8'550,000.00
	y 105 que resultaron afectadas parcialmente en un 40%	409,500.00

CONCEPTO	DESCRIPCION	IMPORTE APROX.
	Pérdidas en enseres domésticos.	\$ 7'563,654.00
		<hr/>
		\$ 16'523,154.00
OBRAS A CARGO DE S.A.R.H.:	No hubo.	
CAMINOS Y PUENTES:	No hubo.	
OBRAS A CARGO DE OTRAS DEPENDENCIAS:	C.F.E.- Se afectaron 130 acometidas con un precio unitario de \$500.00	\$ 78,000.00
	Teléfonos de México.- Daños en la red y cables rotos.	3,000.00
		<hr/>
		\$ 81,000.00
AGRICULTURA:	Se perdieron: 7-05-00 has. de maíz totalmente en maduración (temporal).	\$ 78,363.00
	0-04-16 has. de membrillo, resultó afectado en su producción en un 10% (R).	4,992.00
	0-03-52 has. de durazno, resultó afectado en su producción en un 15% (R).	2,970.00
		<hr/>
		\$ 86,262.00
GANADERIA Y AVICULTURA	Perecieron: 25 cabezas de ganado vacuno raza criollo.	175,000.00
	528 cabezas de ganado porcino - raza Landrace, de \$ 5,000.00 c/u	264,000.00

CONCEPTO

DESCRIPCION

IMPORTE APROX.

532 cabezas de ganado porcino
raza Landrace con un costo de
\$ 2,800.00 c/u 985,600.00

Se destruyeron 5 colmenares -
totalmente. 2,500.00

\$ 1'427,100.00

INDUSTRIA Y
COMERCIO

Dos fábricas de tacones, plata-
forma de madera y tacones de -
cloruro de polipropileno sufrie-
ron daños en sus maquinarias, -
como son: motores de cierras, -
tornos y humedecimiento de made-
ra en proceso que se perdió com-
pletamente. \$ 5'940,000.00

Un expendio donde se venden pro-
ductos varios para uso domésti-
co sufrió pérdida en un 40% 70,000.00

Una refaccionaria local donde -
se venden refacciones para todo
tipo de motor de combustión in-
terna sufrió daños en un 40% 700,000.00

Una farmacia local resultó con
pérdidas en un 25% en todo tipo
de medicamentos y perfumería. 86,700.00

Una zapatería local resultó a--
fectada en sus productos en un
60% 1'863,400.00

Una bodega (abarrotes) resultó
dañada en sus mercancías total-
mente. 2'625,000.00

\$ 11'285,100.00

CONCEPTO	DESCRIPCION	IMPORTE APROX.
OTROS DAÑOS:	Taller de soldadura: A consecuencia de la inundación se produjeron tirantes hasta de 2.0 mm ² de alto afectando la planta soldadora.	12,894.00
	El mobiliario, máquinas de escribir, sumadora y calculadoras de una oficina, sufrieron daños.	50,000.00
	5 vehículos se afectaron totalmente a consecuencia de la velocidad del caudal	860,000.00
	Las máquinas de 5 vehículos se afectaron por los tirantes alcanzados.	30,000.00
	Una bodega (Cocacola) resultó afectada por los tirantes provocados por la inundación que se presentó: cajas, botellas, y liquido.	270,000.00
	Un taller eléctrico, sufrió daños en sus aparatos.	22,000.00
		<hr/>
		1'264,894.00
		<hr/>
	T O T A L	30'667,510.00
		=====

CAPITULO II

ALTERNATIVAS DE PROYECTOS PARA CONTROLAR AVENIDAS

2.1 OBRAS DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES.

Quando se desea evitar que las zonas adyacentes a los ríos sean inundadas año con año durante la época de lluvias, se construyen obras que interfieren directamente con los escurrimientos permitiendo su almacenamiento o desvío o encauzamiento. Las principales obras de protección que se pueden construir son:

1. Bordos perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia.
2. Bordos longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes de un río.
3. Desvíos permanentes por medio de cauces de alivio.
4. Desvíos temporales a lagunas o zonas bajas adyacentes del río.
5. Corte de meandros o dragados.
6. Presas de almacenamiento.
7. Presas rompepicos.
8. Limpieza de los cauces.

Solo en situaciones muy particulares una sola de las soluciones señaladas resuelve completamente el control de inundaciones. Cuando se desean proteger grandes extensiones, siempre se requiere de la combinación adecuada y afortunada de dos o más de dichas construcciones.

2.1.1 BORDOS PERIMETRALES

Cuando una zona alcanza cierto grado de desarrollo, se requiere proteger poblados u obras de importancia que se vean amenazados con inundaciones frecuentes. La tendencia natural es que los centros de población se establezcan cerca de los ríos; al principio, la gente acepta los peligros y molestias de las inundaciones periódicas; y la solución más común y explícita, dependiendo de la topografía, es rodearlos parcial o completamente con un bordo. El bordo, es perimetral cuando el poblado está establecido en una zona plana.

Si parte del poblado se encuentra en una parte alta o si la topografía lo permite, el bordo se construirá en la parte baja y se empotrará a la zona alta.

Estos bordos tienen la ventaja de ser la solución de control más económica que puede construirse, además no alteran los niveles de la corriente, ya que su efecto en ella es muy reducido o nulo.

La altura del bordo se fija partiendo de los niveles máximos que se hayan registrado con anterioridad en base muchas veces en las huellas dejadas por el agua y añadiendo un bordo libre que puede ser de uno o de dos metros.

2.1.2 BORDOS LONGITUDINALES

Los diques longitudinales como su nombre lo indica, se construyen a lo largo de las márgenes de un río sobre una

llanura de inundación y sirven para proteger varios pueblos simultáneamente, grandes extensiones de terrenos con alta producción agrícola y ganadera, o bien regiones desarrolladas que cuentan con vías de comunicación, instalaciones fabriles o de servicios.

Los bordos longitudinales deben estar perfectamente cons-truidos porque las gentes al disponer de este tipo de pro-tección se confiarán más, no tomarán las precauciones que acostumbraban hacer, construirán más obras costosas al saber que no se les dañarán con las inundaciones y sobre todo porque de romperse un bordo, las inundaciones ocurrán con mayor rapidez y alcanzarán niveles mayores que antes de la construcción, al menos en una zona cercana a la rotura.

Por el alto costo que llega a alcanzar este tipo de obra y por el peligro que representa tener tirantes demasiado altos en el río, no se debe seleccionar la protección contra inundaciones utilizando únicamente este tipo de solu-ción en combinación con una o varias de las soluciones mencionadas.

Vista en planta la zona que se tiene que proteger, se loca-lizan los bordos procurando que queden lo más separados posible de las orillas (si las construcciones lo permiten) o bien sobre el barrote del río si existe.

Cuando los bordos son construidos en ambas márgenes, el cál-culo de los niveles se puede hacer de dos maneras diferentes

dependiendo del tiempo que dure el gasto máximo de la avenida; si es mayor que el que requiere la onda para transitar toda la longitud protegida, se puede considerar que el flujo es establecido; si es menor, el flujo es transitorio.

Los cálculos se deben efectuar probando diferentes separaciones de bordos

2.1.3 DESVIOS PERMANENTES O CAUCES DE ALIVIO

Esta solución consiste en desviar cierto volumen de agua del cauce principal y conducirlo mediante un canal hacia el mar directamente o a otro río. El agua desviada no retorna al río.

Cuando se protege una zona con bordos longitudinales se tiene el inconveniente de su alto costo, y si la longitud de la protección es muy larga, las alturas para los bordos que protegen los tramos aguas abajo serán considerables. Cuando dichas alturas son mayores de unos 5 m., es peligrosa esa alternativa de defensa. La altura de los bordos depende principalmente del gasto máximo de la avenida y en menor grado del volumen de la misma. Para reducir la altura de los bordos longitudinales se pueden construir cauces de alivio, con ello el gasto desviado se restará al gasto máximo.

Los cauces de alivio generalmente son formados sobre la planicie, limitando sus fronteras con los bordos longitudina-

les, por tanto, no se excava ningún canal, sino únicamente un pequeño cauce central cuyo material sirve para construir los bordos. Conviene separar los bordos lo más posible para que su altura sea reducida. Por lo anterior, el fondo del cauce de alivio lo forma el terreno natural de la planicie. En ocasiones se puede construir un canal excavando, pero es una solución demasiado costosa.

La operación del conjunto se plantea considerando dos bordos longitudinales a lo largo del río, en el lugar del desvío, el tramo de uno de ellos se deja sin construir y los extremos se unen a los bordos del cauce de alivio.

Mientras los gastos en el río son bajos y no alcanzan a sobrepasar la capacidad del cauce principal, todo el gasto escurrirá por el río.

Cuando los gastos aumentan, suben los niveles de tal forma que el agua cubre toda la sección entre los bordos longitudinales. Como la entrada del cauce de alivio tiene un nivel prácticamente similar al nivel del terreno natural, parte del agua empieza a pasar por él, de tal suerte que de ahí en adelante se cumplirá que:

$$Q_{aa} = Q_{ab} + Q_d$$

donde

Q_{aa} gasto en el río aguas arriba del desvío, en m^3/s

Q_{ab} gasto en el río aguas abajo del desvío, en m^3/s

Q_d gasto desviado que pasa por la abertura o separación L dejada en el bordo longitudinal, en m^3/s

Para calcular L se supone que toda la zona de entrada está nivelada, y que en la entrada existe una sección crítica. - Por lo mismo, se acostumbra construir una plantilla con concreto y en ocasiones un pequeño cimacio que se eleva unos 50 cm sobre dicha plantilla. Al pasar el gasto máximo de diseño, la elevación del agua en el río en estudio debe - permitir que con la longitud L seleccionada, se desvíe el - gasto Q_d (gasto de diseño para el desvío).

Aunque existen fórmulas para vertedores laterales, se recomienda que la longitud L se obtenga en un modelo hidráulico, ya que esas fórmulas no han sido obtenidas para ríos.

2.1.4 DESVIOS TEMPORALES

Los desvíos temporales se pueden hacer cuando a los lados - del cauce en estudio existen zonas bajas o lagunas que pueden ser inundadas momentáneamente mientras dura la avenida. Los daños que ocasionan en esas zonas, que pueden tener - aprovechamiento agrícola o ganadero al inundarlas son pequeños, porque de antemano se han destinado a dicho propósito. Escoger una zona para recibir parte de las aguas de una avenida, impide de antemano que en ella se hagan construcciones de cualquier clase.

Este tipo de solución, igual que los cauces de alivio, se combina con bordos longitudinales. La diferencia principal estriba en que mientras en el cauce de alivio se tiene la posibilidad de desviar volúmenes muy grandes en tanto no

se rebase el gasto máximo que puede conducir el canal de desvío, a lagunas o zonas bajas sólo se puede desviar un volumen prefijado igual a la capacidad de la laguna o zona baja.

Otra diferencia consiste en que el agua almacenada en la laguna debe regresar al río al descender los niveles en él ya que el volumen útil debe encontrarse disponible para la siguiente avenida.

Como el tirante en un río depende del gasto que conduce, conviene que el volumen disponible en la laguna, V_L , se traduzca en el mayor gasto desviado al pasar el pico de la avenida frente al desvío. Cuando se requiere vaciar la laguna para su futuro aprovechamiento en cuanto desciendan las aguas en el río, es necesario excavar un canal del centro de la laguna hacia el río, cuya capacidad evacuadora estará en función de sus dimensiones y de la diferencia de niveles entre la superficie del agua en la laguna y la del río. La sección transversal del canal se diseña para que por él salga el volumen almacenado en la laguna en el tiempo que transcurre entre dos avenidas.

Quando únicamente hay una avenida de importancia al año, se puede evitar su construcción si la infiltración y evaporación permiten su vaciado antes de que se requiera aprovechar la laguna de nuevo.

2.1.5 RECTIFICACION. CORTE DE MEANDROS

Una forma de reducir los desbordamientos en una zona limitada es la de aumentar la capacidad hidráulica del cauce principal de un río, lo cual es posible lograr rectificando un tramo de él. Este aumento de capacidad se obtiene únicamente en el tramo rectificado y en un tramo inmediato aguas arriba de él. En el resto del río las condiciones permanecen iguales y, por tanto, con la misma probabilidad de inundación.

Cuando se tiene un tramo en el que existen meandros, ver figura 1, se puede hacer una canalización, que de tener la misma sección transversal del río su capacidad hidráulica será mayor, por ejemplo, si la longitud, AB, por el río es cuatro veces la longitud, AB, por la rectificación, la capacidad hidráulica de esta rectificación con una pendiente cuatro veces mayor puede llegar a ser casi del doble para el mismo tirante.

El cauce rectificado deberá tener una sección transversal que tienda a ser semejante a la sección transversal del río. La rectificación se podrá hacer construyendo inicialmente un cauce piloto, el cual se ampliará posteriormente debido a la capacidad de arrastre y erosión que tenga el agua que pase por él. Las dimensiones del cauce piloto dependerán del gasto y de las propiedades físicas del material que forman las paredes y fondo de dicho cauce.

Dimensiones del cauce piloto.

En los puntos A y B de la figura 1, el cauce piloto se excavará hasta alcanzar el nivel del fondo del río. La pen- - diente del cauce será uniforme uniendo las elevaciones del fondo de las secciones anteriores, por tanto, la excavación se tendrá que llevar hasta la línea imaginaria que une el - fondo del cauce en los puntos A y B.

El ancho mínimo del cauce piloto deberá ser igual a dos ve- ces la altura que existe desde el fondo del cauce piloto al terreno natural. Con ello se evita que si hay un desliza- miento al erosionarse al pie de uno de los taludes no se - cierre completamente la sección y se evite el paso de agua.

Dado el ancho mínimo del cauce de alivio como

$$B_{\text{mfn}} = 2(\text{nivel del terreno} - \text{nivel del fondo})$$

Conocido B_{mfn} se obtienen los tirantes y velocidades para diferentes gastos. Si para el gasto medio de estiaje, la velocidad en el cauce piloto es mayor que tres veces la ve- locidad media necesaria para arrastrar el material del fon- do y las orillas, el ancho mínimo es el de proyecto. Con eso se garantiza que el material sea arrastrado en mayor - cantidad del que procede de aguas arriba y la sección se - erosiona.

2.1.6 PRESAS DE ALMACENAMIENTO

Constan de un dique principal o cortina que se construye en

el río para cerrar el paso del agua y almacenarla, así como de diques secundarios que evitan la salida del agua en los puertos. Con ello se configura el vaso donde se almacena el agua.

Cuando una avenida entra en el vaso, con un volumen mayor al aprovechable en ese momento, el volumen restante sale por la obra de excedencias, formada generalmente por un vertedor con descarga libre o con compuertas. Al aumentar el nivel del agua en el embalse, parte del volumen queda almacenado parcialmente. Este proceso es controlado por la ecuación de continuidad en el vaso, que involucra que el volumen del agua que entra en un intervalo de tiempo es igual al volumen de agua que sale en el mismo intervalo más el volumen que queda almacenado en el vaso.

Lo anterior se puede expresar

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} \Delta t = \Delta V + \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t$$

donde

$I_{i,i+1}$ gasto de entrada al vaso en el instante i y en el $i+1$

$Q_{i,i+1}$ gasto de salida por el vertedor en el instante i y en el $i+1$

Δt intervalo de tiempo entre los instantes i , $i+1$

ΔV volumen de agua que se almacena en el vaso en el tiempo Δt

2.1.7 PRESAS ROMPEPICOS

Están formadas por una cortina generalmente de poca altura y una obra de excedencias cuya elevación de la cresta o de la sección de control está casi a la elevación del fondo del río. El ancho de esta última obra se reduce a fin de no permitir el paso de gastos grandes. El valor del gasto máximo se selecciona en función de la capacidad hidráulica del cauce aguas abajo de la presa. En otras ocasiones, la obra de excedencias está formada por orificios o tuberías cortas.

Cuando no es posible hacer una obra costosa y el gasto del diseño tiene un periodo de retorno bajo, la cortina de la presa se hace vertedora, o a partir de determinado nivel se amplía la obra de excedencias o se hace un segundo vertedor de tal suerte que todos los gastos excedentes pasen hacia aguas abajo sin dañar la cortina. Al pasar la avenida, el agua sigue saliendo por la obra de excedencias hasta que el vaso se vacía.

El tránsito de la avenida se efectúa utilizando la misma ecuación de partida que para las presas de almacenamiento, lo que cambia es la fórmula de la obra de descarga ya que generalmente no es un vertedor Creager.

2.1.8 LIMPIEZA DE CAUCES

Consiste en retirar toda la vegetación dentro del cauce principal, y también en el de inundaciones si se tienen bordos longitudinales. Con ello se disminuye a un mínimo la rugosidad a la vez que se aumenta, la capacidad del cauce.

2.2 ALTERNATIVAS SELECCIONADAS

Para el diseño de la obras fluviales que garanticen la protección de la población en todo tiempo, ante la presencia de los fenómenos hidrometeorológicos con características similares; se procede al análisis del tipo de obras más adecuadas, pudiendo elegirse como alternativas: Presa de almacenamiento o de regulación, cauce de alivio, rectificación y/o bordos de protección.

Primeramente con apoyo en las Cartas de DETENAL, escala 1:50 000, tanto topográficas como usos del suelo y geológicas se estudian su factibilidad y localización de una manera preliminar; de tal forma que además del objetivo antes citado se logren beneficios adicionales en otras áreas dentro de la región.

Por las características fisiográficas de la cuenca, se eliminó la posibilidad de considerar la construcción de una presa de almacenamiento y regulación por carecer de área de embalse, quedando solamente los últimos dos tipos de obras, que una vez realizando reco-

rridos físicos y topografía preliminar se eliminó también la alternativa de cauce de alivio por razones de grandes cortes de terreno basáltico; en esta tesis analizaremos como solución al problema, - la rectificación y formación de bordos de protección.

La rectificación también presentaba sus inconvenientes, pues como se observa en el plano las áreas adyacentes a las márgenes se encuentran densamente pobladas y había que considerar en el costo de la obra las indemnizaciones por afectación. Solo que, contamos - con varios factores a nuestro favor; las invasiones al cauce y - zona federal, la incertidumbre y el sentimiento de culpa de los invasores; así como la faja de construcciones arrasadas por la co- - rriente en ambas márgenes y las huellas máximas de la inundación. Se estudiaron varias alternativas de trazo, seleccionándose la - menor afectación a las construcciones; aunque no fuese hidráulica- mente la más eficiente.

CAPITULO III

MÉTODOS PARA CALCULAR EL GASTO DE DISEÑO

Los métodos que estudian el comportamiento o la magnitud de avenidas - extraordinarias en un cauce, los podemos dividir en 3 grandes grupos, - basando esta división en los fundamentos usados por los distintos investigadores.

Métodos y fórmulas empíricas, deducidas de la experimentación y medidas hechas en el terreno, con fundamentos puramente físicos, o sea las características de la cuenca en la cual realizarán sus ensayos.

Estos fueron los primeros métodos que trataron de estudiar la magnitud - de una avenida.

Puesto que con estos métodos no era posible encontrar o estimar la probabilidad de ocurrencia de determinado gasto, la investigación derivó - hacia el siguiente grupo.

Métodos Estadísticos. Estos métodos tienen sus bases teóricas e ignora las condiciones físicas de la cuenca. Están basados en la aplicación de distribuciones probabilísticas a series de registro de datos de escurrimiento.

Métodos con base a las características de la zona. Se basan en las propiedades fisiográficas de la zona en estudio, por lo tanto hay que conocer la pendiente del cauce, topografía, secciones trasversales del cauce, etc.

3.1 METODOS EMPIRICOS

Fórmula de Burckli - Ziegler. Esta fórmula fue desarrollada en Zurich y fue publicada en 1878; ha sido muy utilizada principalmente en el diseño de alcantarillados pluviales en cuencas urbanas pequeñas y se expresa:

$$Q = 0.022 C A i \left(\frac{S}{A}\right)^{0.25}$$

donde

Q = gasto máximo en m³/s

C = coeficiente de escurrimiento

A = área de la cuenca en Ha

i = intensidad de la lluvia en cm/hora

S = pendiente representativa de la cuenca en milésimos

Fórmula de Mc Matho. De estructura semejante a la anterior, esta fórmula fue propuesta en San Luis Mo. E.U.A. en el año 1887

$$Q = 0.092 C i A \left(\frac{S}{A}\right)^{0.20}$$

donde

Q = gasto máximo en M³/s

C = coeficiente de escurrimiento

i = intensidad de precipitación

A = área de la cuenca en Km²

S = pendiente del cauce principal en m/km

Esta fórmula es igual que la de Burckli - Ziegler y sus derivables son aplicables en cuencas de extensión reducida, los valores del -

coeficiente de escurrimiento "C" varía desde 0.20 en cuencas rurales hasta 0.75 en cuencas urbanas densamente construidas.

Fórmula Racional. Una de las fórmulas más antiguas y extensamente utilizadas es la llamada "FORMULA RACIONAL AMERICANA" de la cual - se han derivado la mayoría de los métodos empíricos existentes, se escribe:

$$Q = C i A$$

donde:

Q = gasto máximo instantáneo en m^3/s

C = coeficiente de escurrimiento que depende de las características físicas de la cuenca

i = es la intensidad máxima de precipitación en mm/hora

A = área de la cuenca en m^2

Para escribir la fórmula racional de una manera lógica y fácil de aplicar, es más conveniente expresar la intensidad de la precipitación en mm/hora y el área de la cuenca en km^2 .

