

18  
E.M.



# Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA  
DE DRENAJE DEL AEROPUERTO DE LAZARO CARDENAS, MICH.

## Tesis Profesional

Que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a

FIDEL FLORENTINO SANCHEZ SANCHEZ



México, D. F.

1985



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 está 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.

## CONTENIDO

DEDICATORIA

CONTENIDO

EPIGRAFE

PREFACIO

### CAPITULO I GENERALIDADES

I.1	Objetivo del Estudio	1
I.2	Descripción General del Aeropuerto	2
I.3	Localización de las Cuencas en estudio	5
I.4	Zona en estudio	6

### CAPITULO II INFORMACION REQUERIDA PARA EL ESTUDIO

II.1	Material fotogramétrico	8
II.2	Información hidrológica	8
II.3	Orografia y drenaje	11
II.4	Precipitación y clima	12

### CAPITULO III PROCESAMIENTO DE DATOS

III.1	Características fisiográficas de las Cuencas en estudio	13
III.2	Factores que afectan el escurrimiento	22
III.3	Curvas intensidad-duración -período de retorno	26
III.4	Método de Gumbel	26

<b>CAPITULO IV</b>	<b>CALCULO DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO</b>	
IV.1	Selección de métodos	34
IV.2	Métodos empíricos	37
IV.3	Métodos basados en la relación precipitación-escorrimento	47
IV.4	Consideraciones para la determinación del gasto de diseño.	84
<b>CAPITULO V</b>	<b>DISEÑO DE OBRAS PARA DRENAJE PLUVIAL</b>	
V.1	Consideraciones generales	95
V.2	Drenaje exterior	98
V.3	Drenaje interior	103
V.4	Diseño de tanques amortiguadores	109
<b>CAPITULO VI</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	122
	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	125
	<b>PLANOS</b>	127

#### EPIGRAFE

"Conforme a la gracia de Dios  
que me ha sido dada, yo como  
hombre constructor puse el -  
fundamento, y otro edifica -  
encima"

(Corintios I, 3-10)

## PREFACIO

Al realizar esta tesis que pongo a consideración de los que conocen Ingeniería, me someto a su benevolencia, esperando sabrán perdonar mis errores derivados de mi poca experiencia en unas ramas de la Ingeniería Civil tan difíciles como lo son la Hidráulica e Hidrología.

Deseo manifestar de una manera especial, mi agradecimiento y respeto a la Universidad Nacional Autónoma de México - y a los Maestros por haberme aportado sus conocimientos durante mi preparación profesional.

Quiero agradecer la valiosa dirección que recibí para la elaboración de la presente tesis del Ingeniero Florentino -- Mejía Chávez catedrático de la Facultad de Ingeniería.

Gracias a los Directivos de la Dirección General de -- Aeropuertos de la S.C.T., y en especial a los Ingenieros Jorge de la Madrid Virgen, Luis A. Martín Chávez y Alfonso M. Elizondo Ramírez por la ayuda prestada para la realización de esta -- tesis.

## CAPITULO I GENERALIDADES

### I.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO

El concepto moderno de aeropuerto, se entiende no tan solo como una estación de un medio de transporte, sino como una obra que propicia el desarrollo integral de un país.

Antes de iniciar el proyecto de detalle para un aeropuerto, deberá contarse con los resultados positivos de un estudio a gran visión de todas las estructuras del conjunto; asimismo, se deberá contar con los estudios complementarios que nos permitan conocer las condiciones del sitio emplazado a servir como aeropuerto.

Actualmente, dentro de la información de campo encaminada a la elaboración de un proyecto para un aeropuerto, es necesario incluir un estudio que nos permita estimar el funcionamiento hidrológico de la región para obtener de éste, los datos más confiables para el diseño de las estructuras de drenaje que garanticen las condiciones óptimas para el movimiento de las aeronaves sobre las pistas en cualquier época del año.

Por tanto, el objeto primordial de esta Tesis será el

borar el Estudio Hidrológico y Proyecto de Drenaje Pluvial del -  
Aeropuerto de Lázaro Cárdenas, Mich., apoyándose en datos propor-  
cionados por diferentes dependencias oficiales así como del pro-  
pio lugar en estudio recopilados durante nuestras visitas técni-  
cas.

El análisis que se realizará, tomará en cuenta la fac-  
tibilidad técnica y económica de nuestros elementos constructi-  
vos, para proporcionar la solución mas adecuada en función de la  
vida útil de la obra, y de acuerdo al diseño geométrico de las -  
pistas del aeropuerto, proporcionado por la propia Dirección Ge-  
neral de Aeropuertos de la Secretaría de Comunicaciones y Trans-  
portes.

## 1.2 DESCRIPCION GENERAL DEL AEROPUERTO

Antes de dar una descripción general del Aeropuerto de-  
Lázaro Cárdenas Mich., es necesario conocer o definir los elemen-  
tos que constituyen un Aeropuerto y para ello daremos la siguien-  
te definición.

El Aeropuerto es la parte esencial de la infraestructu-  
ra del transporte aéreo que permitirá a pasajeros y mercancías -  
pasar de un medio de transporte a otro.

A su vez un aeropuerto está constituido por una serie--



de elementos que habrá que analizar para establecer su función y medir su importancia para finalmente planear su desarrollo.

Los elementos que integran un aeropuerto son:

a) Area de operaciones compuesto por pistas y calles-de rodaje.

b) Area terminal formada por plataformas, edificios - terminales y estacionamientos para automóviles y vialidad de co nexión con la ciudad y otros servicios de apoyo.

c) Control de tránsito aéreo, necesario para tener en correcto servicio el aeropuerto.

Las características principales del Aeropuerto de Láza ro Cárdenas, Mich., son:

1) Localización.

El aeropuerto de Lázaro Cárdenas Mich., se encuentra .- localizado geográficamente de la siguiente forma:

18° 03' 02" latitud Norte  
102° 16' 25" longitud Oeste

La altitud sobre el nivel del mar es de 34 m.

## 2) Pista

Pista 05-23 con una longitud de 2200 m por 45 m de ancho con pavimento de concreto asfáltico y franjas de seguridad de 75 m a cada lado de la pista, para la operación de cualquier tipo de aeronave.

La longitud de la pista se determinó tomando en cuenta las características de los aviones que operarán en ella y del lugar de ubicación del aeropuerto, que para este caso se considero aviones tipo DC-9 y B-727-200.

## 3) Plataforma de Operaciones

Con una superficie de 16 200 m<sup>2</sup> también de pavimento de concreto asfáltico que permite manejar simultaneamente 3 posiciones tipo DC-9 y B-727-200, además existe otra plataforma de 16 200 m<sup>2</sup> para avionetas.