Las modificaciones anteriores implican la introducción de un factor proveniente del cambio de unidades, que resulta igual a 0.2778, por lo que la fórmula queda:

$$Q = 0.2778 C i A$$

coeficiente de escurrimiento "C" varía desde 0.20 en cuencas rurales hasta 0.75 en cuencas urbanas densamente construidas.

Fórmula Racional. Una de las fórmulas más antiguas y extensamente utilizadas es la llamada "FORMULA RACIONAL AMERICANA" de la cual se han derivado la mayoría de los métodos empíricos existentes, se escribe:

$$Q = C i A$$

donde:

Q = gasto máximo instantáneo en m^3/s

C = coeficiente de escurrimiento que depende de las características físicas de la cuenca

i = es la intensidad máxima de precipitación en mm/hora

A = área de la cuenca en m^2

Para escribir la fórmula racional de una manera lógica y fácil de aplicar, es más conveniente expresar la intensidad de la precipitación en mm/hora y el área de la cuenca en km^2 .

Las modificaciones anteriores implican la introducción de un factor proveniente del cambio de unidades que resulta igual a 0.2778, por lo que la fórmula queda:

$$Q = 0.2778 C i A$$

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO "C"

Características del área de drenaje	Valores de "C"
Praios	
Suelo arenoso, plano, 2%	0.05 - 0.10
Suelo arenoso, medio, 2 - 7%	0.10 - 0.15
Suelo arenoso, inclinado, 7%	0.15 - 0.20
Suelo pesado, plano 2%	0.13 - 0.17
Suelo pesado, medio 2 - 7%	0.18 - 0.22
Suelo pesado, inclinado 7%	0.25 - 0.35
Zonas Comerciales	
áreas del centro	0.70 - 0.95
área de los alrededores	0.50 - 0.70
Zonas Residenciales	
casas solas	0.30 - 0.50
edificios separado	0.40 - 0.60
edificios juntos	0.60 - 0.75
suburbios	0.25 - 0.40
áreas de departamento	0.50 - 0.70
Zonas Industriales	
construcciones esparcidas	0.50 - 0.60
áreas densamente construidas	0.60 - 0.90
parques cementerios	0.10 - 0.25
campos deportivos	0.20 - 0.35
patios de ferrocarril	0.20 - 0.40
terrenos baldíos	0.10 - 0.30

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO "C"

Características del área de drenaje	Valores de "C"
Calles	
de asfalto	0.70 - 0.95
de concreto	0.80 - 0.95
de ladrillo	0.70 - 0.85
Calzadas y paseos	0.75 - 0.85
Techos	0.75 - 0.95

Fórmula modificada de Myers. Myers propuso una fórmula general - de estructura muy sencilla basada en el análisis de experiencias - tenidas en ríos de los E.U.A., que traducida al Sistema Métrico decimal es:

$$Q = 176 \sqrt{A}$$

donde

Q = gasto máximo en m³/s

A = área de la cuenca en Km²

Fórmula de Chamier. Se expresa como:

$$Q = 0.35 C R A^{3/4}$$

donde:

Q = gasto máximo en m³/s

C = depende de las características físicas de la cuenca cuyos valores aparecen a continuación

0.25 a 0.35	Terrenos planos, suelos arenosos o superficie cultivada
0.35 a 0.45	Potreros con pendientes pequeñas y suelos permeables
0.45 a 0.55	Regiones boscosas con pendientes medianas y suelos compactos o pedregosos
0.55 a 0.65	Zonas montañosas con afloramientos rocosos y suelos impermeables

Fórmula de Fuller. En base a los registros hidrométricos de - muchas corrientes de los E.U.A., Fuller derivó una expresión para

analizar la frecuencia del caudal al máximo diario.

$$Q = \bar{Q} (1 + 0.8 \log Tr)$$

donde:

Q = gasto diario máximo probable en m^3/s para un periodo de retorno Tr años y \bar{Q} es el gasto de pico de la avenida promedio anual en m^3/s .

La práctica ha demostrado que en general la fórmula proporciona resultados aceptables, cuando se dispone de registros históricos con su periodo mínimo de observación de 15 años.

Fórmula de Boston Society. La expresión para cálculo de gasto máximo es:

$$Q = 0.555 \frac{RA}{Tb}$$

donde:

Q =gasto mínimo en m^3/s

R = lámina media de escurrimiento en la cuenca. Los autores fijan empíricamente valores índice de R en función del periodo de retorno los cuales son:

75 mm Avenidas ocasionales (periodo de retorno entre 25 y 50 años)
150 mm Avenidas extraordinarias (periodo de retorno de 50 a 200 años).

A = superficie de la cuenca en Km^2

Tb = tiempo base del hidrograma de la avenida en horas, puede estimarse midiendo la base de su triángulo que representa el promedio de las máximas avenidas que se han presentado en la corriente.

Fórmula de Isz Rowski. Se expresa así:

$$Q = C m h A$$

donde:

Q = gasto máximo en m^3/s

C = coeficiente de escurrimiento

m = factor de reducción del área

h = lámina de precipitación media anual en m.

A = área de la cuenca en Km^2

VALORES DEL COEFICIENTE "C"

Condiciones fisiográficas de la cuenca	C
Terrenos pantanosos con suelo muy permeable	0.03
Planicies con vegetación exuberante y suelos permeables	0.04
Terrenos ondulados de permeabilidad media	0.08
Terrenos ondulados de baja permeabilidad	0.12
Macizo de alta montaña sin vegetación	0.30

VALORES DEL COEFICIENTE " M "

A(km ²)	m	A(km ²)	m
1	10	900	4.90
10	9.5	1000	4.70
50	7.95	2000	3.78
100	7.40	3000	3.45
150	7.10	4000	3.25
200	6.87	5000	3.13
250	6.70	10000	3.02
300	6.55	50000	2.52
400	6.22	100000	2.05
500	5.90	200000	1.35
600	5.60	250000	1.00
700	5.35		
800	5.12		

Método Racional de Gregory y Arnold. En 1932 Gregory y Arnold, desarrollaron en base a la fórmula racional un método para tomar en cuenta factores como forma y pendiente de la cuenca, la configuración del sistema hidrográfico y las características hidráulicas del cauce. La expresión general del método para valuar la intensidad de lluvia que interviene en la fórmula racional americana es la siguiente:

$$i = \frac{R \cdot T_r^x}{d^g}$$

donde:

i = intensidad de precipitación

R = coeficiente que despende de la localización geográfica

Tr = periodo de retorno de una lluvia de intensidad i y duración d

x, g = exponentes dependientes de la localización geográfica

d = duración de la precipitación igual al tiempo de concentración T_c que se expresa como sigue:

$$T_c = \frac{J^{1/y}}{(CAR)^g} Tr^{xg}$$

donde:

$g = \frac{1}{4-y}$: J es un factor de la cuenca igual al recíproco del producto PFS en que P es un factor de forma, F toma en cuenta las características hidráulicas del cauce y S la pendiente media del cauce principal.

El método ha sufrido múltiples modificaciones para adaptarlo a regiones de características hidrológicas diferentes, en 1941 la Comisión Nacional de Irrigación, publicó la expresión general del método ilustrado en ejemplos, tablas, gráficas, para facilitar su aplicabilidad a las condiciones locales, la expresión es la siguiente:

$$Q = 0.2086 (CAR_h FB)^{1.1429} + 0.5714 S^{0.2143}$$

donde:

Q = gasto máximo en m^3/s

C = coeficiente de escurrimiento

Rh = intensidad de la lluvia en cm/hora, correspondiente a una duración de lluvia en horas

H = duración de lluvia en horas

F = factor del cauce, toma en cuenta el ancho del fondo, tirante, taludes laterales y rugosidad definida en base a los estudios de Gouguillet y Kutler

B = se define como P/L siendo P el factor de forma de la cuenca y L la distancia máxima que corre el agua en m

S = pendiente media del cauce en m/km, este método a pesar de su laboriosidad ha sido y aún hoy en día es profusamente utilizado en nuestro país. La Subdirección de Hidrología de la SARH, emplea frecuentemente este criterio para predecir avenidas máximas, pues el método con las modificaciones y adaptaciones realizadas en esa dependencia, proporciona no sólo el valor del gasto máximo, sino también la forma del hidrograma.

METODO DE GREGORY Y ARNOLD

VALORES DEL FACTOR F

PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCLINADAS

Talud	Ancho del fondo por la altura	Coeficiente de rugosidad de Kutter				
		0.011	0.015	0.020	0.030	0.100
0.5:1	Forma en V	7.31	6.40	5.72	5.00	3.19
	1 por 1	7.64	6.68	5.99	5.23	3.34
	2 por 1	7.61	6.66	5.96	5.20	3.33
	4 por 1	7.45	6.52	5.83	5.09	3.26
	8 por 1	7.12	6.23	5.58	4.87	3.11
	16 por 1	6.68	5.85	5.24	4.57	2.92
	30 por 1	6.23	5.50	4.91	4.29	2.75
	100 por 1	5.45	4.77	4.25	3.72	2.38
1:1	Forma en V	7.51	6.38	5.87	5.13	3.28
	1 por 1	7.60	6.64	5.95	5.19	3.32
	2 por 1	7.54	6.60	5.90	5.15	3.30
	4 por 1	7.37	6.45	5.76	5.04	3.22
	8 por 1	7.07	6.17	5.53	4.83	3.08
	16 por 1	6.68	5.83	5.23	4.55	2.91
	30 por 1	6.25	5.47	4.89	4.27	2.72
	100 por 1	5.45	4.76	4.25	3.73	2.38
2:1	Forma en V	7.31	6.40	5.72	5.00	3.19
	1 por 1	7.31	6.40	5.72	5.00	3.19
	2 por 1	7.27	6.36	5.70	4.97	3.18
	4 por 1	7.14	6.25	5.59	4.88	3.12
	8 por 1	6.90	6.05	5.40	4.71	3.03
	16 por 1	6.58	5.75	5.14	4.49	2.88
	30 por 1	6.20	5.41	4.85	4.23	2.70
	100 por 1	5.42	4.75	4.24	3.70	2.37
3:1	Forma en V	7.04	6.17	5.51	4.83	3.08
	1 por 1	7.04	6.17	5.51	4.83	3.08
	2 por 1	7.01	6.14	5.49	4.79	3.06
	4 por 1	6.95	6.07	5.42	4.74	3.03
	8 por 1	6.75	5.90	5.28	4.61	2.96
	16 por 1	6.49	5.67	5.07	4.43	2.83
	30 por 1	6.14	5.38	4.81	4.20	2.68
	100 por 1	5.40	4.72	4.22	3.69	2.36

3.2 METODOS ESTADISTICOS

Método de Hazen - Fuller - Foster.

Este método tal como se aplica en la actualidad es la síntesis de los propuestos por Hazen y Foster. Ambos métodos en su desarrollo original utiliza parámetros estadísticos similares, sin embargo la diferencia entre ellos estriba en la función de distribución de probabilidades supuesta, ya que mientras Hazen, basado en estudios de Fuller, propone una distribución logarítmica normal, Foster considera distribuciones normal, (caso particular Pearson tipo I) y del tipo III de Pearson. El método cumple con la expresión deducida por Chow, que se escribe:

$$Q_{\max} = \bar{Q} + K S_Q$$

donde:

Q_{\max} = es el gasto máximo probable en m^3/s

\bar{Q} = es el gasto medio observado en m^3/s

K = coeficiente de frecuencia

S_Q = desviación stander de los gastos observados en m^3/s

Los valores de \bar{Q} y S_Q se calculan directamente de los gastos del registro el factor de frecuencia K se obtiene de tablas en función del periodo de retorno y del coeficiente de asimetría ajustado que puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$C_{Sa} = \left(1 + \frac{r}{n} \right) C_s$$

donde:

C_{Sa} = coeficiente de asimetría ajustado

r = coeficiente que toma los siguientes valores

$$r = 8.5 \text{ cuando } C_{Sa} = 2 C_v$$

$$r = 6.0 \text{ cuando } C_{Sa} = 2 C_v$$

siendo C_v el coeficiente de variación, es decir el coeficiente de desviación standar entre la media de la muestra.

n = número de daños en observación

C_s = coeficiente de asimetría y se calcula:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1 \right]^3}{(N - 1) C_v^3}$$

Cuando el valor del coeficiente de asimetría ajustado es mayor que el doble del coeficiente de variación C_v para hallar el valor de K debe utilizarse la tabla anexa (A - 1), que contiene valores de la distribución Pearson tipo I, cuando C_{Sa} , $2C_v$ se utiliza la tabla también anexa (A - 2) del apéndice que proporciona los valores del coeficiente de frecuencia de acuerdo con una función de distribución del tipo III de Pearson, la tabla (A-3) proporciona los valores del factor de la curva logarítmica desviada de Hazen y es aplicable cualquiera que sea el valor de C_{Sa} calculando con $r=8.3$ a partir de la ecuación.

Método de Lebedev.

Para este método el gasto máximo se obtiene de la siguiente forma:

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q$$

donde:

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (K C_v + 1) \quad \text{y} \quad \Delta Q = \frac{A}{\sqrt{N}} \frac{E_r Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}}$$

donde:

A = coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuanto más años de registro haya, - menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7

El coeficiente de asimetría de C_s , se calcula:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^3}{N C_v^3}$$

Por otra parte, recomienda tomar los valores siguientes:

$$C_s = 2 C_v \quad \text{para avenidas producidas por deshielo}$$

$$C_s = 3 C_v \quad \text{para avenidas producidas por tormentas.}$$

$$C_s = 5 C_v \quad \text{para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.}$$

Entre estos valores y el que se obtiene del coeficiente de asimetría, se escoge el mayor.

El coeficiente de variación C_v , se obtiene de la siguiente forma:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^2}{N}}$$

donde:

E_r = coeficiente que depende de los valores de C_v y de la probabilidad P , que se expresa $P = 1 - (1-q)^n$, donde $q = \frac{1}{Tr}$.

donde:

n = vida útil de la obra, en años

p = probabilidad de que ocurra esa avenida o una mayor durante la vida útil de la obra

q = probabilidad de que ocurra la avenida en un año en particular.

Tr = periodo de retorno de la avenida en años.

También esta probabilidad se encuentra en la gráfica (A - 4).

K = coeficiente que depende de la probabilidad p expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría C_s , fig. 2

N = años de observación

- Q = intervalo de confianza, en m^3/s
 Q_d = gasto total de diseño
 Q_i = gastos máximos observados, en m^3/s
 Q_m = gasto medio, en m^3/s , el cual se obtiene de

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N}$$

$Q_{m\acute{a}x}$ = gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m^3/s

Método del Water Resources Council, del Gobierno de los EUA.

El Comité Hidrológico del W.C.R. propuso en 1967 un método tendiente a uniformizar las técnicas existentes para la determinación de la magnitud y la frecuencia de las avenidas. El método considera también una función de distribución del tipo III de Pearson, sin embargo a diferencia de los métodos de Foster y Lebediev obtenidos directamente del registro de caudales máximos anuales, este criterio propone calcular los parámetros estadísticos correspondientes, a partir de los logaritmos decimales de los caudales máximos registrados. Debido a esta transformación a este método se le conoce también como " Método Log-Pearson tipo III "

La secuela que propone el comité para una aplicación concreta del método se describe a continuación:

- 1.- Transformar el registro de caudales máximos en un registro donde aparezcan los logaritmos decimales de dichos caudales.

- 2.- Calcular la media aritmética de los logaritmos (\bar{X}).
- 3.- Obtener la desviación standar de los logaritmos (S_x)
- 4.- Calcular el coeficiente de asimetría (C_s) mediante la siguiente fórmula:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n [X - \bar{X}]^3}{(n-1)(n-2) S_x^3}$$

donde:

X_i = es el logaritmo decimal del máximo caudal registrado en el año del 1, y n es la extensión en años del registro analizado.

- 5.- Calcular el logaritmo del gasto máximo de descarga para el periodo de retorno o probabilidad de ocurrencia seleccionados mediante la expresión

$$\text{Log } Q_{\text{máx}} = \bar{X} + K S_x$$

donde:

$Q_{\text{máx}}$ = es el gasto máximo probable y K es el coeficiente de Pearson cuyo valor depende del coeficiente de asimetría C_s y de la probabilidad seleccionada, puede obtenerse a partir de tablas como en (A - 5) en el apéndice que se encuentra anexo.

- 6.- Encontrar, finalmente el valor del gasto máximo probable, tomando el antilogaritmo correspondiente.

Método de Gumbel.

Es un método estadístico que se basa en considerar el gasto máximo anual como una variable aleatoria, que tiene cierta distribución. Con este método conocemos el gasto máximo para un periodo de retorno considerado.

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\gamma_N} \left[\bar{Y}_N - \log_e Tr \right]$$

$$\text{siendo, } \sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$$

donde:

N = número de años de registro

Q_i = gastos máximos anuales registrados, en m^3/s

Q_m = gasto medio, en m^3/s

$Q_{\text{máx}}$ = gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3/s

Tr = periodo de retorno

γ_N, \bar{Y}_N = constante en función de N , tabla (A - 6)

σ_Q = desviación standar de los gastos

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar $Q_{\text{máx}}$ dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente;

Si $\phi = 1 - 1/Tr$ varia entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula.

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \alpha \sigma_Q} \frac{\sigma_Q}{\gamma_N \sqrt{N}}$$

donde:

N = número de años de registro

$\sqrt{N} \alpha \tau_m$ = constante función de ϕ , tabla (A - 6)

τ_N = constante función de N , tabla (A - 6)

τ_Q = desviación standar de los gastos

Si ϕ es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \tau_Q}{\tau_N}$$

La zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde Q es proporcional al calculado con las expresiones ΔQ dependiendo del valor de ϕ .

El gasto máximo de diseño para un cierto periodo de retorno será igual al gasto máximo calculado con Q_{\max} , más o menos el intervalo de confianza de ΔQ .

Método de Nash.

Es otro método estadístico que calcula el gasto para un determinado periodo de retorno.

$$Q_{\max} = a + C \log \log \frac{T_r}{T_r - 1}$$

donde :

a, c = constantes función del registro de gastos máximos anuales

$Q_{\text{máx}}$ = gasto máximo para un periodo de retorno determinado, -
 en m^3/s

Tr = periodo de retorno, $Tr = \frac{n}{p}$

donde:

n = años de vida útil de la obra

p = probabilidad de que ocurra la avenida

Las constantes a y c se valúan de los registros de la forma siguiente

$$a = Q_m - c X_m$$

y

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - N X_m^2}$$

siendo:

$$X_i = \log \log \frac{Tr}{Tr-1}$$

donde:

N = número de años de registro

Q_i = gastos máximos anuales registrados en m^3/s

Q_m = gasto medio, en m^3/s

X_i = constante para cada gasto Q registrado, en función de su periodo de retorno correspondiente:

$$X_m = \sum_{i=1}^n X_i / N, \text{ valor medio de las } X$$

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i , se ordena estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i , al Q_i máximo le corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor del periodo de retorno para cada Q_i se calculará como:

$$Tr = \frac{N + 1}{m_i}$$

Finalmente el valor de cada X_i se obtiene sustituyendo el valor de Tr en X_i .

El intervalo dentro del cual puede variar $Q_{máx}$, se obtiene como:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2 (N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left[S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right]}$$

siendo:

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i)$$

Se ve que ΔQ solo varía con X_i , lo cual se calcula este X_i , sustituyendo el periodo de retorno para el cual se calculó el $Q_{máx}$.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado periodo de retorno será igual al $Q_{máx}$ más o menos el intervalo de confianza calculado.

Método de la Precipitación Máxima Probable.

Para la aplicación de este método es necesario conocer las características y limitaciones de la precipitación, las que son clasificadas como siguen:

- a).- Límite de la concentración de la humedad en el aire que se encuentra soplando en el espacio arriba de la cuenca.
- b).- Límite en la tracción del vapor de agua precipitable afluentes a la cuenca.
- c).- Límite en la cantidad de aire húmedo que el viento transportará a la cuenca.

La definición de la precipitación máxima probable es la mayor altura teórica de precipitación para una duración dada que es físicamente sobre una cuenca, y en cierto tiempo del año. La aplicación de este tipo de clima en el que se encuentre la cuenca en estudio, así los siguientes pasos son standar para todo tipo de cuenca, excepto para las limitadas dentro de climas tropicales o en regiones montañosas, ya que las variables de los factores climatológicos en estas áreas no puede determinar como los demás.

- a).- Maximizar las alturas de precipitación de tormentas intensas en función de la unidad del aire.
- b).- Estas alturas son multiplicadas por una relación correctiva igual al cociente entre la precipitación correspondiente a los puntos de condensación observados en las áreas vecinas a la cuenca en estudio.
- c).- Estos valores ya recogidos, son las probables alturas, de precipitación en la cuenca, los que deben ser del orden esperado.

d).- Este procedimiento, aplicado para distintas duraciones y diferentes áreas, nos permite determinar valores envolventes mediante la construcción de gráficas de altura de precipitación área y altura de precipitación-duración con los valores máximos corregidos ya encontrados.

Existe por otra parte el método estadístico de la precipitación máxima probable en la que Hershfield propone mediante la ecuación general de frecuencia dada por Chow, encontrar la precipitación máxima.

$$X \text{ máx} = \bar{X} + K S_n$$

donde:

$X \text{ máx}$ = precipitación máxima probable

\bar{X} = media de la serie de datos disponibles

S_n = desviación standar de la serie de datos

K = constante que se determinó empíricamente

Hershfield estudiando extensamente el problema de sitios donde la precipitación máxima probable es conocida, obtuvo el valor máximo de $K=15$, cifra que es recomendada en la aplicación de este método.