4) Dos calles de rodaje, la calle de rodaje "A" y la calle de rodaje "B" ambas con 23 m de ancho con pavimento de concreto asfáltico y con una longitud de 487 m para el rodaje "B" y de 280 para el rodaje "A", las dos calles de rodaje tienen franjas de seguridad de 20 m de ancho a cada lado.

- 5) Edificio terminal y torre de control
- 6) Hangares para aviones
- 7) Estacionamiento para vehículos
- 8) Zona de abastecimiento de combustibles y distribución del mismo
- 9) Instalaciones de Sub-estación eléctrica
- 10) Instalaciones de aparatos para ayudas visuales
- 11) Instalaciones para abastecimiento de agua potable

Las características principales del aeropuerto pueden verse en los planos No. 1 y No.2.

### I.3 LOCALIZACION DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO

La zona en estudio se encuentra ubicada en la región hidrológica No. 17, de acuerdo con la clasificación elaborada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, para el Estado de Michoacán.

La región hidrológica No.17 está limitada al norte y al este por la región hidrológica No.18, al sur y al oeste por el océano Pacífico y finalmente al noroeste por el parteaguas de la región hidrológica No. 16.

Dicha región cubre un área total de 9224 Km<sup>2</sup> y constituye una unidad de características orohidrográficas homogéneas; comprende todos los ríos de la vertiente del pacífico entre la desembocadura del río Coahuayana y la del río Mezcala, con patrones de escurrimiento perfectamente definidos. Todos ellos tienen su origen en las estribaciones de la Sierra Madre Occidental que corre paralela a la costa y tienen su desembocadura en el pacífico.

Las cuencas en estudio se encuentran localizadas entre los paralelos 18° 10' 00" y 18° 30' 00" latitud norte y los meridianos 102° 30' 00" y 102° 00' 00" de longitud oeste del Meridiano de Greenwich, entre las poblaciones de Bordonal y Buenos-Aires, Michoacán, como se indica en el plano de Regiones hidrológicas, plano No.3.

#### I.4 ZONA EN ESTUDIO

Hacia la pista del aeropuerto inciden cinco corrientes de importancia, que es necesario tomar en cuenta para poder captar y encauzar sus caudales hacia sitios donde no produzcan deterioro.

El estudio de éstos arroyos nos dirige al análisis de las características fisiográficas de sus cuencas a fin de poder determinar las aportaciones de éstas en sus respectivas inter-

secciones con la pista, tal como se muestra en el plano No. 4 -  
de localización de las cuencas en estudio.

## CAPITULO II

### INFORMACION REQUERIDA PARA EL ESTUDIO

#### II.1 MATERIAL FOTOGRAMETRICO

Para el estudio de las características fisiográficas - de la zona, se dispone de un plano fotogramétrico escala - - - 1:25 000 así como de cartas topográficas escala 1:100,000 editadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y las cartas de Detenal escala 1:50,000.

#### II.2 INFORMACION HIDROLOGICA

Se recurrió a la información de las estaciones climatológicas más cercanas a la zona en estudio, obtenido el siguiente resumen de los registros de intensidades máximas de lluvia, - así como los tiempos de registro y distancias a las cuencas, como se indica en el plano No. 3.

ESTACION  
HIDROMETRICAESTACION  
CLIMATOLOGICAAÑOS DE  
REGISTRODISTANCIA A  
LAS CUENCAS  
EN ESTUDIO  
(Km)PRECIPITACION  
MEDIA ANUAL -  
(mm)

--	Cerro de Or tega.	11	155	1200
--	Armería	10	195	1200
--	La Villita	4	5	1200
Infiernillo	--	14	40	1200

TABLA No. 2.1

## TABLA DE INTENSIDADES PARA LOS ZONAS EN ESTUDIO

INTENSIDADES EN cm/hr

DURACION EN MINUTOS						
10	20	45	60	80	100	120
18.00	18.00	12.21	9.94	7.87	6.54	5.68
18.00	14.81	9.89	8.23	7.23	6.30	5.65
16.88	12.00	9.20	7.75	6.35	5.72	5.33
14.46	11.40	8.25	7.30	6.19	5.45	5.00
12.60	11.10	7.70	7.00	5.50	4.60	4.00
12.60	11.07	7.65	6.51	5.25	4.50	3.80
12.00	10.20	7.60	5.82	5.25	4.38	3.72
12.00	9.00	7.10	5.71	4.98	4.32	3.71
11.70	8.70	6.53	5.60	4.68	4.05	3.39
11.04	8.32	5.73	5.07	4.20	3.85	3.23
10.90	8.31	5.65	4.80	4.10	3.55	3.05
10.80	8.25	5.34	4.50	4.09	3.45	2.94
10.80	8.10	5.32	4.50	3.98	3.41	2.80
10.62	8.10	5.30	4.24	3.50	3.05	2.50
10.56	7.92	5.08	4.15	3.38	2.83	2.45
10.30	7.65	4.80	3.89	3.26	2.80	2.40
10.20	7.41	4.76	3.75	3.18	2.80	2.38
10.20	7.00	4.59	3.70	3.10	2.74	2.28
9.84	6.80	4.44	3.63	2.93	2.72	2.24
9.66	6.45	4.00	3.50	2.91	2.63	2.20
9.48	6.39	4.00	3.40	2.91	2.50	2.03
8.60	6.00	3.70	3.23	2.85	2.42	1.72
6.60	5.70	2.94	2.26	1.77	1.67	1.54
6.00	4.70	2.50	2.05	1.70	1.50	1.30
3.60	3.60	2.40	2.00	1.60	1.40	1.25



### II.3 OROGRAFIA Y DRENAJE

La topografía característica de la zona está determinada de la siguiente manera:

Area montañosa -----	0 %
Lomerío pronunciado -----	10 %
Lomerío suave -----	85 %
Planicie -----	5 %

El espesor de la cubierta vegetal es aproximadamente de 0.30 a 0.60 m.

La altura media de la región es del orden de los 30.00 - metros sobre el nivel del mar, alcanzando en las partes altas -- elevaciones del orden de los 65.00 m.s.n.m.

Existen flora característica de las zonas templadas, tales como cedro, encino, roble, pino, etc. y algunos arbustos, -- pero en general es escasa.

Al recorrer la zona en estudio, se observó que se encuentra desmontada, pero se advierte que es utilizada como terreno - de cultivo.

#### II.4 PRECIPITACION Y CLIMA

La zona se ve afectada por una gran influencia ciclónica, lo cual hace que las lluvias que se producen sobre las cuencas en estudio sean de gran intensidad y los escurrimientos - - drenados por los cauces de gran magnitud.

La precipitación media anual que han registrado la estaciones climatológicas cercanas a las cuencas en estudio es -- del orden de los 1200 mm.

El clima prevalenciente es templado y la temperatura - promedio registrada es del orden de los 23.9 grados centígrados.

### CAPITULO III PROCESAMIENTO DE DATOS

#### III.1 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO.

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca. Entre estas se puede mencionar principalmente su área, pendiente, y características del cauce principal.

Las características fisiográficas de una cuenca tienen gran importancia en el comportamiento hidrológico de la misma. De hecho, existe una estrecha correspondencia entre el régimen hidrológico y dichos elementos, de ahí que el conocimiento de éstas sea de gran utilidad práctica, pues al establecer relaciones y comparaciones de ellos con datos hidrológicos conocidos, es factible determinar indirectamente los valores hidrológicos en secciones o sitios de interés práctico en los que falten datos.

Desde el punto de vista de las relaciones precipitación-escurrimiento; Las características fisiográficas de la cuenca nos interesan principalmente en dos aspectos:

1) El volumen de escurrimiento producido por una tormenta dada.

2) La forma del hidrograma, la cual depende de la velocidad de respuesta de la cuenca al presentarse la tormenta.

Las características de la cuenca más importantes en relación con los dos aspectos anteriores son: área, longitud del cauce y pendiente del cauce.

a) Área de la cuenca. Es el área en proyección horizontal de la superficie encerrada por el parteaguas.

El medio empleado en este estudio para determinar el área de cada cuenca fué el planímetro.

b) Longitud del cauce. Se acostumbra medir como la longitud del cauce principal en sentido horizontal.

c) Pendiente del cauce. La pendiente del cauce no tiene un valor único, sino que varía de tramo en tramo por lo que se le representa con un valor medio que sirve de índice. De las fórmulas propuestas por distintos autores, se recomienda aquí la de Taylor y Schwarz, debido a que la pendiente calculada con este criterio tiene una relación más directa con el tiempo de traslado del agua por el cauce.

La ecuación correspondiente es:

$$S = \left( \frac{m}{1/S_1^{1/2} + 1/S_2^{1/2} + \dots + 1/S_m^{1/2}} \right)^2 \quad (3.1)$$

Donde:  $m$  número de segmentos iguales, en los cuales se subdivide el tramo en estudio.

$S$  pendiente media del tramo en estudio.

$S_1, S_2, \dots, S_m$  pendiente de cada segmento, según la ecuación siguiente:

$$S = H/L \quad (3.2)$$

donde:  $H$  Desnivel entre los extremos del tramo -- del cauce, en m.

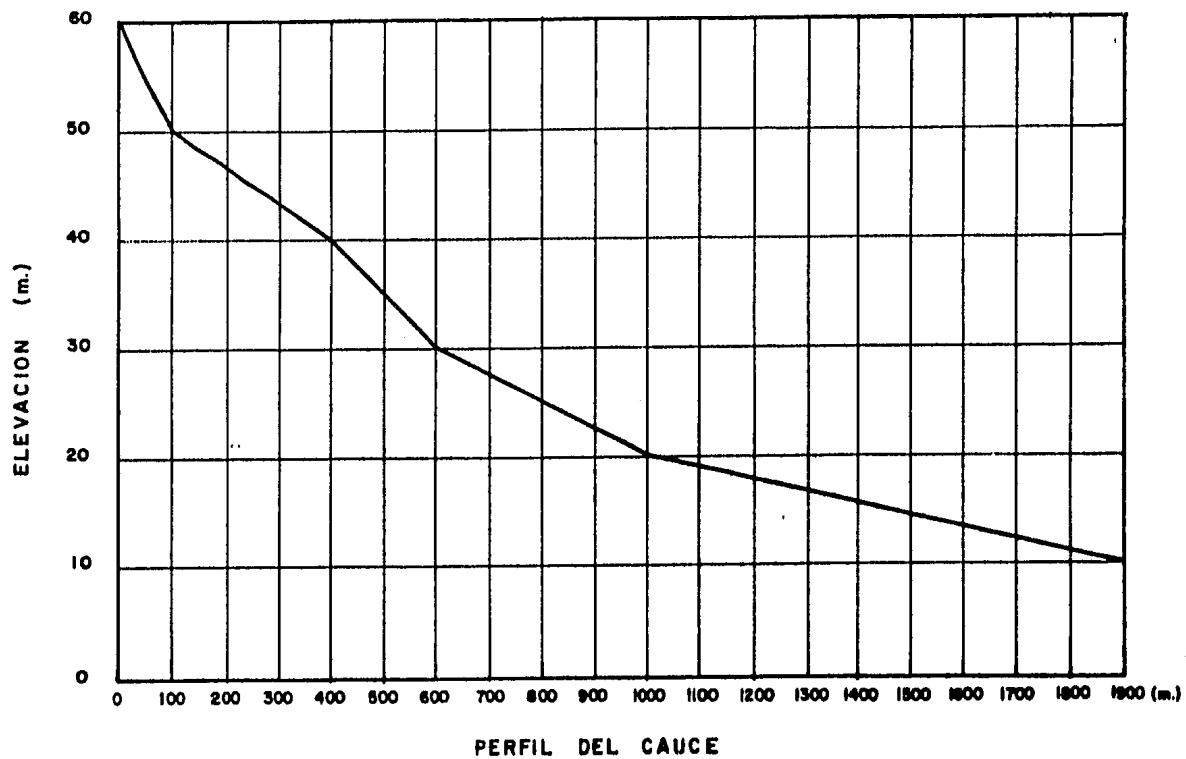
$L$  longitud horizontal del tramo del cauce, en m.

$S$  pendiente del tramo del cauce.

A continuación se incluyen los cálculos correspondientes a la estimación de las características fisiográficas de las cuencas cuyos escurrimientos cruzan los terrenos del aeropuerto.

Y un resumen de dichos cálculos aparecen en el plano --

No. 4.

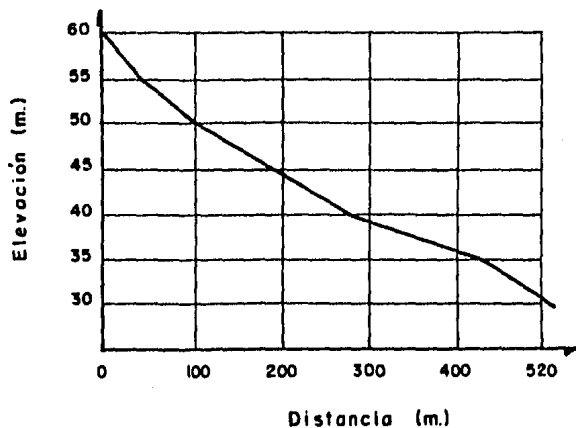
CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE DE LA CUENCA N<sup>o</sup>. 1(Tabla N<sup>o</sup> 2.2)