Con el área de la cuenca A y $X_{\text{máx}}$, se obtiene el gasto máximo de diseño probable Q en m^3/s . $Q = AX_{\text{máx}}$.

Métodos basados en Hidrograma Unitario.

Método del Hidrograma Unitario es de los métodos que requiere mayor cantidad de datos. Si bien necesita tener registros continuos de escurrimiento y de precipitación de la cuenca en estudio, permite conocer tanto el hidrograma de la avenida como su gasto máximo. Para aplicar este método se requiere procesar los datos de lluvia y escurrimiento de la siguiente forma:

Cálculo de curvas de intensidad-duración-frecuencia para la cuenca en estudio.

Determinación del coeficiente de infiltración para cada avenida registrada y trazo de una gráfica de variación de capacidad de infiltración respecto al tiempo en el que se presentó dicha avenida.

Obtención de hidrogramas unitarios para diferentes duraciones de lluvia en exceso.

Una vez procesados los datos de acuerdo con los pasos anteriores para aplicar el método se hace lo siguiente:

- a).- Se escoge el periodo de retorno de la tormenta de diseño.
- b).- Se supone una duración de tormenta.
- c).- Con el periodo escogido en a) y la duración supuesta en b), se calcula la altura de precipitación con base en las curvas de intensidad-duración-frecuencia de la cuenca en estudio.
- d).- Se calcula el hidrograma de la tormenta para la altura de precipitación obtenida en c).
- e).- Con el hidrograma deducido en el paso anterior y escogiendo el valor del coeficiente de infiltración más desfavorable, se calcula la altura de la lluvia en exceso y la duración de la tormenta.

f).- Conocida la duración de lluvia en exceso se ve a que hidrograma unitario de los procesados corresponde.

Escogido el hidrograma unitario, como se conoce la altura de la lluvia en exceso del paso anterior, se podrá determinar la avenida, multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la altura de la lluvia.

La avenida así deducida corresponde a una tormenta cuya duración se supuso en b). Si no se tiene conocimiento de la duración de la tormenta más desfavorable, se puede repetir el proceso a partir de b), suponiendo diversas duraciones de tormenta, hasta obtener la avenida más desfavorable.

Método del Hidrograma Unitario Sintético.

Este método es utilizado cuando se conocen las características fisiográficas de la cuenca y las precipitaciones de la lluvia, para cualquier tamaño de cuenca, por lo cual se pueden determinar las avenidas máximas probables de diseño para determinados periodos de retorno. Para hallar el gasto máximo de una avenida en un cierto periodo de retorno es:

$$Q_{\text{máx}} = p_e (tr, T) Q_{PE}(Tr, T)$$

donde:

p_e = altura de la lluvia de la cuenca en la estación en estudio.

$p_e(Tr, T)$ = precipitación efectiva para un tr y una duración efectiva de T

QPE = constante que depende de las características fisiográficas de la cuenca.

$$QPE(T_r, T) = q_p \frac{T_p}{TPE} A$$

donde:

A = área de la cuenca en Km²

TP = tiempo de retraso

$$TP = Ct(0.3861 \frac{L_c}{\sqrt{S}} + 0.38)$$

donde:

Ct = constante que está en función del tipo de suelo

L = Longitud del cauce principal en Km

Lc = Distancia del punto de estudio, en el cauce hasta la estación de aforo, en Km

S = Pendiente media del cauce en %

Tabla para hallar Ct

Suelo	C't
Suelo montañoso	1.2
Terreno medio	0.75
Planicie	0.32

Para hallar el valor de $q_p = 6.99 \frac{C_p}{T_p}$

en México $C_p = 2.0$

para hallar TPE: $TPE = T_p + 0.25 (TE - Te)$

donde: TE = duración efectiva de la lluvia en horas

$$Te = \frac{T_p}{5.5}$$

Método del Hidrograma Unitario Triangular.

Este criterio supone que el hidrograma producido por una tormenta es un triángulo cuyo vértice superior es el gasto máximo y cuya base corresponde al tiempo que dura el escurrimiento. Este se calcula como el volumen ocasionado por una altura de lluvia distribuida uniformemente en toda el área de la cuenca. Lo importante de este criterio es saber cuanto dura el tiempo base del hidrograma en estudio, ya que el área de este hidrograma representa el volumen de escurrimiento; para un volumen constante, con diferentes tiempos bases, se presentarán distintos gastos máximos.

Método de Ven Te Chow.

Este método fué deducido basándose en el concepto de hidrogramas unitarios e hidrogramas unitarios sintéticos; el desarrollo es el siguiente:

El gasto del pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso por el gasto de pico de un hidrograma unitario, o sea:

$$Q_m = q_m p_e$$

Q_m = gasto del pico del escurrimiento directo

q_m = gasto del pico del hidrograma unitario, en m^3/s por cm de escurrimiento directo, para una duración d horas de lluvia en exceso.

pe = lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración dada de d horas, en cm, considerando una lluvia en exceso igual a un cm por d horas y un área drenada de A Km², el equilibrio del escurrimiento será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario qm a 2.78 A/d se define como factor de reducción del pico z

$$z = \frac{q_m d}{2.78 A}$$

por lo que

$$q_m = \frac{2.78 A z}{d}$$

sustituyendo qm en Qm

$$Q_m = \frac{2.78 A z P_e}{d}$$

El factor 2.78 Pe/d puede remplazarse por el producto de dos factores X y Y. X es el factor de escurrimiento expresado por

$$X = \frac{P_{eb}}{d}$$

El factor climático es Y considerando que pe/peb = P/pb, este factor se puede representar por

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b}$$

P = lluvia en la zona de estudio para una duración d , en cm.

P_b = lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración d ,
en cm.

P_{eb} = lluvia en exceso en la estación base para una duración dada d
en cm.

Por lo tanto Q_m se puede escribir

$$Q_m = A X Y Z$$

Si el gasto base en el tiempo del gasto pico es Q_b , entonces el
diseño es

$$Q_d = Q_b + Q_m$$

Los factores que afectan el escurrimiento, considerados en este método pueden dividirse en dos grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual consiste principalmente en el uso de la tierra, condición de la superficie, tipo de suelo, y la cantidad y duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del hidrograma unitario.

Existe cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación

entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso. Esto es la base para establecer Q_m

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo, se tiene el número de escurrimiento, N . Este número N es un coeficiente de peso del escurrimiento directo, y es función del uso del suelo y de las características de este.

Los suelos se clasifican, según afecten las características del material en su escurrimiento.

Tipo A. (Eskurrimiento mínimo).

Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias y mezcla de ambas

Tipo B. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, - mezclas de arena y limo.

Tipo C. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.

Tipo D. (Eskurrimiento máximo).

Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco - profundos con subhorizontes, casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla (A - 7) se podrá conocer el valor de N .

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso p_e , puede calcularse para un tirante de lluvia dada, p , a partir del anexo fig. 2 o bien por la ecuación.

$$pe = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{\left(P + \frac{2032}{N} - 20.32 \right)}$$

Para calcular el valor de X, se requiere conocer la precipitación en exceso de la estación base, pe_b . Para conocer pe_b , se usa pe , - o el anexo, fig. 3, basándose en la lluvia registrada en la estación base durante la tormenta de t horas, P_b . La estación base es - donde se conoce la distribución de la lluvia respecto al tiempo, o sea donde se tiene un pluviógrafo.

Para determinar P_b , se deberán conocer las curvas intensidad de - lluvia-duración de la tormenta-periodo de retorno, o sea se requiere de un análisis climático de los registros. Se puede calcular - para cada periodo de retorno una gráfica que ligue al tiempo de la tormenta y al factor X con base en el número de escurrimiento N, - haciendo el cálculo más directo. El factor climático Y trata de tomar en cuenta, por una parte la forma como se distribuye el escurrimiento y por otra parte el hecho de que el sitio donde valuar el gasto está alejado de la estación base. Sirve para transportar la tormenta.

La liga entre la estación base y la zona en estudio se debe hacer - tomando en cuenta las condiciones más desfavorables. Para tomar - en cuenta la variación de P_b a p, o sea lo que llueve en la esta - ción base a lo que llueve en la zona de estudio, Chow emplea un - plano de isoyetas de precipitaciones diarias con periodo de retorno de 50 años.

En última instancia, se puede hacer la liga con base en alturas de lluvia producto de la tormenta más favorable registrada.

El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_p . dicho tiempo t_p . se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. Por otra parte el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la lluvia. Chow encontró para su zona en estudio que el tiempo de retorno se podía representar como:

$$t_p = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

donde:

L = longitud del cauce principal en m.

S = pendiente media del cauce en %

La cual aparece en la gráfica (fig. 4). Conocido el valor de t_p de la cuenca en estudio para cada duración de tormenta, se puede calcular Z . La relación d/t_p con Z obtenida por Chow se muestra en la figura 5.

Método de I-Pai Wu.

El método de I-Pai Wu se basa en el método lineal propuesto por Nash para obtener hidrográficas unitarios instantáneos. El método de Nash asimila una cuenca a un sistema de n recipientes lineales iguales, con el mismo coeficiente de almacenaje, K , colocados en serie. Considera que:

- a) para un recipiente lineal, el almacenaje, V , está relacionado con el gasto Q , mediante la expresión

$$V = K Q$$

- b) para una entrada instantánea, el gasto que sale de un recipiente lineal es

$$Q = \frac{2.78 V}{K} e^{-t/k}$$

Para un número n de recipientes lineales en serie con el mismo coeficiente de almacenaje, el gasto que sale es

$$Q = \frac{2.78 V}{K} \frac{(t/k)^{n-1} e^{-t/k}}{\Gamma(n)}$$

donde:

$\Gamma(n)$ = función gamma con argumento n

t = tiempo en que ocurre el gasto Q , en horas

K = coeficiente de almacenaje de un recipiente lineal en horas.

El hidrograma instantáneo queda así definido por una expresión que contiene un solo término con dos parámetros, n y k que determinan la forma del mismo. En las expresiones anteriores, el almacenaje, V , para una cuenca real se expresa

$$V = Pe A$$

De la expresión de Q , si se toma su primera derivada respecto al tiempo y se iguala a cero, se calcula el tiempo para el cual ocurre el gasto máximo, este se denomina tiempo pico y es

$$t_m = (n-1) k$$

Tomando en cuenta las expresiones de V y t_m , la expresión Q puede escribirse

$$\frac{Q t_m}{A p e} = \frac{2.78 (n-1) R^{n-1} e^{-R}}{\Gamma (n)}$$

donde:

$$R = \frac{t}{K} = \frac{t}{t_m} (n-1)$$

n = número de recipientes lineales; argumento de la función gamma

La expresión $\frac{Q t_m}{A p e}$ es la fórmula general para los hidrogramas instantáneos empleada en este método.

Si recordamos que para $t = t_m$, $Q = Q_m$, la expresión mencionada puede escribirse tomando en cuenta lo anterior, como

$$\frac{Q_m t_m}{A p e} = 2.78 f(n, t_m)$$

donde:

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1) R^{n-1} e^{-R}}{T(n)}$$

pero de acuerdo con la ecuación de R

$$R = \frac{t_m}{t_m} (n-1) = n-1$$

y entonces

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{T(n)}$$

finalmente de la expresión mencionada se obtiene la expresión para calcular el gasto máximo.

$$Q_m = \frac{2.78 A p e}{t_m} f(n, t_m)$$

El valor de n se puede correlacionar con la curva de recesión de los hidrogramas de las cuencas. Por lo tanto el valor de n se puede determinar de la curva de recesión y, recíprocamente, la curva de recesión puede determinarse del valor de n .

La curva de recesión del hidrograma se inicia desde el punto en que la entrada superficial al cauce cesa y el flujo se deriva total

mente del agua almacenada en el mismo. Si se considera una relación respecto al gasto que sale, la curva de recesión puede dibujarse como una línea recta en un papel semilogarítmico. El coeficiente de almacenaje K , puede determinarse como

$$K1 = \frac{t_1 - t_0}{\ln \frac{Q_0}{Q_1}}$$

donde:

Q_0 = gasto sobre la curva de recesión en el tiempo t_0 ,
en m^3/seg

Q_1 = gasto sobre la curva de recesión en el tiempo t_1 ,
en m^3/seg

La curva de recesión de un hidrograma adimensional puede expresarse.

$$\frac{K1}{t_m} = \frac{\frac{t_1 - t_0}{t_m}}{\ln \frac{Q_0/Q_m}{Q_1/Q_m}}$$

Tomando en cuenta la expresión que define el gasto para cualquier tiempo $\left(\frac{Q}{A pe} t_m\right)$ y combinándola con la ecuación anterior se obtiene.

$$\frac{K1}{t_m} = \frac{1}{n - 1} \frac{\log \frac{t_0}{t_1}}{\log \frac{Q_0}{Q_1}}$$

La ecuación anterior puede usarse para calcular el valor de n . Efectuando una solución gráfica de la ecuación anterior, como se muestra en la figura 6, se elimina la necesidad de conocer los gastos Q_0 , Q_1 en los tiempos t_0 y t_1 , respectivamente. En otras palabras, conociendo K_1/t_m se podrá encontrar n , usando la gráfica (fig. 6).

Como K_1 y t_m son funciones de la forma de los hidrogramas de una cuenca, y a su vez el hidrograma representa las características intrínsecas de la misma, se puede pensar en relacionar estos valores con dichas características.

I-Pai Wu hizo una serie de correlaciones tratando de ver cuáles eran los parámetros de la cuenca que más influían en la variación de K_1 y t_m , y llegó a la conclusión de que solo era necesario incluir el área de la cuenca, A , la longitud del cauce principal L y la pendiente de este S .

Encontró que

$$t_m = 4660 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668}$$

y

$$K_1 = 19300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473}$$

donde S se puede calcular por tramos, aplicando la fórmula

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

El hidrograma instantáneo adimensional se define como una gráfica cuya ordenada es Q/Q_m y cuya abcisa es t/t_m .

Tomando en cuenta las expresiones que definen a $\frac{Q}{Q_m} = \frac{t}{t_m}$ y $\frac{Q_m}{A Pe} = \frac{t_m}{A Pe}$

se llega

$$\frac{Q}{Q_m} = \left[\frac{t}{t_m} \right]^{n-1} \left[e^{-(n-1)} \right] \left(\frac{t}{t_m} - 1 \right)$$

que relaciona a Q/Q_m con t/t_m para cualquier valor de n .

Esta expresión se encuentra en forma de gráfica en la figura 7.

3.3 METODO CON BASE A LAS CARACTERISTICAS DE LA ZONA.

Este método se basa a partir de las características fisiográficas de la cuenca, partiendo de las siguientes hipótesis.

- a).- La precipitación en exceso es proporcional a la precipitación total.
- b).- Una avenida con un cierto periodo de retorno será producida por una lluvia del mismo periodo.
- c).- La duración de la tormenta es igual al tiempo del pico del hidrograma de escurrimiento.
- d).- La relación del volumen almacenado en la cuenca al tiempo de escurrimiento, es lineal. Con estos precedentes, para la zona en estudio se llegó a una ecuación para deducir el gasto máximo.

$$Q = \frac{30 A (Tr)^{.30}}{\left[\frac{L}{S^{1/2}} \right]^{0.39}}$$

donde:

A = área de la cuenca en Km²

L = longitud del cauce principal en m

Q = gasto máximo en m³/s

S = pendiente promedio del cauce en %

Tr = periodo de retorno en años

Método por Sección y Pendiente.

Para determinar el gasto de avenida, se procede de la siguiente forma:

Se hará un levantamiento topográfico de un tramo recto y uniforme del cauce, libre de árboles y construcciones.

El levantamiento consiste en los siguientes puntos:

- a).- Establecimiento de puntos de centro.- Una vez elegido el tramo del cauce, fijarán los puntos de apoyo por medio de una poligonal abierta, corrida con tránsito por una de las márgenes.
- b).- Levantamiento de las secciones transversales con apoyo en los puntos de control que serán 6; se levantarán 6 secciones transversales, después se irán tomando los niveles correspondientes a máximas agua y aguas hora-normales en cada una de las márgenes.

- c).- Levantamiento de las huellas de máximas aguas en ambos márgenes, se llevará a cabo una poligonal para cada margen, siguiendo las huellas de máximas aguas que haya dejado el paso de la avenida. Estas poligonales se ligarán con la poligonal principal.
- d).- Inspección del cauce, para fijar los diferentes valores del coeficiente de rugosidad, se fijarán los valores del coeficiente de rugosidad a lo largo de cada sección, dividiendo estas en áreas parciales limitadas.

Se elaborará el plano correspondiente a este levantamiento, el cual deberá contener lo siguiente:

- a).- Croquis de localización del sitio.
- b).- Planta del sitio estudiado en el que deberá aparecer las poligonales levantadas y las líneas correspondientes a las secciones transversales.
- c).- Perfil en donde aparezcan, las huellas máximas aguas en cada uno de los márgenes, así como el perfil del fondo del cauce.
- d).- Dibujo de las 6 secciones transversales, indicando en cada una de ellas el nivel de aguas máximas y normales. Se limitarán por medio de líneas verticales las áreas afectadas, por los distintos valores del coeficiente de rugosidad adoptados.
- e).- El gasto máximo, determinado y todos los datos complementarios que se estimen de interés para la determinación indirecta del gasto máximo escurrido.

En base al levantamiento topográfico para tramos de cauce, se aplicará la fórmula de Manning para conocer la velocidad de cada una

de las secciones.

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

donde:

V = velocidad en la sección en m/seg

$$R_h = \text{radio hidráulico} = \frac{A}{P}$$

A = área hidráulica en m²

P = perímetro mojado en m

S = pendiente por m

n = coeficiente de rugosidad

Con los datos de niveles de máximas aguas en las dos márgenes se dibujarán puntas sobre su perfil, trazándose la línea de pendiente en la cual se conocerá "S", conocida la velocidad en cada una de las secciones aplicándole el coeficiente de rugosidad "n", se de terminará el gasto en cada sección mediante la fórmula.

$$Q = AV$$

El valor del gasto de avenida máxima será igual al promedio de los gastos obtenidos en las secciones consideradas.

Este gasto obtenido se puede incrementar en un porcentaje conserva dor del orden del 1.3 para obtener el valor de la avenida máxima probable.

VALORES DE LA RUGOSIDAD "n"

Corriente limpia y rectas	0.030
Corriente con hierba y rectas	0.035
Corriente sinuosa y limpia	0.040
Corriente con S menos eficiente	0.050
Corriente con secciones pedregosas	0.055
Cauce enhierbado y con charcos	0.070

Método de Nash - Shaw

Este método se basa a partir de las características de media y -
 variancia de registros de gastos máximos anuales, tiene la ventaja
 de que tales características se pueden deducir, para cuencas que no
 se dispone de datos de escurrimiento, mediante el uso de datos fi-
 siográficos de esta.

Nash y Shaw, dedujeron dos grupos de ecuaciones para calcular la -
 media y la variancia de los registros de gastos máximos anuales.

El primer grupo se basa en la lluvia media anual y en el área. -

Nash y Shaw dedujeron una ecuación general para los dos grupos, que
 relaciona a la media con la variancia, esta es:

$$V_y = 100 \frac{Y}{\bar{Y}}$$

Las ecuaciones del primer grupo son

$$\bar{Y} = 14.61 \times 10^{-6} A^{0.85} R^{2.2}$$

$$V_y = 348.21 R^{-0.5}$$

Las ecuaciones del segundo grupo son:

$$\bar{Y} = 0.0103 A^{0.75} Sc$$

$$V_y = 100.11 Sc^{-0.25}$$

donde:

A = área de la cuenca en m²

R = lluvia media anual en cm

Sc = pendiente de la cuenca en %

\bar{Y} = media de los gastos máximos anuales en m³/s

V_y = variancia de los gastos máximos anuales en m³/s

V_y = ecuación general para los dos grupos

Conociendo los valores de \bar{Y} y V_y se puede conocer el gasto -
máximo para un determinado periodo de retorno (Tr)

$$Q_1 = \bar{Y} + 4.582 V_y$$

Se puede ajustar las ecuaciones de Nash y Shaw de acuerdo con la -
pendiente de la cuenca.

Para las características de los registros de gastos máximos anuales
en la zona de estudio, se vio que.

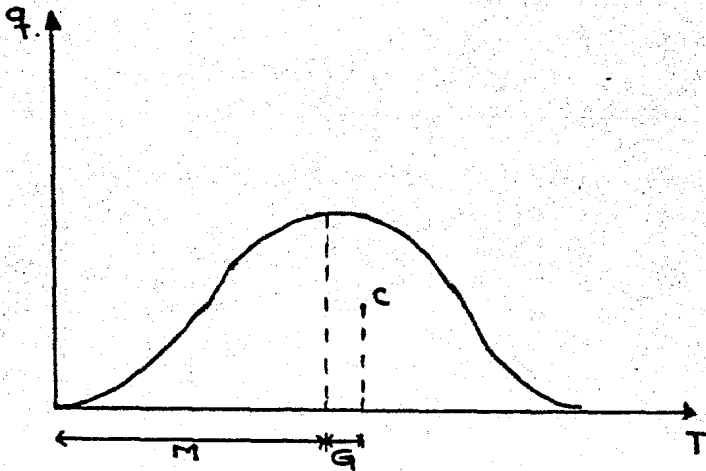
$$\bar{Y} = 0.000016 A^{0.75} Sc^{1.81}$$

$$V_y = 0.000014 A^{0.75} Sc^{1.81}$$

Método de Seshappa, Rao, Assenso, Horp.