	D	Si ( $\frac{m}{m}$ )	Si <sup>1/2</sup>	1/S <sup>1/2</sup>
1	10	0.100	0.316	3.165
2	3.3	0.033	0.182	5.495
3	3.3	0.033	0.182	5.495
4	3.3	0.033	0.182	5.495
5	5.0	0.050	0.224	4.464
6	5.0	0.050	0.224	4.464
7	2.5	0.025	0.158	6.329
8	2.5	0.025	0.158	6.329
9	2.5	0.025	0.158	6.329
10	2.5	0.025	0.158	6.329
11	1.1	0.011	0.105	9.524
12	1.1	0.011	0.105	9.524
13	1.1	0.011	0.105	9.524
14	1.1	0.011	0.105	9.524
15	1.1	0.011	0.105	9.524
16	1.1	0.011	0.105	9.524
17	1.1	0.011	0.105	9.524
18	1.1	0.011	0.105	9.524
19	1.1	0.011	0.105	9.524

Aplicando la ec. 3.1 y la ec. 3.2, obtenemos:

$$S = \left( \frac{19}{139.61} \right)^2 \therefore S = 0.0185$$

### CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE DE LA CUENCA No. 2



PERFIL DEL CAUCE

(Tabla N° 2.3)

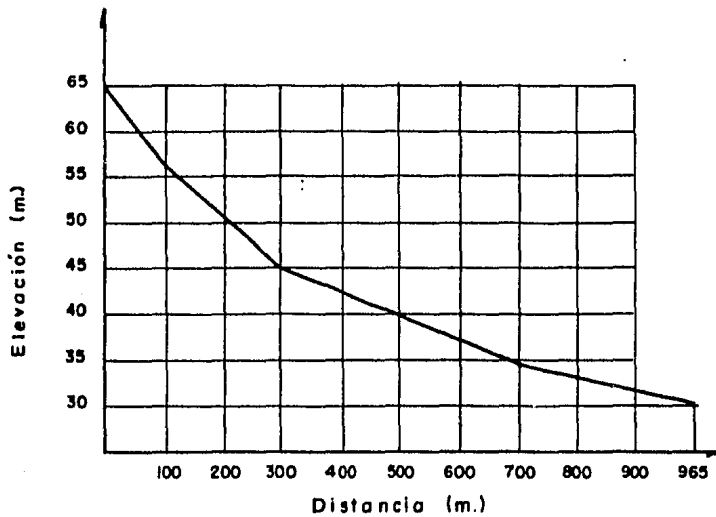
TRAMO	D	Si	Si <sup>1/2</sup>	1/S <sup>1/2</sup>
1	10	0.100	0.3162	3.162
2	6.0	0.060	0.2449	4.083
3	5.0	0.050	0.2236	4.472
4	3.0	0.030	0.1732	5.773
5	5.0	0.050	0.2286	4.472
$\Sigma$				21.9614

Aplicando la ec. 3.1 y la ec. 3.2 , obtenemos:

$$S = \left( \frac{5}{21.961} \right)^2 \therefore S = 0.0518$$



CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE DE LA CUENCA No.3



PERFIL DEL CAUCE

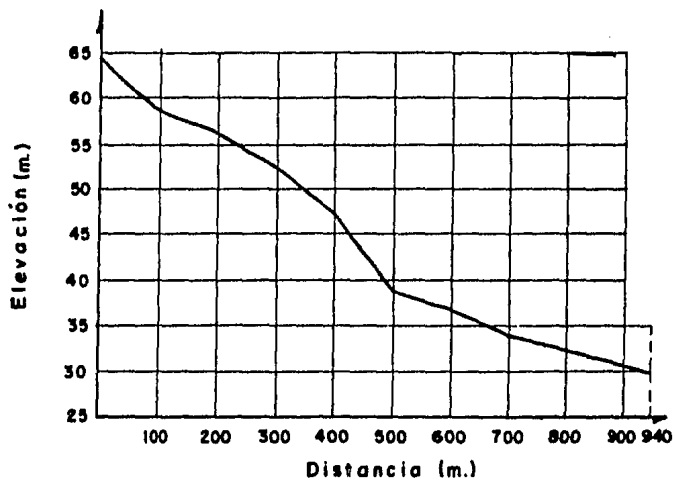
(Tabla N° 2.4)

TRAMO	D	Si	Si <sup>1/2</sup>	1/S <sup>1/2</sup>
1	8.5	0.085	0.291	3.430
2	6.0	0.060	0.245	4.082
3	5.5	0.055	0.234	4.264
4	2.5	0.025	0.158	6.324
5	2.5	0.025	0.158	6.324
6	3.0	0.030	0.173	5.773
7	2.5	0.025	0.158	6.324
8	1.5	0.015	0.122	8.165
9	1.5	0.015	0.122	8.165
				52.854

Aplicando la ec. 3.1 y la ec. 3.2 , obtenemos:

$$S = \left( \frac{9}{52.854} \right)^2 \therefore S = 0.0290$$

### CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE DE LA CUENCA No.4



PERFIL DEL CAUCE

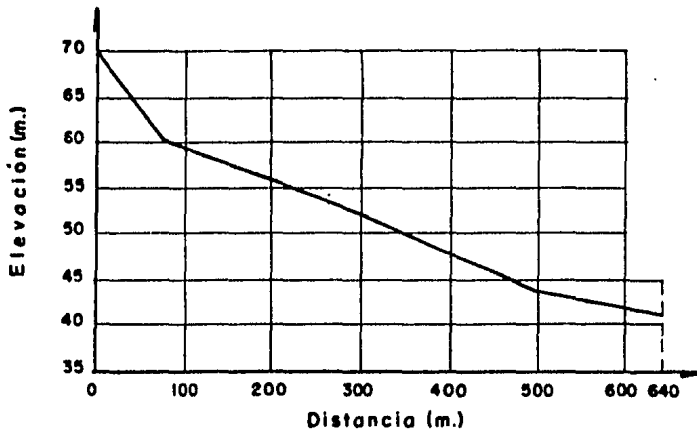
(Tabla N° 2.5)

	D	SI	SI <sup>1/2</sup>	1/S <sup>1/2</sup>
1	6.0	0.060	0.245	4.082
2	2.5	0.025	0.158	6.325
3	4.0	0.040	0.200	5.000
4	5.0	0.050	0.224	4.472
5	8.5	0.085	0.292	3.430
6	2.0	0.020	0.141	7.071
7	3.0	0.030	0.173	5.774
8	1.5	0.015	0.122	8.165
9	2.0	0.020	0.141	7.071
				51.390

Aplicando la ec. 3.1 y la ec. 3.2 , obtenemos:

$$S = \left( \frac{9}{51.390} \right)^2 \therefore S = 0.0307$$

**CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE DE LA CUENCA No.5**



**PERFIL DEL CAUCE**

(Tabla N° 2.6)

	D	S <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> <sup>1/2</sup>	1/S <sup>1/2</sup>
1	11.0	0.110	0.332	3.015
2	3.0	0.030	0.173	5.774
3	4.0	0.040	0.200	5.000
4	4.5	0.045	0.212	4.714
5	4.0	0.040	0.200	5.000
6	2.0	0.020	0.141	7.071
				30.574

Aplicando la ec. 3.1 y la ec. 3.2, obtenemos:

$$S = \left( \frac{6}{30.574} \right)^2 \therefore S = 0.0385$$

### III.2. FACTORES QUE AFECTAN EL ESCURRIMIENTO

De todos los factores que afectan el escurrimiento superficial de una cuenca, el uso, la condición y el tipo del suelo son de los más importantes. Estos factores están íntimamente ligados a la infiltración y a la capacidad de retención del suelo.