Este método propuesto para cuencas pequeñas mayores de 13 Km^2 tiene la ventaja que además de conocer el gasto máximo, podemos determinar el hidrograma, suponiendo que la forma es la de una función - Pearson III, calculando sus parámetros. Estos a su vez están directamente relacionados con las características fisiográficas de la cuenca tales como topográficas, tipo de suelo y vegetación. - Para evaluar estos parámetros, se presentan las ecuaciones obtenidas de un análisis de regresión con datos empíricos, una vez terminados estos parámetros, conocemos la forma del hidrograma y su - gasto máximo.

Usando la función Pearson III tenemos



$$qt = qp e^{-t/g} (1 + t/m)^{m/g}$$

donde:

qt = gasto

m = tiempo de pico

qp = gasto máximo

c = centro de gravedad

g = diferencia de tiempo entre pq y c

Determinación del gasto máximo qp.

$$q_p = -.5217 + .7466 R_{30} - .00302 L_c + .00092 L$$

donde:

qp = avenida máxima en m/s

Lc = longitud del punto en estudio del centro del área
drenada en m

L = longitud del cauce principal en m

R30 = intensidad de precipitación promedio para 30 minutos
de lluvia consecutiva en cm/hora

Esta fórmula expresa el gasto unitario en m/seg, que multiplicada por el área de la cuenca, es igual a la avenida máxima esperada en m³/seg. (Q máx = qp A).

CAPITULO IV

CALCULOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS, PARA CONTROLAR LAS INUNDACIONES EN EL RIO MADRASTRA, EN ARANDAS, JAL.

Los estudios preliminares básicos para el proyecto fueron los siguientes:

4.1 Levantamientos topográficos y determinación del comportamiento hidráulico del cauce.

Los trabajos consistieron en : Poligonales de apoyo, secciones transversales (determinando los puntos de máxima inundación), planta topográfica, y la nivelación de fondo del cauce, secciones transversales en los puentes y determinación de características topográficas de los ríos que contribuyeron al escurrimiento, con la finalidad de obtener el gasto máximo extraordinario.

La cuenca de drenaje del Río Madrastra está formada por el propio colector principal y sus afluentes, Arroyo "Junco" y "Mexiquito", (fig. 8). Determinándose físicamente en el terreno el tramo del río lo más uniforme posible y aplicando el método de sección-pendiente en el Río Madrastra y Junco, se determinaron gastos de 108.0 y 48.0 m³/seg.

Los cálculos correspondientes se encuentran en el Anexo 1.

Para el Arroyo Mexiquito, se aprovechó una pequeña represa vertical como control de aforo, cuya cortina es un muro de mampostería con dos escotaduras cargadas a la margen derecha y a la vez, la corona trabaja como vertedor libre. El día de la avenida máxima, la represa se encontraba vacía, alcanzando una carga de 1.00 m. -

sobre la corona, por lo que con sus características físicas y aplicando las fórmulas de vertedor libre de pared gruesa y de vertedor con contracciones, se calculó un gasto de $83.35 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Los cálculos correspondientes se presentan en el Anexo 1.

Es de suponerse que el tiempo pico de los gastos no es igual para las tres corrientes y pudiera pensarse en la ocurrencia de tres gastos con diferencia del tiempo a su paso por la Población; por lo que se determinó seccionar y nivelar un tramo del Río Madrastra a 3 km. aguas abajo de la zona urbana, calculándose un gasto de $252.3 \text{ m}^3/\text{seg}$. Los cálculos se presentan en el Anexo 1.

Por último se determinó el gasto crítico del colector principal a su paso por la Población el cual fue de los $90 \text{ m}^3/\text{seg}$.

4.2 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS Y CLIMATOLOGICAS.

4.2.1 Area Drenada.- Se determinó el área limitada por el parteaguas de la corriente, utilizando las cartas topográficas de DETENAL, resultando de 37.4 km^2 . En la figura 8 se muestra el parteaguas de la cuenca del Río Madrastra, y las corrientes principales.

4.2.2 Longitud del Cauce Principal.- Para obtener la longitud del cauce principal, se procedió a clasificar las corrientes de la cuenca según su orden. Se consideran de orden uno, aquellas que no tienen tributarios; de orden dos, a las que tienen tributarios de orden uno, y así sucesivamente.

Esta clasificación se observa en la figura 8. El cauce principal de orden 5, se midió en proyección horizontal, obteniéndose una longitud de 10.0 km.

4.2.3 Pendiente del cauce principal.- La pendiente del cauce principal se valió de acuerdo con dos criterios y utilizando las cartas topográficas de DETENAL.

4.2.3.1 Pendiente promedio, o sea, el desnivel total dividido entre la longitud del cauce, resultando:

$$S = 0.021$$

4.2.3.2 Pendiente compensada, es la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del arroyo y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce, (ver figura 9) con este criterio se obtiene:

$$S = 0.0153$$

Se decidió emplear el segundo criterio, ya que se ajusta más a la pendiente real del cauce.

4.2.4 Tipo de Suelo.- Con apoyo en la carta geológica de DETENAL y con estudios agrológicos realizados con anterioridad por el Comité Técnico Asesor, del Sistema Lerma-Chapala-Santiago en sitios cercanos a la cuenca en estudio, se determinó que

el suelo incluye principalmente arcillas de color rojizo, y suelos poco profundos y la geología de la cuenca está formada por rocas de origen basáltico cerca de la superficie.

Este tipo de suelo corresponde al "D", según la clasificación del Dr. Ven Te Chow.

4.2.5 Usos del Suelo.- Para el uso del suelo se realizaron varios recorridos físicos a la cuenca, utilizando la carta de DETENAL de Usos del Suelo, determinándose la siguiente clasificación:

USO:	AREA (Km ²)	% DEL AREA TOTAL
Agostadero	7.35	19.65
Forestal (Bosque)	2.35	6.28
Asociaciones Especiales de vegetación	2.20	5.88
Desprovistos de Vegetación	4.33	11.55
Agrícola	21.18	56.63

4.2.6 Análisis de Precipitación.- Por no contar con pluviógrafo en la cuenca en estudio que nos registran en forma continua la variación de las alturas de lluvia respecto al tiempo y que a la vez nos permite realizar un análisis más completo del comportamiento del fenómeno, deduciéndolo por medio de las curvas de intensidad-duración-periodos de retorno, se recabaron datos de altura de lluvia máximas anuales acumula-

das en 24 horas, de la Estación Pluviométrica "El Cabrito", localizada en la Población de Arandas, la más cercana a la cuenca en estudio. Se procedió a su análisis como un caso particular al método de lluvia-escurrimiento, mediante el análisis de precipitación máxima en 24 horas-periodos de retorno.

Del registro de valores extremos con intervalos de tiempo anual de la estación referida, se seleccionaron los máximos anuales durante el periodo de operación, ordenándose de mayor a menor. Se deducen sus periodos de retorno correspondientes según la ecuación $T = \frac{n}{m}$, donde:

T = periodo de retorno, en años

n = número de años de registro en la estación

m = número de orden; 1 a la intensidad de lluvia o altura más grande; 2 a la siguiente, etc.

Con lo anterior, se requiere obtener la ecuación de mejor ajuste para el grupo de valores de lluvia y sus periodos de retorno, aplicando una función de distribución de valores extremos del tipo Gumbel simple, (ver anexo 2).

La ecuación que se plantea es del tipo:

$$h_p = a + b \log T \quad (1)$$

donde:

a, b parámetros de ajuste

h_p altura de lluvia máxima anual en 24 horas en mm

T periodo de retorno en años

Obsérvese que si $h_p = x$, $\log T = y$, la ecuación (1) se transforma en:

$$X = a + by. \quad (2) \text{ ecuación de la recta.}$$

Los parámetros a y b se deducen resolviendo la ecuación por el método de mínimos cuadrados, determinándose para el caso en estudio la siguiente fórmula:

$$h_p = 59.20 + 53.44 \log T$$

Resolviendo la ecuación que se plantea, es posible obtener la altura de lluvia máxima, probable en 24 horas para diferentes periodos de retorno, habiéndose determinado los siguientes resultados:

Estación "El Cabrito"

Tr (años)	h_p (mm)	Probabilidad %
1	59.20	100
3	84.70	33
5	96.55	20
10	112.63	10
15	122.04	7
20	128.71	5
25	133.90	4
30	138.13	3
50	149.98	2
100	166.07	1

Estación el "Cabrito" continúa

Tr (años)	h_p (mm)	Probabilidad %
200	182.15	0.5
500	203.42	0.2
1000	219.50	0.1

4.3 ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO MADRASTRA.

Para determinar las avenidas máximas, con distintos periodos de retorno que pueden presentarse en el Río Madrastra, se decidió usar algunos de los criterios anteriormente expuestos, con el fin de disponer de una serie de resultados que permitan apreciar la magnitud de la misma.

4.3.1 Método de Chow.- Este método se desarrolló para predecir el gasto máximo probable correspondiente a distintos periodos de retorno, en donde unicamente se dispone de información de precipitación. El gasto pico puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso, por el gasto pico de un hidrograma unitario.

$$\text{Lluvias en exceso} = h_e = \frac{(h_p \cdot \frac{508}{N} + 5.08)^2}{h_p + \frac{2032}{N} + 20.32} \quad \text{--- (3)}$$

$$T_c = 0.01 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (4), \text{ para cuencas menores de } 250 \text{ Km}^2.$$

$$T_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H} \right) 0.395 \quad (5) \text{ para cuencas entre } 250 \text{ y } 3,000 \text{ km}^2.$$

$$T_p = 0/2 + 0.6 T_c \quad (6)$$

$$Q_p = \frac{A}{5.512 \times T_p} \quad (7)$$

$$Q_{MAX.} = Q_p \times h_e \quad (8)$$

donde:

h_p = precipitación total durante el tiempo de duración de la tormenta

h_e = lluvia en exceso.- parte de la precipitación que contribuye al escurrimiento directo o superficial.

N = número de escurrimiento.- Valor que toma en cuenta el tipo de suelo y la vegetación que lo cubre.

T_c = Tiempo de concentración.- Tiempo que tarda el agua en recorrer desde el punto hidráulicamente más alejado de la cuenca, al punto en estudio.

L = longitud del cauce principal en metros.

S = pendiente media del cauce en por ciento.

H = desnivel del cauce.- Altura desde el sitio más alejado de la cuenca, hasta el punto en estudio en metros.

T_p = tiempo pico.- El tiempo en horas desde el inicio de la tormenta hasta el momento en que se presenta el gasto máximo.

D = duración en exceso.- Tiempo en horas de la lluvia de mayor intensidad.

Q_p = gasto pico.- Gasto debido a un 1 cm. de lluvia en exceso.

A = área de la cuenca en Km^2 .

$Q_{MAX.}$ = gasto máximo probable.

Los resultados obtenidos por este método y los que a continuación se describen, se comentan en el inciso 4.3.3, y las memorias de cálculo, en el anexo 3.

4.3.2 Métodos Empíricos.- Se utilizaron fórmulas racionales de BURKLEY-ZIEGLER, GREGORY ARNOLD, con el objeto de contar con mayor número de resultados de comparación. Los cálculos se presentan en el anexo 3.

Las fórmulas aplicadas son las siguientes:

$$Q = 0.0278 A R C \sqrt[4]{S/A} \quad \text{BURKLEY-ZIEGLER}$$

$$Q = 0.2086 \left(\frac{CAE}{H} \frac{F}{x} B \right)^{1.1429} H^{0.5714} S^{0.2143} \quad \text{GREGORY Y ARNOLD.}$$

4.3.3 Resultados:

En el cuadro siguiente, se muestran en conjunto los resultados obtenidos a través del empleo de los métodos brevemente

descritos en los incisos anteriores.

GASTOS MAXIMOS (m³/seg.)

METODO EMPLEADO:	PERIODOS DE RETORNO (AÑOS).				
	25	50	100	500	1000
CHOW (1)	105	124	142*	187	207
BURKLEY-ZIEGLER (2)	95	107	118	145	157
GREGORY Y ARNOLD (3)	164	187	210	266	289

De acuerdo con los criterios preestablecidos, para la selección del gasto de diseño en base a la finalidad de la Obra de Protección, se adoptó el calculado por el método de Chow para un periodo de retorno de 100 años.

4.4 DISEÑO HIDRAULICO.

Con las características naturales del cauce, en el tramo de estudio se procedió al tránsito de la avenida de diseño, resultándonos tirantes o niveles de agua elevados, que necesariamente tendríamos que salvar con la construcción de bordos de protección y la velocidad resultó crítica para el efecto de erosión de los taludes de los mismos. Otra limitante presentada fue la superficie longitudinal en las márgenes del cauce, que se encuentra invadida con construcciones.

Para la solución más adecuada tanto técnica como económica para el problema, se consideró el tirante promedio del cauce natural, aumentar la plantilla del canal aprovechando las áreas destruidas por la

corriente en las márgenes del río y reducir un poco la velocidad, — mejorando las condiciones del lecho y paredes del cauce sin descuidar la pendiente o rasante de proyecto, procurando compensar los — cortes de los escollos, con los terraplenes necesarios en los pozos del lecho.

La sección más conveniente y apegada a las condiciones de terreno, fue de dos tipos, Rectangular revestida de mampostería las paredes en el tramo más invadido por construcciones y trapecial en los extremos de la población. Debido a que el río tiene escurrimientos perenes, ya que recibe descargas de aguas negras de la población y es objeto de acumulación de desperdicios, se diseñó la plantilla con pendiente del 10% hacia el centro del cauce, para que en época de estiaje por ahí sean conducidas las aguas y en las primeras avenidas se limpie este en forma natural.

Así pues, se procedió por tanteos para el diseño de las secciones — hidráulicas del proyecto, resultando las que se muestran en la fig. 10 y 10-A.

El trazo definitivo del proyecto de rectificación se realizó en su mayor longitud sobre el curso natural del río, logrando así reducir los volúmenes de corte y de afectación a la zona urbana, aunque en algunos sitios se desfasó totalmente, obligados por los grados de curvatura horizontal del proyecto. La rasante de proyectos presenta dos pendientes, en el primer tramo hasta el km. 0 + 617.96 con $S = 0.0080$ y en el segundo del km. 0 + 617.96 al 1 + 500 con $S = 0.0059$

Los bordos de protección se fijaron para la sección trapecial y su formación con el producto de la excavación.. Se consideró un bordo libre de 40 cm., y los taludes 1:1 y 1.5:1, mojado y seco respectivamente. El ancho de la corona se dejó de 2.00 m. para utilizarse como andador.

A los puentes de las calles Madero y Morelos se les amplió su área hidráulica, construyéndosele un claro más de 6.00 m., sobre la margen izquierda del río, y afinando la plantilla del mismo, con equipo manual para no utilizar material explosivo.

Los datos de localización y los hidráulicos de proyecto se presentan en las tablas siguientes:

D A T O S D E L O C A L I Z A C I O N

PI	KM	COORDENADAS		D m	Az. (° ' ")	A'' (° ' ")	G	R m	ST m	LC m	PC Km	PT Km
		X (E)	Y (N)									
0	0 + 000	1 + 580.90	0 + 857.60									
				436.64	314° 45'	114° 45'	5	229.26	358.60	459.00	0 + 079.81	0 + 538.81
1	0 + 436.64	1 + 270.80	1 + 165.00	514.78	69° 02'	67° 00'	10	114.24	75.85	134.00	0 + 617.96	0 + 751.96
2	0 + 693.81	1 + 751.50	1 + 349.20	224.11	1° 24'	53° 15'	14	81.90	14.10	76.07	0 + 859.60	0 + 935.68
3	0 + 900.21	1 + 757.00	1 + 573.25	298.38	54° 51'	61° 33'	8	143.36	85.20	153.87	1 + 105.45	1 + 260.32
4	1 + 191.68	2 + 001.00	1 + 745.00	197.34	353° 19'	70° 03'	8	143.36	100.30	175.12	1 + 270.22	1 + 445.34
5	1 + 320.52	1 + 978.00	1 + 941.00	181.12	63° 26'							
6	1 + 527.55	2 + 140.00	2 + 022.00									

DATOS HIDRAULICOS

TRAMO Y KM.	Q m ³ /seg.	V m/seg.	A _t m ²	P _t m	d m	d _t m	B ₁ m	B m	b m	s	t	n
1 0+000 0+617.96	141.0	3.31	42.5	28.82	1.30	2.25	0.40	27.90	26.00	0.008	1:1	0.035
2 0+617.96 0+935.60	142.0	3.76	37.7	27.73	1.30	2.10	0.40	26.00	26.00	0.0059	0:1	0.025
3 0+935.60 1+500.00	143.0	3.02	47.27	29.30	1.30	2.42	0.40	28.24	23.00	0.0059	1:1	0.035

NOTA: La memoria de cálculo se presenta en el Anexo no. 4

4.8 PRESUPUESTO DE LA OBRA.

RECTIFICACION Y FORMACION DE BORDOS DEL RIO MADRASTRA. APANAS, JALISCO.

<u>C O N C E P T O</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>P. UNITARIO</u>	<u>I M P O R T E \$</u>
Desmonte, desenraice, desyerbe y limpia de terreno para propósitos de construcción en monte ligero.	Ha.	6.0	6,058.98	36,353.77
Excavación en material común para rectificación de cauces de ríos y para rehabilitación de drenes - hasta 3.00 m. de profundidad.	M ³ .	12,075.20	59.93	723,715.03
Excavación en material tipo III para rectificación de ríos, profundización y rehabilitación de drenes.	M ³ .	6,731.0	340.77	2'293,702.60
Compensación cuando las operaciones inherentes a la excavación se ejecuten en presencia de agua y/o material lodoso.	M ³ .	13,625.60	18.23	248,367.43
Terrellén para bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo lateral con acarreo mayor que 500 m., hasta 1000 m.	M ³ .	53,329.10	118.84	6'337,576.90

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>P. UNITARIO</u>	<u>IMPORTE \$</u>
Acarreo de materiales - para formación de terraplenes en los kilómetros subsiguientes al primero.	M ³ /Km	48,148.50	\$ 18,52	\$ 891,806.51
Acarreo de los materiales necesarios producto de las excavaciones, para formación de bordos y terraplenes.	M ³ /Km	5,180.60	17.58	91,059.41
Afine del lecho del río con materiales explosivos.	M ³	6,713.0	287.47	1'929,779.30
Mampostería de tercera - para estructuras, junto con mortero de cemento 1:5 incluyendo todos los materiales, inclusive el cemento, excepto los sobrecarros de los materiales pétreos.	M ³	921.60	2,604.71	2'400,504.40
				\$ 14'952,865.00
			I. V. A.	2'242,929.70
			15% Imprevistos	17'195,794.70
			7.5% Direc. y Admón.	2'579,369.10
				19'775,163.80
				1'483,137.20
			T o t a l	\$ 21'258,301.00

NOTAS:

- 1.- El presente presupuesto solo incluye Obras Hidráulicas.
- 2.- No se incluye el costo por concepto de ampliación de los -
puentes sobre las calles Madero y Morelos.

ANEXO 1

ARROYO JUNCO

DATOS:

$$N = 0.055$$

$$A1 = 18.0 \text{ m}^2$$

$$A2 = 16.6 \text{ m}^2$$

$$P1 = 16.0 \text{ m}$$

$$P2 = 13.0 \text{ m}$$

$$D = 2.23 \text{ m}$$

$$L = 120 \text{ m}$$

FORMULAS:

$$Q = VA$$

$$V = \frac{1.49 R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$A = \frac{A1 + A2}{2}$$

$$R = \frac{R1 + R2}{2}, R = \frac{A}{P}$$

$$S = \frac{D}{L}$$

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

PROCEDIMIENTO:

$$A_T = \frac{18.0 + 16.6}{2} = \frac{34.6}{2} = \underline{\underline{17.3}} \text{ m}^2$$

$$P_T = \frac{16.0 + 13.0}{2} = \frac{29.0}{2} = \underline{\underline{14.5}} \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{17.3}{14.5} = 1.193 \text{ m}; R^{2/3} = 1.125 \text{ m}$$

$$S = D/L = \frac{2.23}{120} = 0.0186; S^{1/2} = 0.1363$$

$$Q = \frac{17.3}{0.055} (1.125 \times 0.1363) = 48.23 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

RIO MADRASTA, AGUAS ARRIBA DE LA POBLACION

DATOS:

$$n = 0.055$$

$$A_1 = 36.4 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 34.8 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 22.0 \text{ m}$$

$$P_2 = 20.0 \text{ m}$$

$$D = 2.14 \text{ m}$$

$$L = 156 \text{ m}$$

PROCEDIMIENTO:

$$A_T = \frac{36.4 + 34.8}{2} = \underline{\underline{35.6}} \text{ m}$$

$$P_T = \frac{22.0 + 20.0}{2} = \underline{\underline{21.0}} \text{ m}$$

$$R = \frac{35.6}{21.0} = 1.695 \text{ m}; R^{2/3} = \underline{\underline{1.422}}$$

$$S = 2.14 = 0.0137; S^{1/2} = \underline{\underline{0.1171}}$$

$$Q = \frac{35.6 (1.422 \times 0.1171)}{0.055} = 107.80 \text{ m}^3/\text{seg}$$

ARROYO MEXIQUITO.