Para tomar en cuenta el efecto de dichos parámetros, -- Chow introdujo en su método el número de escurrimiento, "N", el cual es función de ellos.

Los suelos se clasifican, según influyen las características del material en el escurrimiento, en cuatro grupos:

Tipo A. (Eskurrimiento mínimo). Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas.

Tipo B. Incluye areas 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 subho

rizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, -- con la tabla 3.1 se podrá conocer el valor de N. Para condiciones de escurrimiento compuesto, se deberá determinar un número -- de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria.

El valor de "N" utilizado en los cálculos se obtuvo a -- partir de la información proporcionada por el estudio geotécnico por las fotografías aéreas y por observaciones directas realizadas en reconocimientos de campo.

En las cuencas en estudio el suelo predominante está -- constituido por gravas y arenas empacadas en matriz arcillo-limosa, o sea que, de acuerdo con la clasificación de suelos ya indicada, el suelo corresponde al grupo C.

Por lo que respecta al uso del suelo, se puede considerar la siguiente distribución: 35% de cereales, con surcos en -- curvas de nivel, 35% de pastizal normal y 30% de bosque natural-normal, de transpiración media.

TABLA 3.1

CALCULO DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO "N"				
TIPO DE SUELO	USO DE LA TIERRA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	No. DE ESCURRIMIENTO.	PRODUCTO
C	Cereales	Surcos en curvas de nivel	35 x 82	28.7
C	Pastizal	Normal	35 x 79	27.65
C	Bosque Natural	Normal	30 x 70	21.00
				<u>77.35</u>

El número de escurrimiento pesado es 77.35.

TABLA 3.2 SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO H

USO DE LA TIERRA COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	84	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	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	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al -- vuelo) o potrero de - rotación.	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	50	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

### III.3. CURVAS INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO

Para usar los datos de precipitación con fines hidrológicos, es necesario contar con suficiente información de las intensidades de lluvia para diferentes duraciones de tormenta asociadas a periodos de retorno de 10, 20, 50 y 100 años.

El Periodo de retorno de la tormenta es elegido tomando en cuenta la importancia de la obra y los perjuicios que puedan ocurrir si se presenta una avenida mayor que la estimada.

La relación entre intensidad - duración - periodo de retorno de las tormentas sobre la región en estudio se determinó con el análisis de los datos registrados de la sig. manera: Mediante el Método de Gumbel, se obtuvieron las intensidades para los periodos de retorno ya mencionados, los cuales se llevaron a un plano coordinado acotando en el eje de las abscisas las duraciones expresadas en minutos y en el eje de las ordenadas la intensidad en centímetros por hora.

### III.4. METODO DE GUMBEL

Para la determinación de la intensidad máxima para los diversos periodos de retorno se utilizó la expresión siguiente - propuesta por Gumbel.



$$I_{m\acute{a}x} = I_m + \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{n}} (\text{LN } T_r - Y_n) \quad (3.3)$$

$$q = \left( \sum_{i=1}^n I_i^2 - n I_m^2 / (n - 1) \right)^{1/2} \quad (3.4)$$

Donde:  $n$  número de años de registro.

$I_i$  intensidades máximas anuales registradas en centímetros por hora.

$I_m$  intensidad media, en centímetros por hora

$$I_m = \sum_{i=1}^n I_i / n \quad (3.5)$$

$I_{m\acute{a}x}$  intensidad máxima para un periodo de retorno determinado en centímetros por hora

$T_r$  periodo de retorno.

$\sqrt{n}$ ,  $Y_n$  constantes del método en función de "N" - tabla No. 3.3.

$\sqrt{q}$  desviación estándar de las intensidades.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar  $I_{m\acute{a}x}$  dependiendo del registro disponible se hace lo siguiente:

Si  $\phi = 1 - 1/Tr$  varfa entre 0.2 y 0.8, el intervalo de confianza debe calcularse como indica la siguiente expresión:

$$\Delta I = \pm \sqrt{N} \alpha \sqrt{m} \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{n}} \quad (3.6)$$

- n número de años de registro  
 $\sqrt{N} \alpha \sqrt{m}$  constante función de  $\phi$ . tabla No. 3.4  
 $\sqrt{n}$  constante función de N, tabla No. 3.3  
 $\sqrt{q}$  desviación estándar de las intensidades ec (3.4)

Si  $\phi$  es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como:

$$\Delta I = \pm 1.14 \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{n}} \quad (3.7)$$

El intervalo de  $\phi$  comprendido entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde  $\Delta I$  es proporcional al calculado con las expresiones (3.6) (3.7) dependiendo del valor de  $\phi$ .

La intensidad máxima para un cierto periodo de retorno será igual a la intensidad máxima calculada con la ecuación (3.3) más o menos el intervalo de confianza es decir:

$$I_d = I_{m\acute{a}x} \pm \Delta I \quad (3.8)$$

Las curvas intensidad - duración - periodo de retorno -

representan el comportamiento regional de la precipitación de la zona en estudio ya que fueron obtenidas con los datos de diferentes estaciones, en las que se observaron las mismas características climatológicas.

El procedimiento de cálculo se observó en la Tabla No.- 3.5. y la obtención de las curvas I - D - Tr en la fig. 1.