DATOS:

ESCOTADURAS:

$$L = 1.40 \text{ m}$$

$$H = 2.20 \text{ m}$$

FORMULAS:

$$Q = 1.84 (L - 0.1 N H) H^{3/2}$$

Para vertedores con contracciones

$$Q = 1.71 L H^{3/2}$$

Vertedores de pared gruesa sin contracciones

Vertedor de pared gruesa:

$$L = 42.0 \text{ m}$$

$$H = 1.00 \text{ m}$$

Procedimiento:

a) Escotaduras

$$Q_{E_1} = 1.84 (1.4 - 0.1 \times 2 \times 2.20) (2.20)^{3/2}$$

$$Q_{E_1} = 1.84 \times 0.96 \times 3.263 = 5.764 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por tener 2 escotaduras de iguales dimensiones, tenemos:

$$Q_{E_2} = 5.764 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{E_T} = 5.764 \times 2 = \underline{\underline{11.53}} \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b) Vertedor de pared gruesa.

$$Q_V = 1.71 \times 42 \times (1.00)^{3/2}$$

$$Q_V = \underline{\underline{71.82 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

Sumando los resultados anteriores, determinamos el gasto que escurrió por el arroyo Mexiquito.

$$Q_T = Q_{ET} + Q_V = 11.53 + 71.82 = \underline{\underline{83.35 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

RIO MADRASTRA AGUAS ABAJO DE LA POBLACION.

DATOS:

PROCEDIMIENTO:

$$n = 0.055$$

$$A_T = \frac{118.8 + 101.7}{2} = \frac{220.5}{2} = \underline{\underline{110.25 \text{ m}^2}}$$

$$A_1 = 118.80 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 101.70 \text{ m}^2$$

$$P_T = \frac{55.0 + 51.3}{2} = \frac{106.3}{2} = \underline{\underline{53.15 \text{ m}}}$$

$$P_1 = 55.0 \text{ m}$$

$$P_2 = 51.3 \text{ m}$$

$$R = A/P = \frac{110.25}{53.15} = 2.074; R^{2/3} = \underline{\underline{1.626 \text{ m}}}$$

$$D = 0.625 \text{ m}$$

$$S = D/L = \frac{0.625}{104.0} = 0.006; S^{1/2} = \underline{\underline{0.0774}}$$

$$L = 104.0 \text{ m}$$

$$Q = \frac{110.25}{-0.055} (1.626 \times 0.0774) = 252.28 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Resultados:

Sumando los gastos de las corrientes aportadoras al Río Madrastra y el de éste, obtenemos el gasto máximo presentado a su paso por la población de Arandas el 10. de septiembre de 1980.

$$Q_{MAX} = 48.23 + 107.90 + 83.35 = \underline{\underline{239.38 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

El gasto máximo calculado en el Río Madrastra aguas abajo de la población fue de $252.28 \text{ m}^3/\text{seg.}$, senciblemente mayor al anterior por las aportaciones de escurrimiento de la zona urbana y otros pequeños afluentes en el tramo.

ANEXO 2

ANÁLISIS DE LAS LLUVIAS MÁXIMAS ANUALES EN 24 HORAS

AÑO	$H_p = (X)$ (m)	(m)	(T_r)	LOG. Tr = (Y)	(X^2)	(Y^2)	(XY)
1971	118.0	1	12.0	1.079	13924.00	1.1642	127.3220
1970	96.7	2	6.0	0.778	9350.89	0.6053	75.2326
1973	85.3	3	4.0	0.602	7276.09	0.3624	51.3206
1977	83.05	4	3.0	0.477	6972.25	0.2275	39.8295
1972	83.0	5	2.4	0.380	6889.00	0.1444	31.5400
1979	80.0	6	2.0	0.301	6400.00	0.0906	24.0800
1975	80.0	7	1.714	0.234	6400.00	0.0548	18.7200
1980	76.5	8	1.500	0.176	5852.25	0.0310	13.4640
1975	69.7	9	1.333	0.1248	4858.09	0.0156	8.6986
1969	60.0	10	1.206	0.0791	3600.00	0.0063	4.7460
1974	57.8	11	1.090	0.0374	3340.84	0.0014	2.1617
1973	48.0	12	1.00	0.0000	2304.00	0.0000	0.0000

$N = 12$ Años por lo tanto $\sum X = 938.5$ $\sum Y = 4.268$ $\sum X^2 = 77167.41$ $\sum Y^2 = 2.7035$ $\sum XY = 397.1450$

De la ecuación $h_p = a + b \log T$ de mejor ajuste tratamos de encontrar los valores de los parámetros a y b mediante la solución del sistema de ecuaciones normales para la recta de mínimos cuadrados.

$$X = a + b y \quad \left\{ \begin{array}{l} X = Na + b \sum y \\ Y = a \sum y + b \sum y^2 \end{array} \right.$$

$$a = \frac{(\sum X) (\sum y^2) - (\sum Y) (\sum XY)}{N(\sum y^2) - (\sum y)^2} \quad (1)$$

$$b = \frac{N(\sum xy) - (\sum y) (\sum x)}{N(\sum y^2) - (\sum y)^2} \quad (2)$$

$$a = \frac{(938.5) 2.7035 - 4.268 (397.145)}{12(2.7035) - (4.268)^2} = \frac{2537.234 - 1695.014}{32.442 - 18.215}$$

$$a = \frac{842.22 = 59.298}{14.227}$$

$$b = \frac{12 (397.145) - 4.268 (938.5)}{12 (2.7035) - (4.268)^2} = \frac{4765.74 - 4005.518}{32.442 - 18.215}$$

$$b = \frac{760.222}{14.227} = 53.435$$

$$R_{xy} = \frac{N (\sum xy) - (\sum y) (\sum x)}{\sqrt{[N (\sum y^2) - (\sum y)^2] [N (\sum x^2) - (\sum x)^2]}} \quad (3) \text{ - Coeficiente de correlación.}$$

$$R_{xy} = \frac{(12 \times 397.145) - (4.268 \times 938.5)}{\sqrt{[(12 \times 2.7035) - (18.215)] [(12 \times 77167.41) - (880,782.25)]}}$$

$$R_{xy} = \frac{760.222}{\sqrt{543,439.83}} = \frac{760.222}{802.147} = 0.947 \approx 1.00$$

El valor del coeficiente de correlación R_{xy} de los valores de precipitación máxima anual en 24 horas es cercano a la unidad por lo tanto, la ecuación que gobierna la recta es correcta.

$$h_p = 59.198 + 53.453 \log. T \quad (4)$$

Dando valores a t desde 1 a 1000 años obtendremos las precipitaciones probables máximas en 24 horas para esos periodos de recurrencia, (ver inciso 4.2.6)

ANEXO 3

ESTUDIO HIDROLOGICO.

1.- Método de CHOW.

Número de escurrimiento (N):

Para un suelo tipo D y los siguientes usos del suelo, se tiene:

USO DEL SUELO	CONDICIONES DE LA SUPERFICIE	PORCENTAJE DE AREA	N (PARCIAL)	RESULTADOS
Agostadero o pas-pizal	Normal	0.1965	84	16.497
Bosque natural	Muy esparcido	0.0528	91	5.714
Asociaciones de vegetación (potrero)	Normal	0.0588	78	4.586
Potrero permanente	Normal	0.1156	78	9.016
Cultivo de cereales (trigo, arroz, maíz)	Surcos rectos	0.3663	88	49.834

N = 85.64

Tiempo de concentración.

$$T_c = 0.01 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} = 0.01 \left(\frac{10000}{1.53} \right)^{0.64} = \underline{\underline{3.17 \text{ hr.}}}$$

Hacemos T_c = duración en exceso.

Porcentaje de PMP para (D_e):

De la figura 11 se determina el porcentaje de la lluvia total h_p para una duración de 3.17 hr., por lo tanto $fr = \underline{\underline{67\%}}$

Las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno se afectan por el factor de duración anterior, obteniéndose los valores siguientes:

Tr (años)	hpd (mm)
1	40
3	57
5	65
10	76
15	82

Tr (años)	hpd (mm)
20	86
25	90
30	93
50	101
100	111
200	122
500	136
1000	147
10000	182.9

Lluvia en exceso (he):

$$he = \frac{(hpd - \frac{508}{86} + 5.08)^2}{hpd + \frac{2032}{86} - 20.32} = \frac{hpd - 0.827}{hpd + 3.307}$$

Calcularemos (he) para tr = 25, 50, 100, 500 y 1000 años.

$$he_{25} = \frac{(9.0 - 0.827)^2}{9.0 + 3.307} = 5.43 \text{ cm.} \quad he_{500} = \frac{(13.6 - 0.827)^2}{13.6 + 3.307} = 9.65 \text{ cm.}$$

$$he_{50} = \frac{(10.1 - 0.827)^2}{10.1 + 3.307} = 6.41 \text{ cm.} \quad he_{1000} = \frac{(14.7 - 0.827)^2}{14.7 + 3.307} = 10.69 \text{ cm.}$$

$$he_{100} = \frac{(11.1 - 0.827)^2}{11.1 + 3.307} = 7.32 \text{ cm.}$$

Cálculo de t_p , Q_p y Q_{max} :

$$t_p = \frac{3.17}{2} + 0.6 \times 3.17 = 1.585 + 1.902 = 3.487 \quad \underline{\underline{3.5 \text{ hr.}}}$$

$$Q_p = \frac{37.4}{5.512 \times 3.5} = \underline{\underline{1.94}}$$

$$Q_{MAX_{25}} = 1.94 \times 54.3 = 105 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{MAX_{50}} = 1.94 \times 64.1 = 124 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{MAX_{100}} = 1.94 \times 73.2 = 142 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{MAX_{500}} = 1.94 \times 96.5 = 187 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{MAX_{1000}} = 1.94 \times 106.9 = 207 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

1.1 Método de CHOW para el cálculo del gasto presentado el 10. de septiembre de 1980.

- La precipitación acumulada en 1 hora de duración en exceso fue de 76.5 mm.
- Considerando que el terreno se encontraba saturado por lo tanto suponemos que el número de escurrimiento N es igual a 100.
- El tiempo de concentración de la cuenca es el calculado anteriormente, - por lo tanto el tiempo pico $T_p = 2.40$ horas.

$$Q_p = \frac{37.4}{5.512 \times 2.4} = \frac{37.4}{13.23} = \underline{\underline{2.83}}$$

$$Q_{MAX} = 2.83 \times 76.5 = 217 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Comparando el resultado anterior con el obtenido por sección y pendiente de 239 m³/seg. se tienen valores semejantes por lo que podemos dar crédito a los estudios y consideraciones aplicados.

2.- BURKLEY- ZIEGLER

Con las lluvias máximas probables para los diferentes periodos de retorno - calculadas en el inciso 4.2.6 y la duración en exceso de 3.17 hr. se determinó la intensidad de la lluvia, suponiendo que dicha intensidad es constante.

$$i = \frac{hp}{De}$$

Para $h_p = 134$ mm con $Tr = 25$ años, $i = \frac{13.39}{3.17} = 4.22$ cm/hr

Para $h_p = 150$ mm con $Tr = 50$ años, $i = \frac{15.0}{3.17} = 4.73$ cm/hr

Para $h_p = 166$ mm con $Tr = 100$ años, $i = \frac{16.6}{3.17} = 5.24$ cm/hr

Para $h_p = 203$ mm con $Tr = 500$ años, $i = \frac{20.3}{3.17} = 6.42$ cm/hr

Para $h_p = 220$ mm con $Tr = 1000$ años $i = 22/3.17 = 6.92$ cm/hr

Aplicando la fórmula $Q = 0.0278 A R C \sqrt[4]{S/A}$, donde

A = area de la cuenca en hectáreas

R = intensidad de la lluvia en cm/hr

C = coeficiente de permeabilidad del terreno

S = pendiente media del cauce en m/km

$$Q_{25} = 0.0278 \times 3740 \times 4.22 \times 0.86 \sqrt[4]{\frac{15.3}{3740}} = \underline{\underline{95.43 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

$$Q_{50} = 22.61 \times 4.73 = \underline{\underline{107 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

$$Q_{100} = 22.61 \times 5.24 = \underline{\underline{118 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

$$Q_{500} = 22.61 \times 6.42 = \underline{\underline{145 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

$$Q_{1000} = 22.61 \times 6.92 = \underline{\underline{157 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

3.- GREGORY Y ARNOLD.

Con las intensidades calculadas en el punto anterior, con el análisis y determinación del coeficiente de escurrimiento (C_e), considerado por éste método con los factores (F), (B), (H) y la pendiente (S) se aplica la fórmula:

$$Q = 0.2086 (C A R_H F.B.)^{1.429} H^{0.5714} S^{0.2143}$$

Donde:

Q = gasto en m^3 /seg.

C = coeficiente de escurrimiento

A = área de la cuenca en ha.

$R_H = \frac{X}{H}$ = intensidad media de la lluvia en cm/hr, para un periodo H en horas

F = factor que depende del coeficiente de rugosidad de los taludes del - cauce principal y de la relación entre tirante y ancho del fondo del río

$B = \frac{P}{L}$; donde P = factor que depende en forma de la cuenca y modo de concentración del agua en ella y L = a la longitud del cauce principal en metros.

S = pendiente del cauce principal en millar.

Datos:

Ce = 0.198

A = 37.40 km^2

R_H = intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno.

F = 3.66

B = 0.00648

H = 3.17 hr

S = 153 m

$$Q_{25} = 0.2086 (0.198 \times 3740 \times 3.66 \times 0.0065 \times R_H)^{1.1429} (3.17)^{0.5714} (153)^{0.214}$$

$$Q_{25} = 1.1852 (17.751 \times 4.22)^{1.1429} = 164.518 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{50} = 1.1852 (17.751 \times 4.73)^{1.1429} = 187.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{100} = 1.1852 (17.751 \times 5.24)^{1.1429} = 210.70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{500} = 1.1852 (17.751 \times 6.42)^{1.1429} = 265.75 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{1000} = 1.1852 (17.751 \times 6.92)^{1.1429} = 289.54 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

DISEÑO HIDRAULICO.

En encausamiento será capaz de conducir una avenida para un periodo de retorno de 100 años.

$$Q \text{ max} = 142 \text{ m}^3 / \text{seg. periodo de retorno 100 años}$$

a) para el tramo 0+000 - 0+617.96, Sección Trapecial:

Se uniformizará la plantilla de la sección que está formada por roca y se afirmarán los taludes.

$$n = 0.035$$

En el cálculo hidráulico se emplea la fórmula de Manning $V = \frac{1.49}{n} S^{1/2} R^{2/3}$ y de continuidad $Q = VA$. sustituyendo el valor de V en la segunda

fórmula, tenemos:

$$Q = \frac{A}{n} S^{1/2} R^{2/3}, \frac{Qn}{S^{1/2}} = R^{2/3} A$$

Por tanteos suponiendo valores para el tirante (d), la plantilla (b) y el talud (t) de la sección tipo de proyecto.

Procedimiento:

Datos:

$$b = 26.0 \text{ m}$$

$$d_1 = 1.30 \text{ m}$$

$$d_2 = 1.00 \text{ m}$$

$$t = 1:1$$

$$A_1 = \frac{2(1.30 \times 13)}{2} = \underline{\underline{16.9 \text{ m}^2}}$$

$$A_2 = 26 \times 1 + (1) = \underline{\underline{27.0 \text{ m}^2}}$$

$$A_T = 27.0 + 16.9 = \underline{\underline{43.9 \text{ m}^2}}$$

$$P_T = 2x + 2x_1 = 2 \times 1.414 + 2 \times 13.065 = 2.828 + 26.13 = \underline{\underline{28.96 \text{ m}}}$$

$$R = A/P = \frac{43.9}{28.96} = 1.516; R^{2/3} = \underline{\underline{1.32 \text{ m}}}$$

$$S = 0.008; S^{1/2} = \underline{\underline{0.0894}} \quad (\text{de la rasante del proyecto})$$

$$\text{Aplicando } \frac{Q n}{S^{1/2}} = \frac{142 \times 0.035}{0.0894} = 55.59$$

$$R^{2/3} A = 1.32 \times 43.9 = 57.91$$

$$V = \frac{1}{0.035} \times 0.0894 \times 1.32 = 3.372$$

$$Q = 3.372 \times 43.9 = 148.01 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{PARA } d_2 = 0.95 \text{ m}$$

$$A_1 = 16.9 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 26 \times 0.95 + 1 \times (0.95)^2 = 24.7 + 0.9025 = 25.60 \text{ m}^2$$

$$A_T = 16.9 + 25.6 = \underline{\underline{42.5 \text{ m}^2}}$$

$$P_T = 2 \times 1.34 + 2 \times 13.065 = 2.687 + 26.13 = \underline{\underline{28.82}}$$

$$R = \frac{42.5}{28.82} = 1.473; R^{2/3} = \underline{\underline{1.295 \text{ m}}}$$

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = \underline{\underline{55.59}}$$

$$R^{2/3} A = 1.295 \times 42.5 = \underline{\underline{55.04}}$$

$$V = \frac{1}{0.035} \times 0.0894 \times 1.295 = 3.31 \text{ m/seg.}$$

$$Q = V \times A = 3.31 \times 42.5 = \underline{\underline{141 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

Se toman como correctos los valores supuestos

$$n = 0.035; d_2 = 0.95 \text{ m}; b = 26.00 \text{ m}, t = 1:1; S = 0.008;$$

b) para el tramo 0 + 935.6 - 1 + 500, Sección Trapecial:

$$n = 0.035$$

Aplicando el procedimiento anterior para los siguientes datos tenemos que:

Datos:

$$b = 26.0 \text{ m.}$$

$$d_1 = 1.30 \text{ m.}$$

$$d_2 = 1.18 \text{ m.}$$

$$t = 1:1$$

$$A_1 = 2 \left(\frac{1.30 \times 13}{2} \right) = 16.9 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 26 \times 1.18 + 1 \times (1.18)^2 = 32.07 \text{ m}^2$$

$$A_T = 16.9 + 32.07 = 48.97 \text{ m}^2$$

$$P_T = 2 \times 2x_1 = 2 \times 1.67 + 2 \times 13.065 = 3.34 + 26.13 = 29.47 \text{ m}$$

$$R = A/P = \frac{48.97}{29.47} = 1.66 \text{ m}; R^{2/3} = 1.402 \text{ m.}$$

$$S = 0.059; S^{1/2} = 0.0768 \text{ (de la rasante de proyecto)}$$

Aplicando $\frac{Q n}{S^{1/2}} = R^{2/3} A$ tenemos:

$$\frac{142 \times 0.035}{0.0768} = \frac{Q n}{S^{1/2}} = 64.71$$

$$1.402 \times 48.97 = R^{2/3} A = 68.65$$

Para $d_2 = 1.12 \text{ m.}$

$$A_1 = 16.9 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 26 \times 1.12 + 1 \times (1.12)^2 = 30.37 \text{ m}^2$$

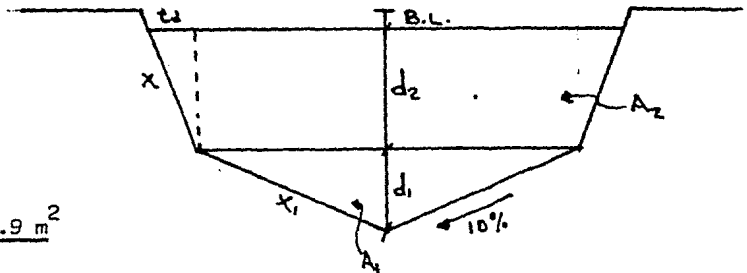
$$A_T = 30.37 + 16.9 = 47.27 \text{ m}^2$$

$$P_T = 2 \times 1.584 + 26.13 = 29.30 \text{ m.}$$

$$R = \frac{47.27}{29.30} = 1.613 \text{ m}; R^{2/3} = 1.375$$

$$R^{2/3} \times A = 1.375 \times 47.27 = 64.996$$

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = 64.71 \approx 64.99$$



$$Q = V \times A = 3.02 \times 47.27 = \underline{\underline{143 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

Se toman como correctos los valores supuestos.

$$n = 0.035 ; d_2 = 1.12 \text{ m}; d_1 = 1.30 \text{ m}; b = 26.0 \text{ m}; t = 1:1; S = 0.0059$$

$$V = \frac{1}{0.035} \times 0.0768 \times 1.375 = 3.02 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

c) para el tramo 0 + 617.96 - 0 + 935.60, Sección Rectangular:

$$n = 0.025$$

Aplicando el mismo procedimiento para los siguientes datos tenemos que:

Datos:

$$d_1 = 1.30 \text{ m.}$$

$$d_2 = 0.80 \text{ m.}$$

$$b = 26.0 \text{ m}$$

$$A = 16.9 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 26 \times 0.8 = 20.8 \text{ m}^2$$

$$A_T = 16.9 + 20.8 = 37.7 \text{ m}^2$$

$$P_T = 2 \times 0.8 + 2 \times 13.065 = 1.6 + 26.13 = \underline{\underline{27.72 \text{ m.}}}$$

$$R = \frac{37.7}{27.72} = 1.36 ; R^{2/3} = \underline{\underline{1.226}}$$

$$S = 0.059 ; S^{1/2} = 0.0768 \text{ (de la rasante del proyecto)}$$

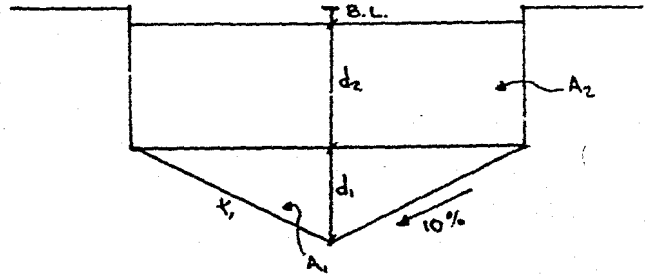
$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = \frac{142 \times 0.025}{0.0768} = 46.22$$

$$R^{2/3} A = 1.226 \times 37.7 = 46.22$$

$$V = \frac{1}{0.025} \times 1.226 \times 0.0768 = 3.766 \text{ m/seg.}$$

$$Q = V \times A = 3.766 \times 37.7 = \underline{\underline{141.98 \text{ m}^3/\text{seg.}}}$$

Se toman como correctos los valores supuestos

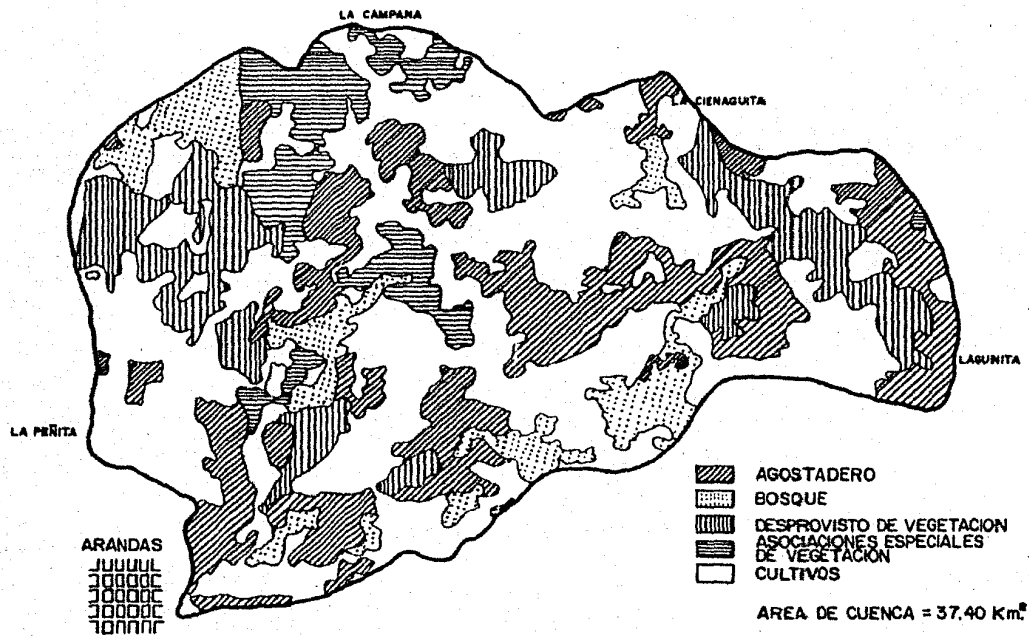


CALCULO DE LA PENDIENTE COMPENSADA

TRAMO	DESNIVEL H (m)	S_i	$\sqrt{S_i}$	$\frac{1}{\sqrt{S_i}}$
1	10	0.0100	0.100	10.0
2	10	0.0100	0.100	10.0
3	30	0.0300	0.1732	5.77
4	10	0.0100	0.1000	10.0
5	25	0.0250	0.1581	6.33
6	5	0.00500	0.0707	14.14
7	30	0.0300	0.1732	5.77
8	20	0.0200	0.1414	7.07
9	18	0.0180	0.1342	7.45
10	52	0.0520	0.228	4.39
				<hr/>
				80.92

$$s = \left(\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right)^2 ; \quad s = \left(\frac{10}{80.92} \right)^2 = 0.0153$$

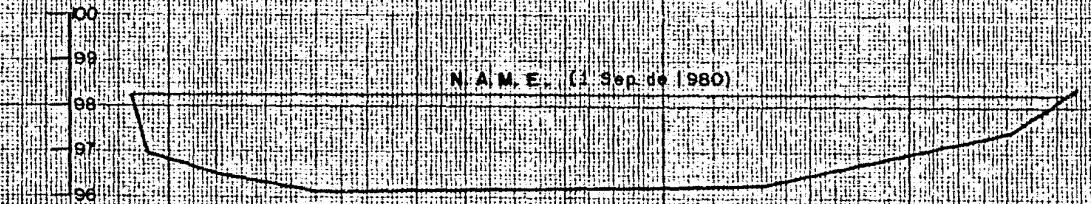
CUENCA DEL RIO MADRASTRA
EN ARANDAS (USOS DEL SUELO)



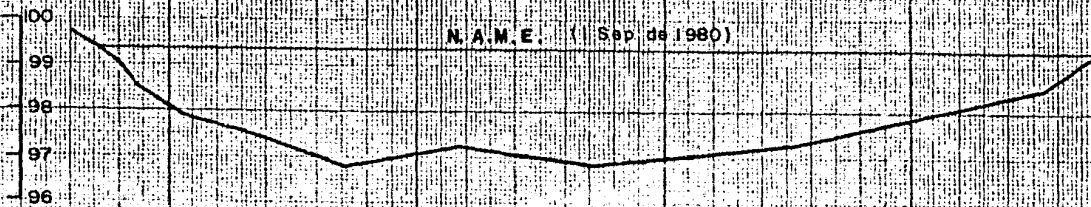
SECCIONES RIO MADRASTRA (COLORADO)

Agua arriba de la población de Arandas Jalisco

N. A. M. E. (1.º Sep. de 1980)

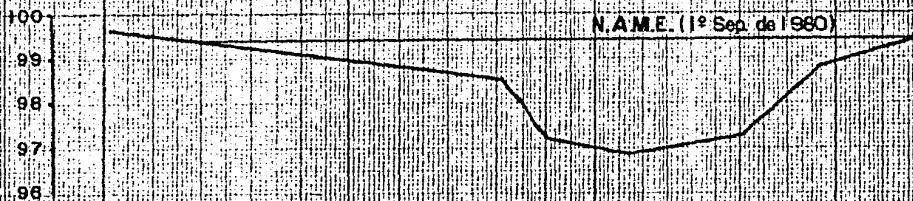


N. A. M. E. (1.º Sep. de 1980)

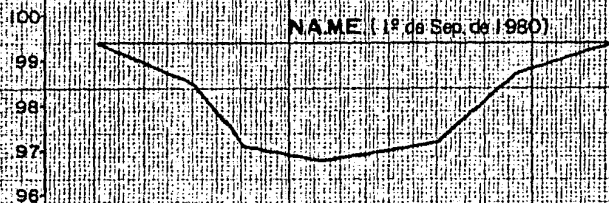


ESCALA 1:100

SECCIONES ARROYO JUNCO



ESCALA 1:100



SECCIONES RIO MADRASTA (COLORADO)
Aguas abajo de la población de Arandas Jalisco

13
12
11
10
9
8
7
6

N.A.M. (1º Sept. 1980)

N.A.M. (1º Sept. 1980)

11
10
9
8
7
6
5

SECCION ARROYO MEXIQUITO

100
99
98
97
96
95

N.A.M. (1º Sept. 1980)

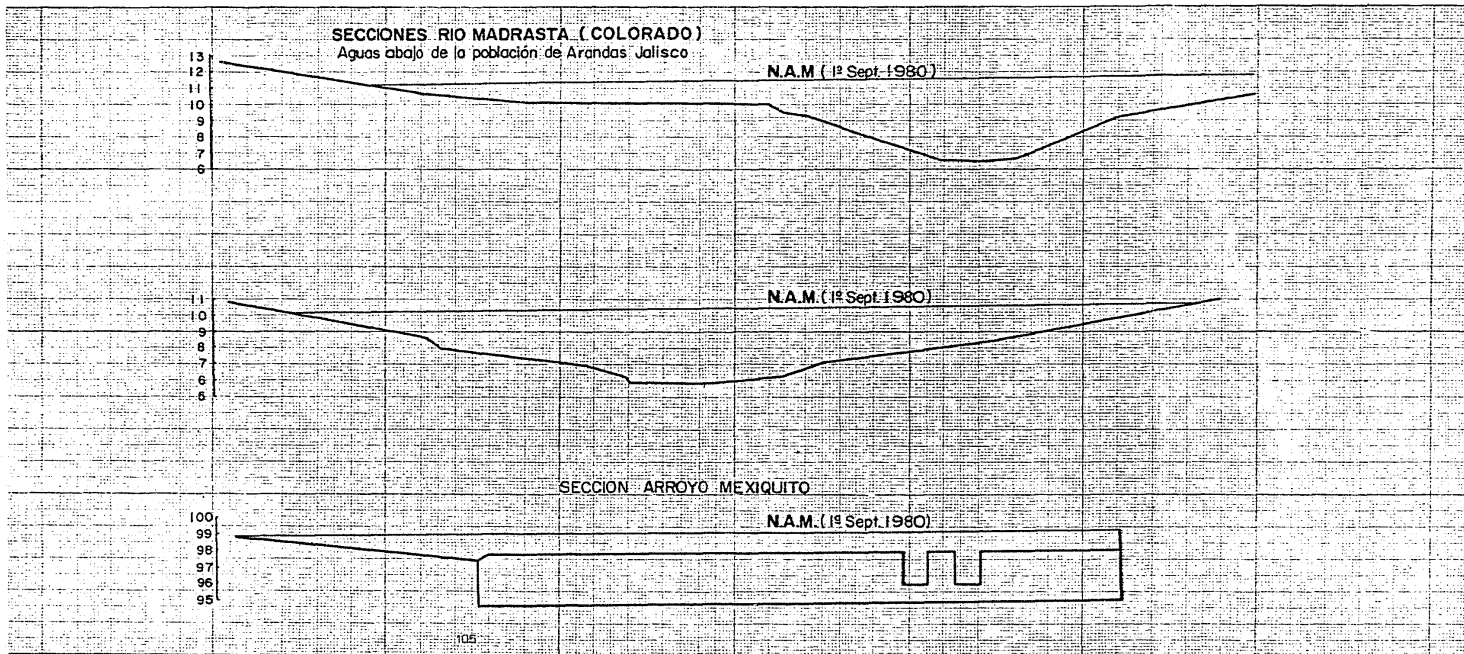


TABLA (A-1)

METODO DE FOSTER

DISTRIBUCION PEARSON TIPO I.-VALORES DE K

Coeficiente de Desviación		Porcentaje de términos arriba del límite							
0.0	-2.08	-1.64	-0.92	-0.00	+0.92	+1.64	+2.08	+2.39	+2.53
0.2	-1.91	-1.56	-0.93	-0.05	+0.89	+1.72	+2.25	+2.66	+2.83
0.4	-1.75	-1.47	-0.93	-0.09	+0.87	+1.79	+2.42	+2.95	+3.18
0.6	-1.59	-1.38	-0.92	-0.13	+0.85	+1.85	+2.58	+3.24	+3.59
0.8	-1.44	-1.30	-0.91	-0.17	+0.83	+1.90	+2.75	+3.55	+4.00
1.0	-1.30	-1.21	-0.89	-0.21	+0.80	+1.95	+2.92	+3.85	+4.42
1.2	-1.17	-1.12	-0.86	-0.25	+0.77	+1.99	+3.09	+4.15	+4.83
1.4	-1.06	-1.03	-0.83	-0.29	+0.73	+2.03	+3.25	+4.45	+5.25
1.6	-0.96	-0.95	-0.80	-0.32	+0.69	+2.07	+3.40	+4.75	+5.67
1.8	-0.87	-0.87	-0.76	-0.35	+0.64	+2.10	+3.54	+5.05	+6.08
2.0	-0.80	-0.79	-0.71	-0.37	+0.58	+2.13	+2.67	+5.35	+6.50

TABLA (A-2)

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III

VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

C _s	p en porcentaje									
	0.5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
-3.0	0.67	0.67	0.66	0.64	0.61	0.40	-0.42	-1.18	-2.00	-4.05
-2.8	0.71	0.71	0.71	0.70	0.67	0.38	-0.46	-1.21	-2.01	-3.97
-2.6	0.77	0.77	0.77	0.75	0.70	0.37	-0.50	-1.24	-2.01	-3.89
-2.4	0.83	0.83	0.83	0.80	0.73	0.35	-0.54	-1.26	-2.01	-3.80
-2.2	0.91	0.91	0.90	0.84	0.75	0.33	-0.57	-1.28	-2.01	-3.71
-2.0	1.00	0.99	0.98	0.90	0.78	0.31	-0.61	-1.30	-2.00	-3.61
-1.8	1.10	1.09	1.07	0.95	0.80	0.28	-0.64	-1.32	-1.98	-3.50
-1.6	1.22	1.20	1.17	0.99	0.82	0.25	-0.68	-1.33	-1.96	-3.39
-1.4	1.35	1.32	1.27	1.04	0.83	0.23	-0.71	-1.34	-1.94	-3.27
-1.2	1.50	1.45	1.38	1.09	0.84	0.20	-0.73	-1.34	-1.91	-3.15
-1.0	1.66	1.59	1.49	1.13	0.85	0.16	-0.76	-1.34	-1.88	-3.02
-0.8	1.84	1.73	1.61	1.17	0.86	0.13	-0.78	-1.34	-1.84	-2.89
-0.6	2.02	1.88	1.72	1.20	0.86	0.10	-0.80	-1.33	-1.80	-2.76
-0.4	2.20	2.03	1.83	1.23	0.86	0.07	-0.82	-1.32	-1.75	-2.62
-0.2	2.39	2.18	1.95	1.26	0.85	0.03	-0.83	-1.30	-1.70	-2.47
0.0	2.58	2.33	2.02	1.28	0.84	0.00	-0.84	-1.28	-1.64	-2.33
0.2	2.76	2.47	2.16	1.30	0.83	-0.03	-0.85	-1.25	-1.58	-2.18
0.4	2.95	2.61	2.26	1.32	0.82	-0.07	-0.85	-1.23	-1.52	-2.03
0.6	3.13	2.75	2.35	1.33	0.80	-0.10	-0.85	-1.20	-1.45	-1.88
0.8	3.31	2.89	2.45	1.34	0.78	-0.13	-0.86	-1.17	-1.38	-1.74
1.0	3.49	3.02	2.54	1.34	0.76	-0.16	-0.85	-1.13	-1.32	-1.59
1.2	3.66	3.15	2.62	1.34	0.73	-0.19	-0.84	-1.08	-1.24	-1.45
1.4	3.83	3.27	2.72	1.34	0.71	-0.22	-0.83	-1.04	-1.17	-1.32
1.6	3.99	3.39	2.78	1.33	0.68	-0.25	-0.81	-0.99	-1.10	-1.20
1.8	4.15	3.50	2.85	1.32	0.64	-0.28	-0.80	-0.94	-1.02	-1.09
2.0	4.30	3.60	2.91	1.30	0.61	-0.31	-0.78	-0.90	-0.95	-0.99
2.2	4.46	3.68	2.95	1.27	0.57	-0.33	-0.75	-0.84	-0.88	-0.91
2.4	4.59	3.78	3.02	1.25	0.52	-0.35	-0.72	-0.79	-0.82	-0.83
2.6	4.71	3.86	3.08	1.21	0.48	-0.37	-0.70	-0.75	-0.76	-0.77

TABLA (A-2)

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III

VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

C s	p' en porcentaje									
	0.5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
2.8	4.86	3.96	3.12	1.18	0.44	-0.39	-0.67	-0.70	-0.71	-0.72
3.0	4.96	4.05	3.14	1.13	0.39	-0.40	-0.64	-0.66	-0.67	-0.67
3.2	5.06	4.11	3.14	1.09	0.35	-0.41	-0.61	-0.62	-0.63	-0.63
3.4	5.19	4.18	3.15	1.06	0.31	-0.41	-0.57	-0.59	-0.59	-0.59
3.6	5.30	4.24	3.17	1.03	0.28	-0.42	-0.55	-0.56	-0.56	-0.56
3.8	5.40	4.29	3.18	1.00	0.24	-0.42	-0.52	-0.53	-0.53	-0.53
4.0	5.50	4.34	3.20	0.96	0.21	-0.41	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
4.2	5.60	4.39	3.24	0.93	0.19	-0.41	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48
4.4	5.69	4.42	3.25	0.91	0.15	-0.40	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46
4.6	5.79	4.46	3.27	0.87	0.13	-0.40	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44
4.8	5.89	4.50	3.29	0.82	0.10	-0.39	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42
5.0	5.94	4.54	3.32	0.78	0.07	-0.38	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40

TABLA (A-3)

FACTORES PARA LA CURVA LOGARITMICA

DESVIADA DE ALLEN HAZEN

Coeficiente de Desviación	Porcentaje de términos arriba del límite								
	99	95	80	50	20	5	1	0.1	0.01
0.0	-2.32	-1.64	-0.84	0.00	+0.84	+1.64	+2.32	+3.09	+3.72
0.1	-2.25	-1.62	-0.85	-0.02	+0.84	+1.67	+2.40	+3.24	+3.96
0.2	-2.18	-1.59	-0.85	-0.03	+0.83	+1.71	+2.48	+3.39	+4.20
0.3	-2.12	-1.56	-0.85	-0.05	+0.83	+1.74	+2.56	+3.55	+4.45
0.4	-2.05	-1.53	-0.85	-0.06	+0.82	+1.76	+2.64	+3.72	+4.72
0.5	-1.99	-1.50	-0.85	-0.08	+0.82	+1.79	+2.72	+3.90	+5.00
0.6	-1.92	-1.47	-0.85	-0.09	+0.81	+1.81	+2.80	+4.08	+5.30
0.7	-1.86	-1.47	-0.85	-0.09	+0.81	+1.81	+2.89	+4.28	+5.64
0.8	-1.80	-1.41	-0.85	-0.12	+0.79	+1.86	+2.97	+4.48	+6.00
0.9	-1.73	-1.38	-0.85	-0.14	+0.77	+1.88	+3.06	+4.69	+6.37
1.0	-1.68	-1.34	-0.84	-0.15	+0.76	+1.90	+3.15	+4.92	+6.77
1.1	-1.62	-1.31	-0.84	-0.17	+0.75	+1.92	+3.24	+5.16	+7.23
1.2	-1.56	-1.28	-0.83	-0.18	+0.74	+1.94	+3.33	+5.40	+7.66
1.3	-1.51	-1.25	-0.83	-0.19	+0.72	+1.95	+3.41	+5.64	+8.16
1.4	-1.46	-1.22	-0.82	-0.20	+0.71	+1.98	+3.50	+5.91	+8.66
1.5	-1.41	-1.19	-0.81	-0.22	+0.69	+1.99	+3.59	+6.18	+9.16
1.6	-1.36	-1.16	-0.81	-0.23	+0.67	+2.01	+3.69	+6.48	+9.79
1.7	-1.32	-1.13	-0.80	-0.24	+0.66	+2.02	+3.78	+6.77	+10.40
1.8	-1.27	-1.10	-0.79	-0.25	+0.64	+2.03	+3.88	+7.09	+11.07
1.9	-1.23	-1.07	-0.78	-0.26	+0.62	+2.04	+3.98	+7.42	+11.83
2.0	-1.19	-1.05	-0.77	-0.27	+0.61	+2.05	+4.07	+7.78	+12.60
2.1	-1.15	-1.02	-0.76	-0.28	+0.59	+2.06	+4.17	+8.13	+13.35
2.2	-1.11	-0.99	-0.75	-0.29	+0.57	+2.07	+4.27	+8.54	+14.30
2.3	-1.07	-0.96	-0.74	-0.30	+0.55	+2.07	+4.37	+8.95	+15.25
2.4	-1.03	-0.94	-0.73	-0.31	+0.53	+2.08	+4.48	+9.35	--
2.5	-1.00	-0.91	-0.72	-0.31	+0.51	+2.08	+4.56	+9.75	--
2.6	-0.97	-0.89	-0.71	-0.32	+0.49	+2.09	+4.68	+10.15	--
2.7	-0.94	-0.86	-0.69	-0.33	+0.47	+2.09	+4.78	+10.65	--
2.8	-0.91	-0.84	-0.68	-0.33	+0.45	+2.09	+4.89	+11.20	--
2.9	-0.87	-0.82	-0.67	-0.34	+0.43	+2.09	+5.01	+11.75	--
3.0	-0.84	-0.79	-0.66	-0.34	+0.41	+2.08	+5.11	+12.30	--
3.2	-0.78	-0.74	-0.64	-0.35	+0.37	+2.06	+5.35	+13.50	--
3.4	-0.73	-0.69	-0.61	-0.36	+0.32	+2.04	+5.58	--	--
3.6	-0.67	-0.65	-0.58	-0.36	+0.28	+2.02	+5.80	--	--
3.8	-0.62	-0.62	-0.55	-0.36	+0.23	+1.98	+6.10	--	--
4.0	-0.58	-0.56	-0.52	-0.36	+0.19	+1.95	+6.50	--	--
4.5	-0.48	-0.47	-0.45	-0.35	+0.10	+1.70	+7.30	--	--
5.0	-0.40	-0.40	-0.39	-0.34	+0.00	+1.50	+8.20	--	--

TABLA (A-4)