TABLA 3.3

N	$Y_N$	$\sqrt{N}$	N	$Y_N$	$\sqrt{N}$
3	.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	1.0095	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

TABLA 3.4

$\phi$	$\sqrt{N \propto \nabla_m}$
.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	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

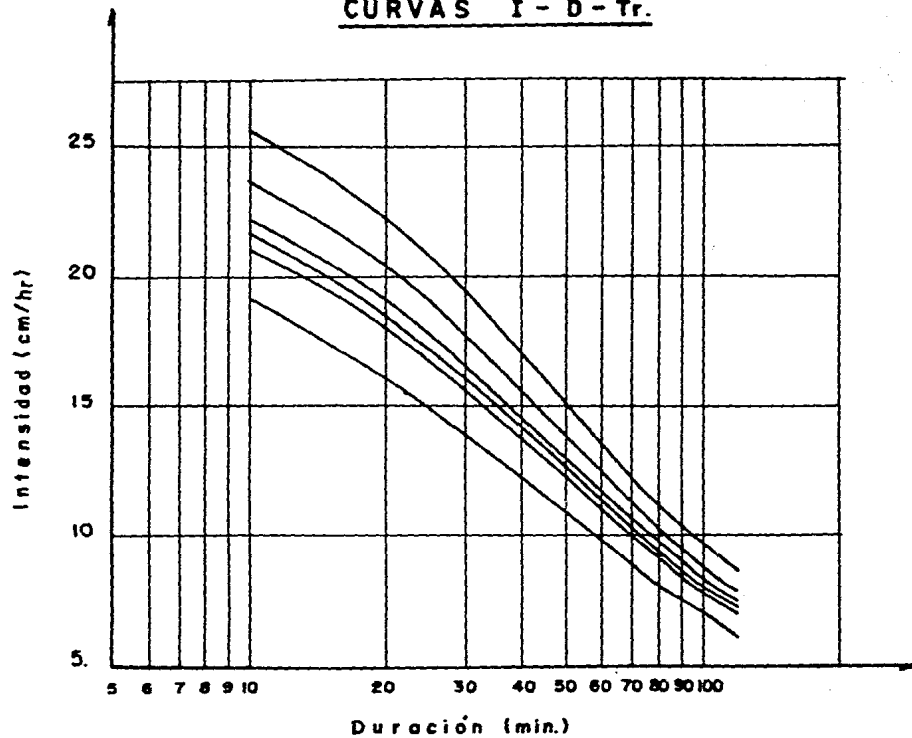
TABLA 3.5

CALCULO DEL  $I_d$  (INTENSIDAD MAXIMA PARA EL DISEÑO)

N = 77.35

DURACION MIN.	$I_m$ cm/hr	$\sqrt{q}$ cm/hr	$Y_n$	$\sqrt{n}$	$\rho$	$T_r$ (años)	$\Delta I$ cm/hr	$I_{m\acute{a}x}$ (cm/hr)	$I_d$ (cm/hr)
10	11.10	3.31	0.556	1.191	0.90	10	3.17	15.95	19.12
					0.95	20	3.17	17.88	21.05
					0.98	50	3.17	20.43	23.60
					0.99	100	3.17	22.36	25.53
20	8.68	3.13	0.556	1.191	0.90	10	3.00	13.27	16.27
					0.95	20	3.00	15.09	18.09
					0.98	50	3.00	17.50	20.50
					0.99	100	3.00	19.32	22.32
45	5.87	2.38	0.556	1.191	0.90	10	2.28	9.36	11.64
					0.95	20	2.28	10.74	13.02
					0.98	50	2.28	12.57	14.85
					0.99	100	2.28	13.95	16.23
60	4.90	2.01	0.556	1.191	0.90	10	1.92	7.85	9.77
					0.95	20	1.92	9.01	10.93
					0.98	50	1.92	10.56	12.48
					0.99	100	1.92	11.73	13.65
80	4.11	1.66	0.556	1.191	0.90	10	1.58	6.54	8.12
					0.95	20	1.58	7.50	9.08
					0.98	50	1.58	8.77	10.35
					0.99	100	1.58	9.74	11.32
100	3.57	1.40	0.556	1.191	0.90	10	1.34	5.62	6.96
					0.95	20	1.34	6.44	7.78
					0.98	50	1.34	7.51	8.85
					0.99	100	1.34	8.33	9.77
120	3.06	1.29	0.556	1.191	0.90	10	1.23	4.95	6.18
					0.95	20	1.23	5.70	6.93
					0.98	50	1.23	6.69	7.92
					0.99	100	1.23	7.44	8.67

CURVAS I - D - Tr.



(Figura Nº 1)

## CAPITULO IV

### CALCULO DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO

#### IV.1. SELECCION DE METODOS

De acuerdo con las características fisiográficas de -- las cuencas en estudio y principalmente con el tipo de información hidrológica disponible en la región, se eligieron los métodos que nos permitieron obtener el valor más apropiado del escurrimiento.

En este tipo de estudios es recomendable elegir más de un método para estudiar los valores de las avenidas máximas, ya que esto permite asegurar la magnitud de los resultados.

El tamaño de una avenida es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez dependerá de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

El periodo de retorno de una avenida es el intervalo de recurrencia promedio de que esa avenida sea igualada o superada en un determinado lapso de tiempo.

Para escoger el periodo de retorno que se le debe asignar a una tormenta se puede aplicar la siguiente ecuación:



$$P = 1 - (1 - q)^n \quad (4.1)$$

donde:  $q = \frac{1}{T_r} \quad (4.2)$

Siendo:

n Vida útil de la obra, en años.

n 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.

$T_r$  Período de retorno de la avenida, en años.

Asignando un valor a  $T_r$  y conociendo la Vida útil de la obra, se podrá conocer la probabilidad de incidencia de la avenida correspondiente a ese  $T_r$  con base en la ec. (4.1) durante la vida útil de la obra.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere de un análisis hidrológico y económico del problema.

Conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra crece y al mismo tiempo, la probabilidad de riesgo disminuye.

Para el cálculo de la avenida máxima existen diversos-

criterios cuyo rango de aplicabilidad es función de los datos disponibles. Estos criterios se pueden dividir en tres grupos, según sus características.

- a) Métodos Empíricos
- b) Métodos basados en relaciones lluvia-escorrentamiento
- c) Métodos estadísticos

Los métodos empíricos en general muestran criterios rígidos obtenidos para determinadas zonas, las cuales no toman en cuenta la periodicidad de las avenidas y están en función directa de los datos disponibles para su análisis. La ventaja que tienen es su fácil aplicación.

Los métodos del segundo grupo tienen cierta flexibilidad en su aplicación, pudiendo ajustarse ciertos parámetros de acuerdo con el problema de estudio. Requieren más datos que los métodos empíricos, pero proporcionan resultados más precisos y permiten tener una idea más clara del problema.

Los métodos estadísticos son más precisos, según la cantidad de datos disponibles. Se basan exclusivamente en datos de escorrentamiento, lo que permite un enfoque diferente con respecto al segundo grupo.

## IV.2. METODOS EMPIRICOS

### IV.2.1. Método Racional Americano

Uno de los métodos más usados para el cálculo de gastos en cuencas naturales, es el Método Racional Americano del cual se han derivado la mayoría de los métodos empíricos.

Considera que el gasto máximo se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración.

La ecuación fundamental para el cálculo del gasto máximo propuesta con este método es:

$$Q = KCiA \quad (4.3)$$

donde:

Q Gasto máximo

C Coeficiente de escurrimiento de la Tabla 4.1

i Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, y el  $T_r$  seleccionado.