VALORES DE K

C _s	P en %																			C _s			
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		99		
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.84	1.28	0.84	0.67	0.52	0.28	0.00	-0.28	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-2.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.65	2.38	2.06	1.90	1.85	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-2.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.87	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.69	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-1.95	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.88	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.69	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-1.96	0.15
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.95	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.25	-1.58	-1.79	-2.18	-1.91	0.2
0.25	4.27	3.48	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.58	-1.77	-2.14	-1.89	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-1.87	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-1.80	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-1.84	0.4
0.45	4.72	3.74	2.98	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-1.81	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.69	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-1.80	0.5
0.55	4.94	3.89	3.08	2.73	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-1.72	0.55
0.6	5.05	3.96	3.13	2.78	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-1.70	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-1.70	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-1.74	0.7
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-1.70	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.80	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.85	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-1.70	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.85	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.66	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.68	-1.60	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.64	0.95
1.0	5.95	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.75	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.89	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.10	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.55	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.08	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.36	0.05	-0.19	-0.43	-0.62	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.60	1.2
1.25	6.51	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.62	-0.74	-0.84	-1.05	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.62	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.62	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.25	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.96	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.62	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.08	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.95	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.62	-0.73	-0.82	-1.02	-1.12	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.95	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.62	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.18	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.62	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.62	-0.72	-0.81	-0.97	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.62	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.62	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

TABLA (A-5)

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III

VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

C _s	p en porcentaje									
	0.5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
-3.0	0.67	0.57	0.66	0.64	0.61	0.40	-0.42	-1.18	-2.00	-4.05
-2.8	0.71	0.71	0.71	0.70	0.67	0.38	-0.46	-1.21	-2.01	-3.97
-2.6	0.77	0.77	0.77	0.75	0.70	0.37	-0.50	-1.24	-2.01	-3.89
-2.4	0.83	0.83	0.83	0.80	0.73	0.35	-0.54	-1.26	-2.01	-3.80
-2.2	0.91	0.91	0.90	0.84	0.75	0.33	-0.57	-1.28	-2.01	-3.71
-2.0	1.00	0.99	0.98	0.90	0.78	0.31	-0.61	-1.30	-2.00	-3.61
-1.8	1.10	1.09	1.07	0.95	0.80	0.29	-0.64	-1.32	-1.98	-3.50
-1.6	1.22	1.20	1.17	0.99	0.82	0.25	-0.68	-1.33	-1.96	-3.39
-1.4	1.35	1.32	1.27	1.04	0.83	0.23	-0.71	-1.34	-1.94	-3.27
-1.2	1.50	1.45	1.38	1.09	0.84	0.20	-0.73	-1.34	-1.91	-3.15
-1.0	1.66	1.59	1.49	1.13	0.85	0.16	-0.76	-1.34	-1.88	-3.02
-0.8	1.84	1.73	1.61	1.17	0.86	0.13	-0.78	-1.34	-1.84	-2.89
-0.6	2.02	1.88	1.72	1.20	0.86	0.10	-0.80	-1.33	-1.80	-2.76
-0.4	2.20	2.03	1.83	1.23	0.86	0.07	-0.82	-1.32	-1.75	-2.62
-0.2	2.39	2.18	1.95	1.26	0.85	0.03	-0.83	-1.30	-1.70	-2.47
0.0	2.58	2.33	2.02	1.28	0.84	0.00	-0.84	-1.28	-1.64	-2.33
0.2	2.76	2.47	2.16	1.30	0.83	-0.03	-0.85	-1.25	-1.58	-2.18
0.4	2.95	2.61	2.26	1.32	0.82	-0.07	-0.85	-1.23	-1.52	-2.03
0.6	3.13	2.75	2.35	1.33	0.80	-0.10	-0.85	-1.20	-1.45	-1.88
0.8	3.31	2.89	2.45	1.34	0.78	-0.13	-0.86	-1.17	-1.38	-1.74
1.0	3.49	3.02	2.54	1.34	0.76	-0.15	-0.85	-1.13	-1.32	-1.59
1.2	3.66	3.15	2.62	1.34	0.73	-0.19	-0.84	-1.08	-1.24	-1.45
1.4	3.83	3.27	2.71	1.34	0.71	-0.22	-0.83	-1.04	-1.17	-1.32
1.6	3.99	3.39	2.78	1.33	0.68	-0.25	-0.81	-0.99	-1.10	-1.20
1.8	4.15	3.50	2.85	1.32	0.64	-0.28	-0.80	-0.94	-1.02	-1.09
2.0	4.30	3.60	2.91	1.30	0.61	-0.31	-0.78	-0.90	-0.95	-0.99
2.2	4.46	3.68	2.95	1.27	0.57	-0.33	-0.75	-0.84	-0.88	-0.91
2.4	4.59	3.78	3.02	1.25	0.52	-0.35	-0.72	-0.79	-0.82	-0.83
2.6	4.71	3.86	3.08	1.21	0.48	-0.37	-0.70	-0.75	-0.76	-0.77

TABLA (A-5)

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III

VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

C s	p en porcentaje									
	0.5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
2.8	4.86	3.96	3.12	1.18	0.44	-0.39	-0.67	-0.70	-0.71	-0.72
3.0	4.95	4.05	3.14	1.13	0.39	-0.40	-0.64	-0.66	-0.67	-0.67
3.2	5.08	4.11	3.14	1.09	0.35	-0.41	-0.61	-0.62	-0.63	-0.63
3.4	5.19	4.18	3.15	1.06	0.31	-0.41	-0.57	-0.59	-0.59	-0.59
3.6	5.30	4.24	3.17	1.03	0.28	-0.42	-0.55	-0.56	-0.56	-0.56
3.8	5.40	4.29	3.18	1.00	0.24	-0.42	-0.52	-0.53	-0.53	-0.53
4.0	5.50	4.34	3.20	0.96	0.21	-0.41	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
4.2	5.60	4.39	3.24	0.93	0.19	-0.41	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48
4.4	5.69	4.42	3.25	0.91	0.15	-0.40	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46
4.6	5.79	4.46	3.27	0.87	0.13	-0.40	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44
4.8	5.89	4.50	3.29	0.82	0.10	-0.39	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42
5.0	5.94	4.54	3.32	0.78	0.07	-0.38	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40

TABLA (A-4)
 VALORES DE K

G _s	P en %																			G _s			
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99,9
3,55	7,68	5,27	4,22	3,16	2,66	1,93	1,03	0,26	0,072	-0,060	-0,28	-0,41	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,562	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	3,55
3,6	7,72	5,30	4,24	3,17	2,66	1,93	1,03	0,26	0,064	-0,072	-0,28	-0,42	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,555	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	3,6
3,65	7,76	5,32	4,25	3,17	2,66	1,92	1,02	0,27	0,058	-0,078	-0,28	-0,42	-0,48	-0,53	-0,53	-0,54	-0,548	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	3,65
3,7	7,86	5,35	4,26	3,18	2,66	1,91	1,01	0,26	0,048	-0,084	-0,29	-0,42	-0,48	-0,52	-0,53	-0,54	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	3,7
3,75	7,91	5,37	4,27	3,18	2,66	1,90	1,00	0,25	0,040	-0,089	-0,29	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,53	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	3,75
3,8	7,97	5,40	4,29	3,18	2,66	1,90	1,00	0,24	0,032	-0,095	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,52	-0,524	-0,524	-0,524	-0,524	-0,524	-0,524	3,8
3,85	8,02	5,42	4,31	3,19	2,66	1,90	0,99	0,23	0,026	-0,103	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,515	-0,515	-0,515	-0,515	-0,515	-0,515	3,85
3,9	8,08	5,45	4,32	3,20	2,66	1,90	0,99	0,23	0,020	-0,11	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	3,9
3,95	8,12	5,47	4,33	3,20	2,66	1,90	0,97	0,22	0,015	-0,11	-0,30	-0,41	-0,46	-0,49	-0,50	-0,50	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	3,95
4,0	8,17	5,50	4,34	3,20	2,66	1,90	0,96	0,21	0,010	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,49	-0,49	-0,50	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	4,0
4,05	8,23	5,52	4,35	3,21	2,66	1,89	0,95	0,20	0,006	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,487	-0,485	-0,485	-0,485	-0,485	-0,485	-0,485	-0,485	4,05
4,1	8,29	5,55	4,36	3,22	2,66	1,89	0,95	0,20	0,00	-0,13	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,484	-0,484	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	4,1
4,15	8,33	5,57	4,37	3,23	2,66	1,88	0,94	0,19	-0,005	-0,13	-0,31	-0,41	-0,46	-0,47	-0,478	-0,480	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	4,15
4,2	8,39	5,60	4,39	3,24	2,64	1,88	0,93	0,19	-0,010	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,473	-0,475	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	4,2
4,25	8,43	5,62	4,39	3,24	2,64	1,87	0,92	0,18	-0,015	-0,13	-0,31	-0,40	-0,44	-0,46	-0,467	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	4,25
4,3	8,49	5,65	4,40	3,24	2,64	1,87	0,92	0,17	-0,021	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,45	-0,458	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	4,3
4,35	8,54	5,67	4,41	3,24	2,64	1,86	0,91	0,16	-0,026	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,45	-0,458	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	4,35
4,4	8,60	5,69	4,42	3,25	2,63	1,86	0,91	0,15	-0,032	-0,15	-0,32	-0,40	-0,44	-0,45	-0,451	-0,454	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	4,4
4,45	8,64	5,71	4,43	3,25	2,63	1,85	0,90	0,14	-0,037	-0,15	-0,32	-0,40	-0,43	-0,448	-0,449	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	4,45
4,5	8,69	5,74	4,44	3,26	2,62	1,85	0,89	0,14	-0,042	-0,15	-0,32	-0,40	-0,43	-0,441	-0,444	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	4,5
4,55	8,74	5,76	4,45	3,26	2,62	1,84	0,88	0,13	-0,047	-0,16	-0,32	-0,40	-0,42	-0,435	-0,438	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	4,55
4,6	8,79	5,79	4,46	3,27	2,62	1,84	0,87	0,13	-0,052	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,432	-0,435	-0,438	-0,438	-0,438	-0,438	-0,438	-0,438	-0,438	4,6
4,65	8,84	5,81	4,47	3,27	2,61	1,83	0,86	0,12	-0,058	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,428	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	4,65
4,7	8,89	5,84	4,48	3,28	2,61	1,83	0,85	0,11	-0,064	-0,18	-0,32	-0,40	-0,42	-0,424	-0,425	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	4,7
4,75	8,92	5,86	4,49	3,28	2,61	1,82	0,83	0,10	-0,069	-0,18	-0,32	-0,395	-0,415	-0,420	-0,420	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	4,75
4,8	8,98	5,89	4,50	3,29	2,60	1,81	0,82	0,10	-0,075	-0,19	-0,32	-0,39	-0,41	-0,415	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	4,8
4,85	9,03	5,91	4,51	3,29	2,60	1,80	0,81	0,095	-0,081	-0,19	-0,32	-0,388	-0,405	-0,411	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	4,85
4,9	9,08	5,94	4,51	3,30	2,60	1,80	0,80	0,085	-0,087	-0,20	-0,32	-0,385	-0,401	-0,407	-0,408	-0,408	-0,408	-0,408	-0,408	-0,408	-0,408	-0,408	4,9
4,95	9,13	5,96	4,52	3,31	2,60	1,79	0,79	0,075	-0,093	-0,20	-0,32	-0,383	-0,395	-0,401	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	4,95
5,0	9,18	5,99	4,54	3,32	2,60	1,78	0,78	0,065	-0,099	-0,20	-0,32	-0,380	-0,385	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	5,0
5,05	9,16	5,98	4,55	3,32	2,60	1,77	0,77	0,055	-0,105	-0,20	-0,32	-0,378	-0,391	-0,395	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	5,05
5,1	9,20	5,98	4,57	3,32	2,60	1,76	0,76	0,045	-0,110	-0,21	-0,32	-0,375	-0,388	-0,391	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	5,1
5,15	9,23	6,00	4,58	3,32	2,60	1,75	0,74	0,045	-0,115	-0,21	-0,32	-0,373	-0,385	-0,388	-0,387	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	5,15
5,2	9,27	6,02	4,59	3,33	2,60	1,74	0,73	0,035	-0,120	-0,21	-0,32	-0,370	-0,382	-0,384	-0,384	-0,384	-0,384	-0,384	-0,384	-0,384	-0,384	-0,384	5,2

TABLA (A-6)

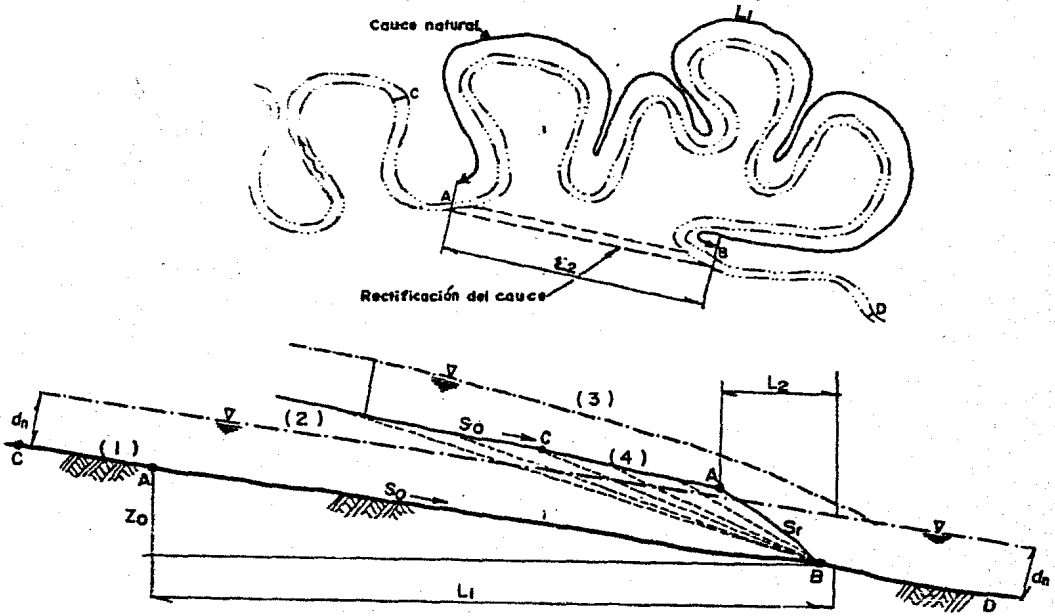
N	γ_N	Γ_N	N	γ_N	Γ_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0096	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

ϕ	$\sqrt{N\alpha\Gamma_N}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.15130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8315
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

TABLA (A-7)

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
BOSQUES (SEMBRADOS Y CULTIVADOS	ESPARCIDO O BAJA TRANSPIRACION	45	66	77	83
	NORMAL	36	60	73	79
	DENSO O ALTA TRANSPIRACION	25	55	70	77
CAMINOS	DE TIERRA	72	82	87	89
	SUPERFICIE DURA	74	84	90	92
BOSQUES NATURALES	MUY ESPARCIDO O BAJA TRANSPIRACION	56	75	86	91
	ESPARCIDO O BAJA TRANSPIRACION	45	68	78	84
	NORMAL	36	60	70	76
	DENSO O ALTA TRANSPIRACION	26	52	62	69
DESCANSO SIN CULTIVO	MUY DENSO O ALTA TRANSPIRACION	15	44	54	61
	SURCOS RECTOS	77	86	91	94
CULTIVOS DE SURCO	SURCOS RECTOS	70	80	87	90
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	67	77	83	87
	TERRAZAS	64	73	79	82
CEREALES (TRIGO, ARROZ, MAIZ)	SURCOS RECTOS	64	76	84	88
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	62	74	82	85
	TERRAZAS	60	71	79	82
LEGUMINOSAS (TREBOL, FRIJOL Y ALFALFA). SEMBRADOS CON MAQUINARIA O AL VOLEO O POTRERO DE ROTACION	SURCOS RECTOS	62	75	83	87
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	60	72	81	84
	TERRAZAS	57	70	78	82
PASTIZAL	POBRE	68	79	86	89
	NORMAL	49	69	79	84
	BUENO	39	51	74	80
	CURVAS DE NIVEL, POBRE	47	67	81	88
	CURVAS DE NIVEL NORMAL	25	59	75	83
POTRERO (PERMANENTE)	CURVAS DE NIVEL, BUENO	6	35	70	79
	NORMAL	30	58	71	78
SUPERFICIE IMPERMEABLE		100	100	100	100



- (1) Perfil del fondo del río antes de efectuar la rectificación
- (2) Perfil del agua antes de la rectificación
- (3) Perfil teórico del agua inmediatamente después de efectuar el corte de rectificación. La mayor capacidad de transporte se tiene en A
- (4) Perfil del fondo del río inmediatamente después de efectuar la rectificación

d_n Tirante normal para el gasto de estudio, con la pendiente S_0

L_1 Distancia entre A y B antes de la rectificación, por el río

L_2 Distancia entre A y B después de la rectificación, por el corte

S_r Pendiente media del fondo del río inmediatamente después de la rectificación (en el corte)

S_0 Pendiente media del fondo del río antes de la rectificación

Z_0 Desnivel del fondo del río entre los puntos A y B. Permanece constante antes y en el primer momento después de iniciado el corte en los meandros

— Perfil del fondo a medida que es erosionado

FIG. 1 Rectificación de un cauce

METODO DE LEBEDIEV

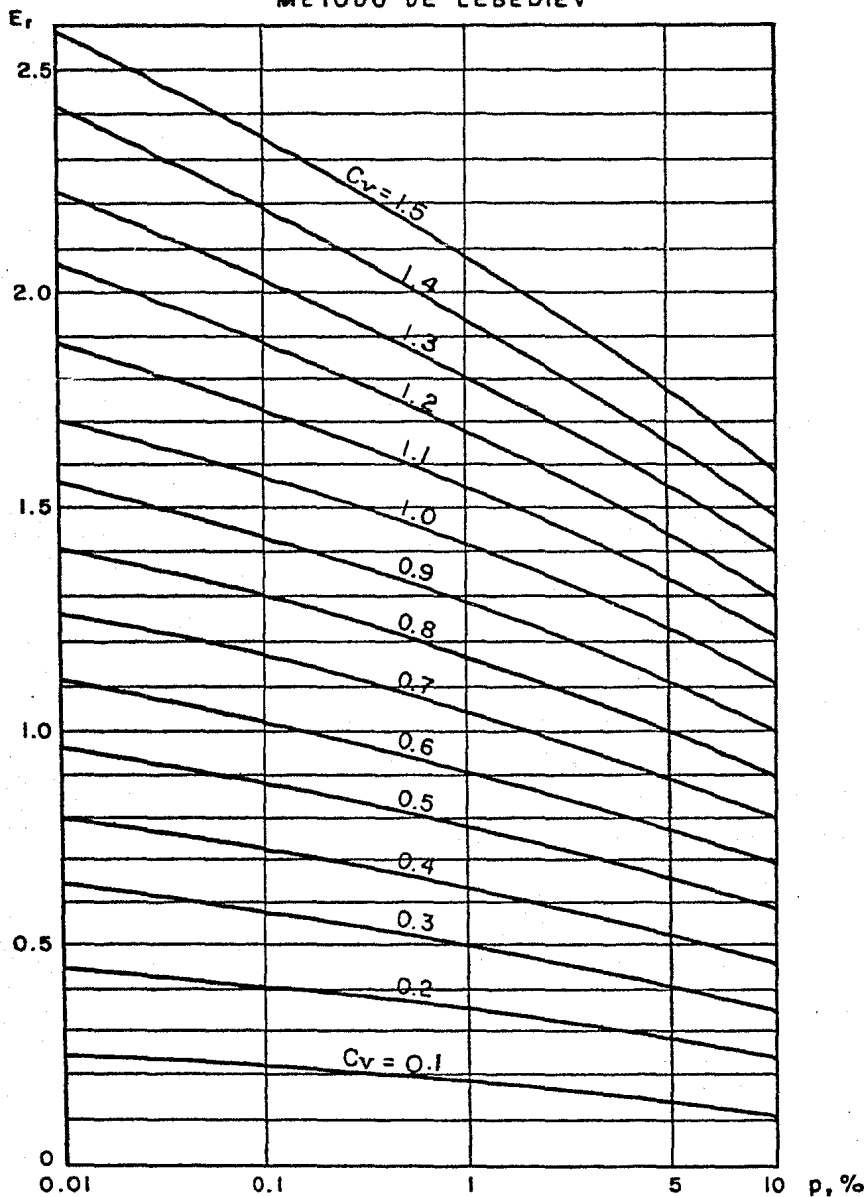


Fig. 2.— VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE

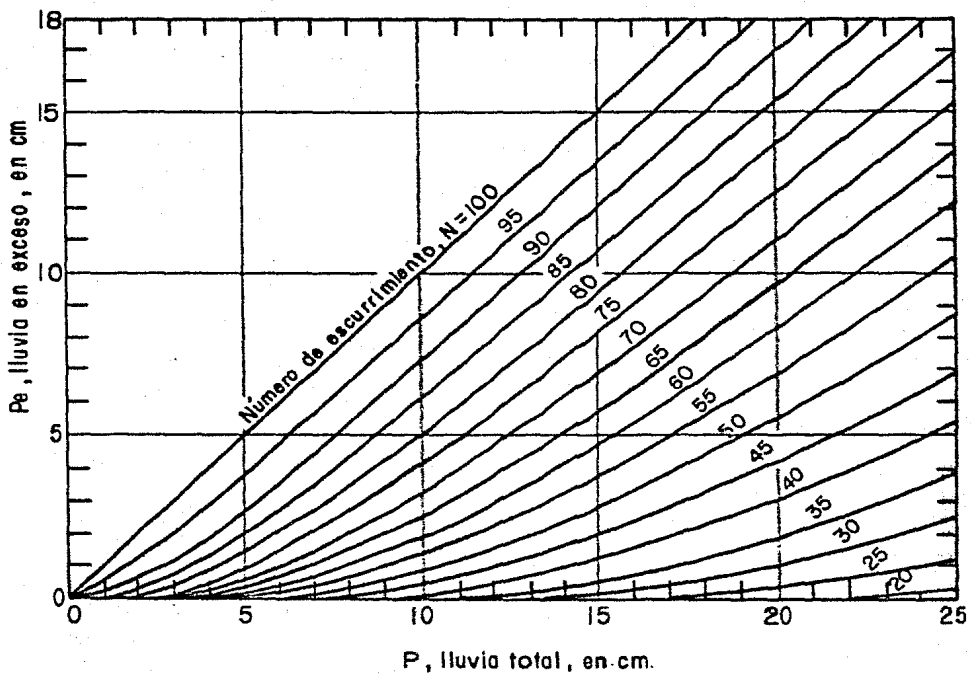


Fig.—3 Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento

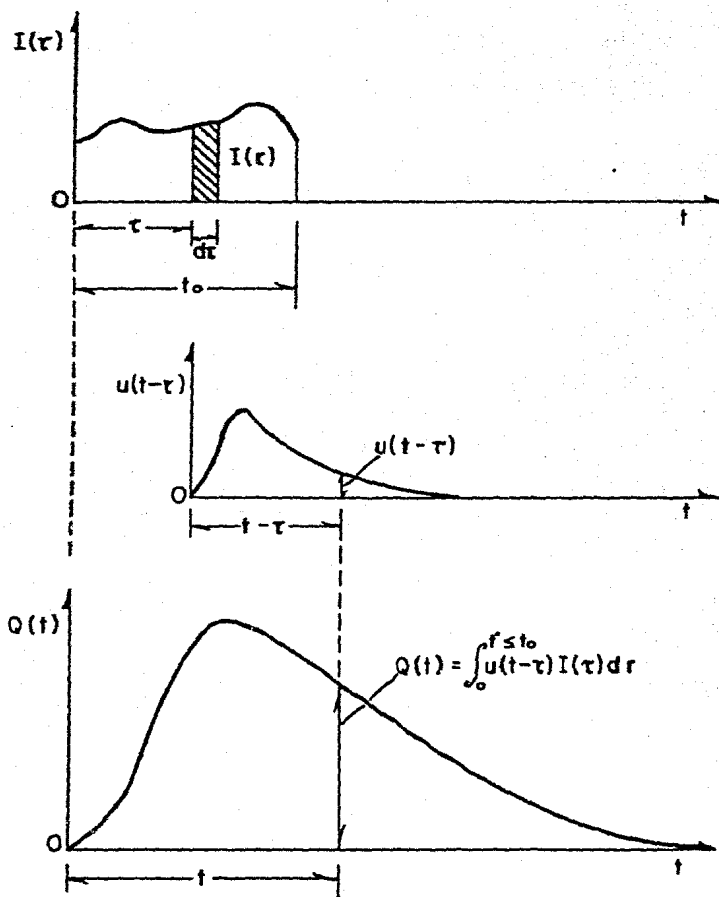


Fig.-4 Relación de $I(\tau)$ y el hidrograma unitario instantáneo

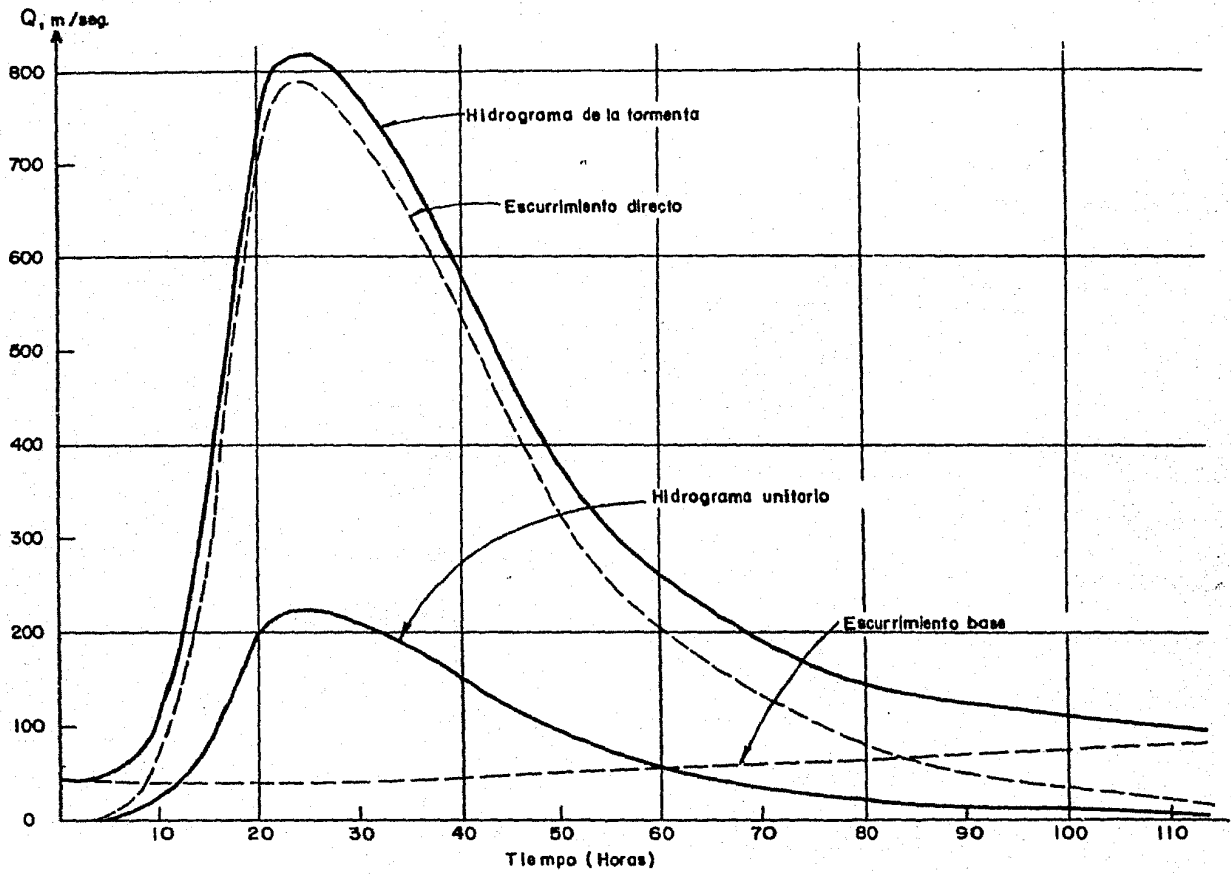


Fig-5

Lluvia en exceso continua en una cantidad I cm/hr.

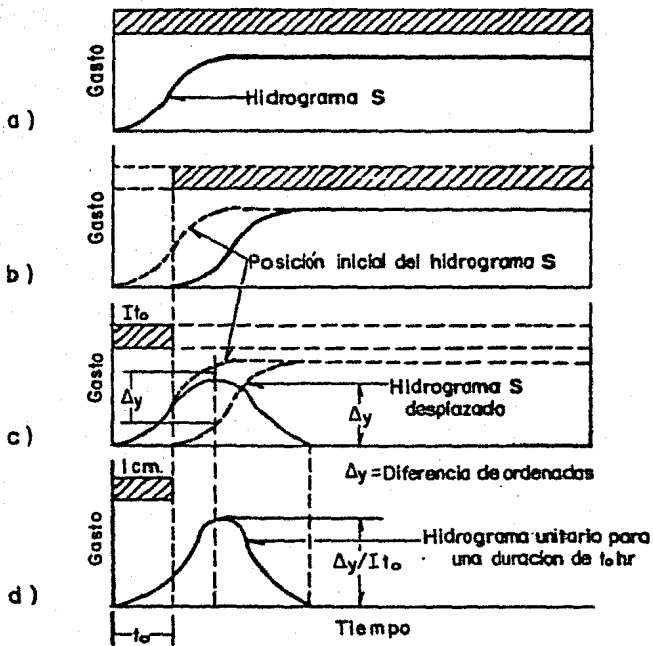


Fig.-6 Deducción de un hidrograma unitario por medio del método del hidrograma S

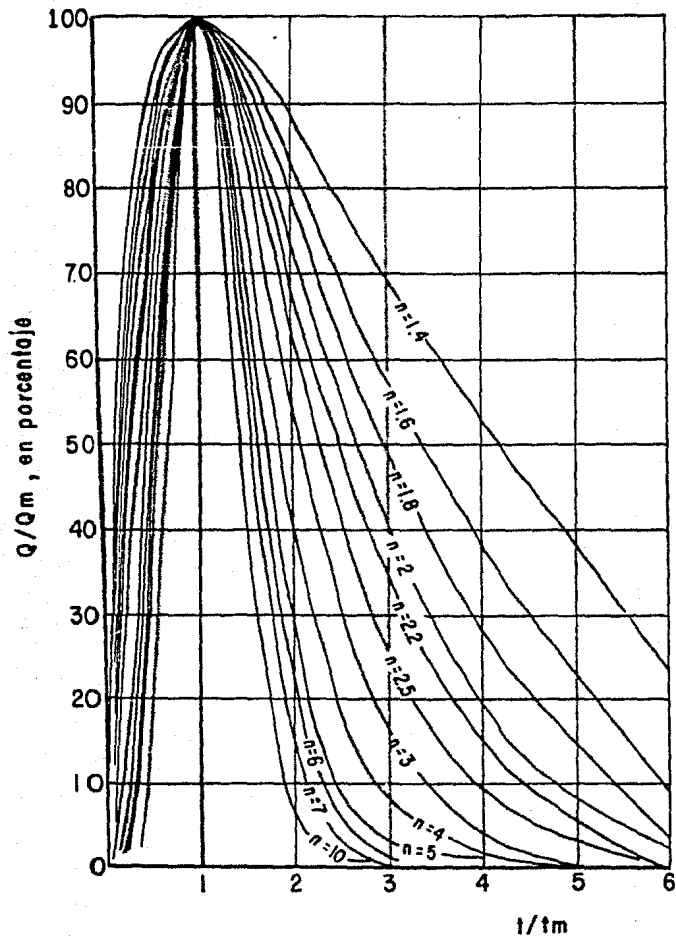


Fig-7 Hidrograma instantáneo adimensional

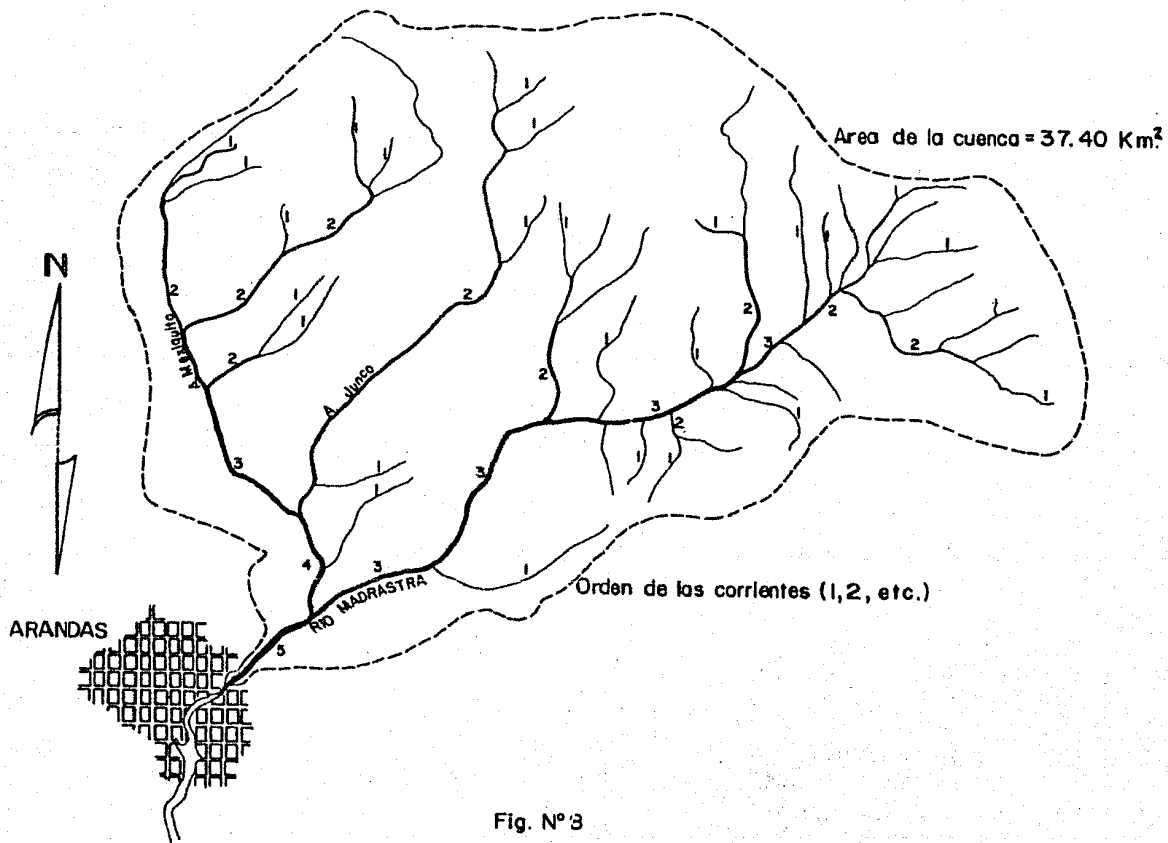
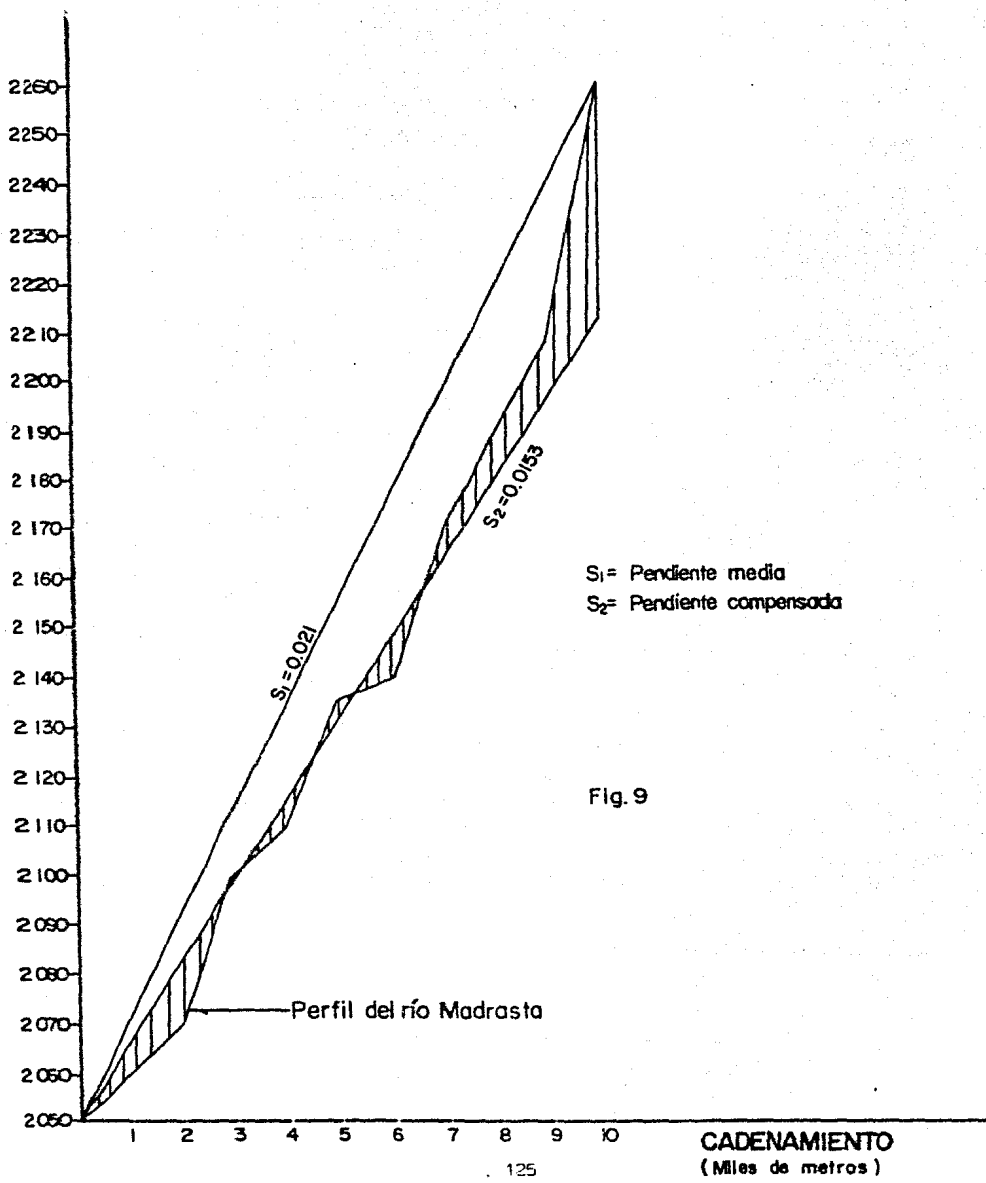
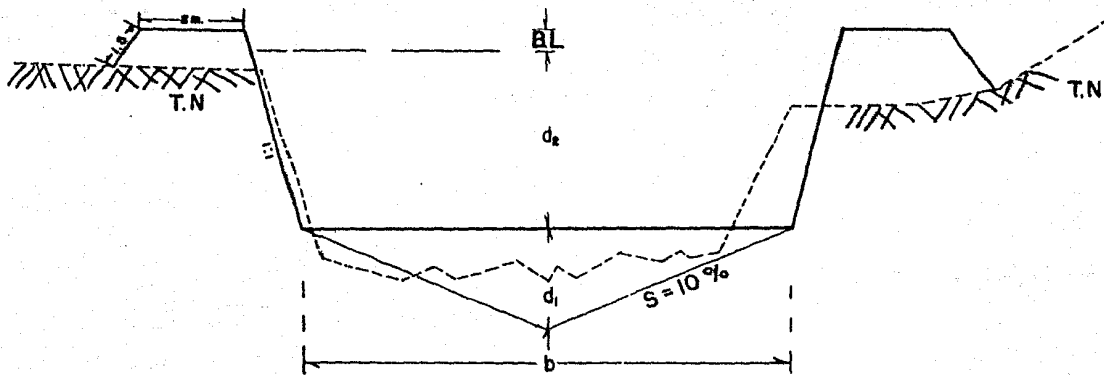


Fig. N° 3



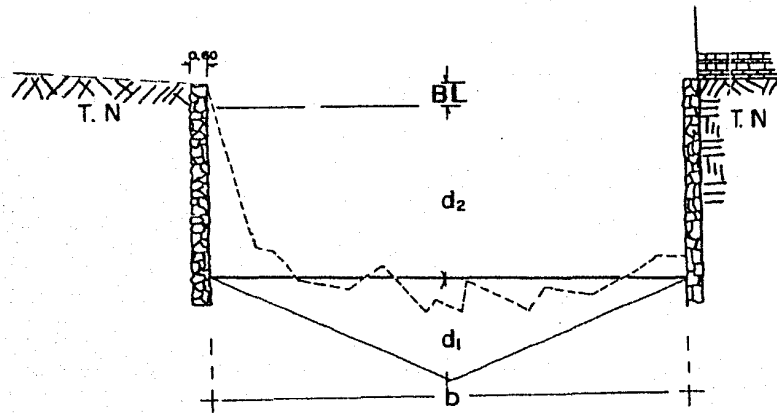
RIO MADRASTRA
ARANDAS, JALISCO



SECCION TIPO, TRAMOS Km. 0+000 — 0.617.96
Km. 0+939.60 — 1+500

Fig. 10

RIO MADRASTRA, ARANDAS JALISCO



Seccion Tipo Kilometro 0 + 617.96 — 0 + 935.60

Fig. 10 A

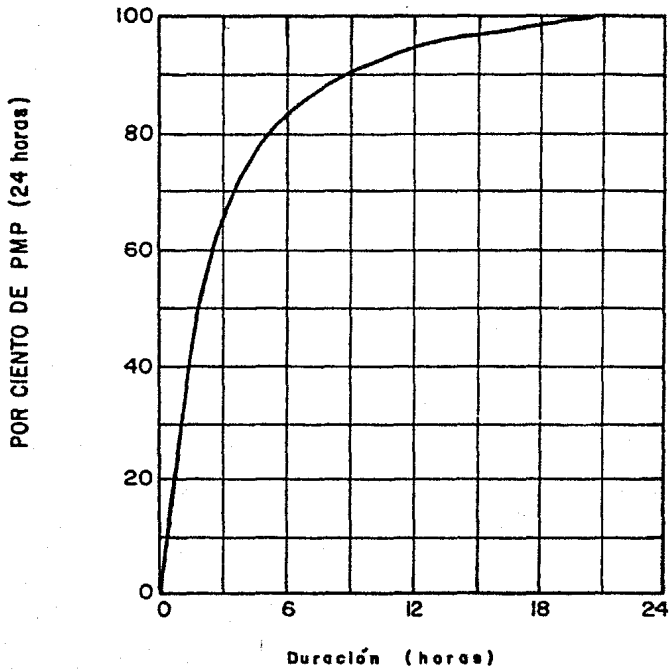


Fig. II.— CURVA DE ALTURA DE PRECIPITACION—DURACION TIPO PARA
UNA TORMENTA CONVECTIVA