A Area de la cuenca

K Es una constante que depende de las unidades que se-

tomen para las demás Variables. A continuación se presenta una tabla con los valores de K según el tipo de unidades utilizadas para el resto de las Variables.

K	Q	i	A
0.2778	m <sup>3</sup> /Seg.	$\frac{\text{mm}}{\text{hr}}$	Km <sup>2</sup>
2.778	lt/Seg.	$\frac{\text{mm}}{\text{hr}}$	ha
2.778 X 10 <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /Seg.	mm/hr	ha

El coeficiente de escurrimiento C carece de dimensiones por lo que deberá considerarse con el mismo Valor en todos los casos.

Cuando la cuenca por drenar está compuesta por diferentes tipos de superficies, el coeficiente global se calcula por la fórmula:

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_i A_i}{A_1 + A_2 + \dots + A_i} \quad (4.4)$$

El tiempo de concentración para un punto dado, se define como el tiempo que tardaría una partícula de agua en viajar desde ese punto hasta la salida de la cuenca. Para estimar el tiempo de concentración se utiliza la fórmula de Kirpich.

$$t_c = \left( \frac{0.86 L^3}{H} \right)^{0.325} \quad (4.5)$$

donde:

$t_c$  Tiempo de concentración, en h

$L$  Longitud de cauce principal, en Km.

$H$  H Desnivel entre los extremos del cauce principal, -  
en m.

Como puede verse, la Fórmula Racional ec(14.3) es simplemente una expresión para convertir la intensidad de lluvia - en escurrimiento sobre un área determinada.

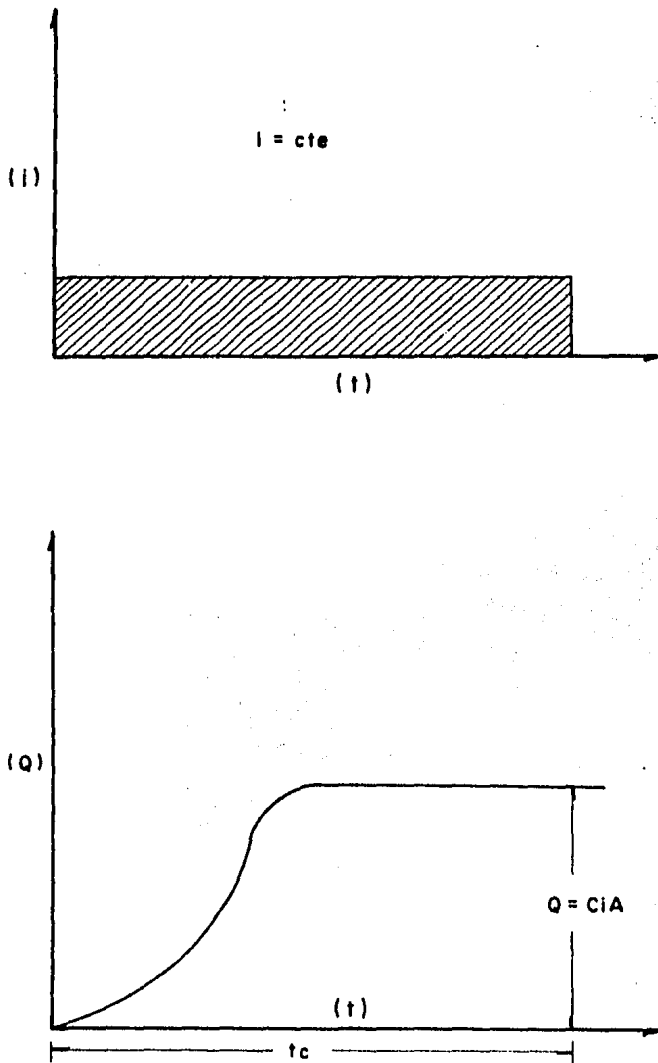
En este método se incorporan las características me- -  
dias de la lluvia y, a través del coeficiente de escurrimiento-  
y del tiempo de concentración, algunas características de la --  
cuenca además de su área.

El método parte de la idea de que si la duración de la  
lluvia efectiva es mayor que el tiempo de concentración de la -  
cuenca, se alcanzará un estado de equilibrio, tal que el volu--  
men de lluvia efectiva que se precipita en la cuenca en un ins-  
tante dado es igual al que ocurre a la salida de la cuenca en -  
el mismo instante (ver fig. 2); por lo que en ese instante se -  
cumple con la ec. (4.3).

El método racional se utiliza especialmente para calcular avenidas de diseño en cuencas pequeñas a partir de las curvas intensidad duración-período de retorno representativas de la zona donde está la cuenca en estudio.

El cálculo de la avenida máxima, por medio de este método se muestra en la tabla No. 4.3, para las diferentes cuencas en estudio.

CONCEPTUALIZACION DEL METODO  
DE LA FORMULA RACIONAL



(Fig. N° 2)

TABLA 4.1 VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

TIPO DE AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
<b>ZONAS COMERCIALES:</b>		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
<b>ZONAS RESIDENCIALES:</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
<b>ZONAS INDUSTRIALES:</b>		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTARIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
<b>CALLES:</b>		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
<b>PRADERAS</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35



TABLA 4.2 VALORES DEL COEFICIENTE C DE CREAGER PARA LAS REGIONES DE LA REPUBLICA MEXICANA

REGION	COEFICIENTE DE CREAGER
1. Baja California Norte	30
2. Baja California Sur	72
3. Rfo Colorado	14
4. Noroeste	
a) Zona norte	35
b) Zona sur	64
5. Sistema Lerma - Chapala - Santiago	
a) Lerma - Chapala	16
b) Santiago	19
6. Pacifico Centro	100
7. Cuenca Río Balsas	
a) Alto Balsas	18
b) Bajo Balsas	32
8. Pacifico Sur	62
9. Cuenca Río Bravo	
a) Zona Conchos	23
b) Zona Salado y San Juan	91
10. Golfo Norte	61
11. Cuenca Río Pánuco	
a) Alto Pánuco	14
b) Bajo Pánuco	67
12. Golfo Centro	59
13. Cuenca Río Papaloapan	36
14. Golfo Sur	36
15. Sistema Grijalva - Usumacinta	50
16. Península de Yucatán	3.7
17. Cuencas cerradas del Norte, Zona Norte	4
18. Cuencas cerradas del Norte, Zona Sur	26
19. El salado, Zona Sur	45
20. Durango	8.4
21. Cuencas de Cuitzeo y Pátzcuaro	6.8
22. Valle de México	19
23. Cuenca del Río Metztitlán	37

TABLA 4.3 CALCULO DEL Q<sub>máx</sub>, POR EL METODO RACIONAL AMERICANO

Cuenca No.	Tr (años)	Lc (hr)	K	C	i mm/hr	A Km <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /seg
1	10	0.50	0.2778	0.20	140	0.413	3.21
	20	0.50	0.2778	0.20	157	0.413	3.60
	50	0.50	0.2778	0.20	178	0.413	4.08
	100	0.50	0.2778	0.20	195	0.413	4.47
2	10	0.17	0.2778	0.20	191	0.153	1.62
	20	0.17	0.2778	0.20	210	0.153	1.79
	50	0.17	0.2778	0.20	236	0.153	2.01
	100	0.17	0.2778	0.20	256	0.153	2.18
3	10	0.29	0.2778	0.20	169	0.313	2.94
	20	0.29	0.2778	0.20	187	0.313	3.25
	50	0.29	0.2778	0.20	212	0.313	3.69
	100	0.29	0.2778	0.20	230	0.313	4.00
4	10	0.28	0.2778	0.20	170	0.167	1.58
	20	0.28	0.2778	0.20	170	0.167	1.58
	50	0.28	0.2778	0.20	214	0.167	1.99
	100	0.28	0.2778	0.20	232	0.167	2.15
5	10	0.21	0.2778	0.20	182	0.09	0.91
	20	0.21	0.2778	0.20	202	0.09	1.01
	50	0.21	0.2778	0.20	227	0.09	1.14
	100	0.21	0.2778	0.20	246	0.09	1.23

#### IV.2.2. Método de Creager

Es un método empírico que se deriva del método Racional Americano, cuya ecuación para el cálculo del gasto máximo es:

$$Q = 1.303 C (0.386 A)^{\alpha} \quad (4.6)$$

donde

A Area de la cuenca, en  $\text{Km}^2$

C Coeficiente de escurrimiento

Q Gasto máximo en  $\text{m}^3/\text{Seg.}$

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos -- calculo el Valor de C para envolventes regionales en la República Mexicana. Los valores correspondientes para las regiones -- se muestran en la tabla 4.2

Se muestran en la tabla, 4.2

$$\alpha = 0.936/A - 0.048 \quad (4.7)$$

a) CALCULO DEL COEFICIENTE C DE GREAGER:

De la Tabla 4.2 vemos que la zona en estudio está clasificada en la región bajo bolsas y le corresponde un valor al coeficiente de Creager de: 32

b) CALCULO DEL GASTO MAXIMO:

Aplicando la ec. 4.6 y 4.7 obtenemos el gasto máximo correspondiente a cada cuenca en estudio. Los resultados aparecen en la Tabla siguiente:

TABLA 4.4

Cuenca No.	Area Km <sup>2</sup>	$\alpha$	C	$(0.386A)^\alpha$	Q m <sup>3</sup> /seg.
1	0.413	0.980	32	0.165	6.88
2	0.153	1.024	32	0.055	2.29
3	0.313	0.990	32	0.123	5.13
4	0.167	1.020	32	0.061	2.54
5	0.090	1.051	32	0.029	1.21

### IV.3 METODOS BASADOS EN LA RELACION PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO

#### IV.3.1 Método de Chow

Este método está basado en el concepto de hidrograma unitario y del hidrograma unitario sintético. En él se considera que el gasto de pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso  $P_e$ , -- por el gasto de pico de un hidrograma unitario,  $q_m$ , o sea:

$$Q_m = q_m \cdot P_e \quad (4.8)$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm, con una duración de "d" horas sobre una cuenca de "A" Km<sup>2</sup>, el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento producido por una lluvia de intensidad constante continuando indefinidamente será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto del pico, del hidrograma unitario  $q_m$  a 2.78 A/d, se define como factor de reducción del pico, Z, es decir:

$$A = \frac{q_m \cdot d}{2.78 A} \quad (4.9)$$

de donde:

$$q_m = \frac{2.78 A \cdot Z}{d} \quad (4.10)$$

Sustituyendo la ec 4.10 en la ec 4.8 se obtiene

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

El factor  $2.78 P_e/d$  se puede reemplazar por el producto de dos factores: X y Y.

X es el factor de escurrimiento y se define como:

$$X = \frac{P_{eb}}{d} \quad (4.11)$$

Y es el factor climático y, considerando que  $P_e/P_{eb} = P/P_b$ , se puede expresar como:

$$Y = \frac{2.78 P}{P_b} \quad (4.12)$$

Por tanto, la ecuación del gasto queda:

$$Q_m = A \cdot X \cdot Y \cdot Z \quad (4.13)$$

Para calcular la lluvia en exceso "Pe", se puede utilizar la fig. 3 o bien la siguiente ecuación.

$$P_e = \frac{(P - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (4.15)$$

El tiempo de retraso se puede representar mediante la siguiente ecuación.

$$T_p = 0.0050 \left( \frac{L}{S} \right)^{0.64} \quad (4.16)$$

La cual aparece en la gráfica de la fig. 4.

Donde:

$Q_m$  Gasto del pico del hidrograma del escurrimiento --  
 $\left( \frac{m^3}{Seg.} \right)$

$q_m$  Gasto del pico del hidrograma unitario, en  $\frac{m^3}{Seg.}$  --  
 por cm. de escurrimiento directo, para una duración de d horas de lluvia en exceso.

$P_e$  Lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración dada de d horas, en cm.

Z Factor de reducción del pico.

A Area de la cuenca, en  $Km^2$

d Duración total de la tormenta, en hr.

X Factor de escurrimiento, en  $cm^3/hr.$

- $P_{eb}$  Lluvia en exceso en la estación base para una duración dada de  $d$  horas, en cm.
- $Y$  Factor climático.
- $P$  Lluvia en la zona en estudio para una duración da da de  $d$  horas, en cm.
- $P_b$  Lluvia en la estación base para una duración dada de  $d$  horas, en cm.
- $N$  Coeficiente de escurrimiento

Para aplicar el método de Chow, se requieren los datos siguientes:

#### I. DATOS FISIOGRAFICOS

- Area de la cuenca por estudiar
- Longitud del cauce principal
- Pendiente media del cauce principal
- Tipos de suelo en la cuenca
- Uso del suelo en la cuenca

#### II. DATOS CLIMATOLOGICOS

- Curvas intensidad-duración-perfodo de retorno para la estación base de la zona en estudio
- Forma de ligar la estación base con la cuenca en estudio



El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo con un determinado periodo de retorno empleando el método de Chow es el siguiente:

a) Con los datos del tipo y uso del suelo se calcula el valor de  $N$ , empleando la tabla 3.2

b) Se escoge una cierta duración de lluvia,  $d$

c) De las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, con el valor de  $d$  asignado en b) y el periodo de retorno escogido, se calcula la intensidad de lluvia para esa tormenta. Multiplicando la intensidad de lluvia por la duración  $d$ , se obtiene la precipitación total  $P_b$ , en cm.

d) Con el valor de  $N$  calculado en a) y el valor de  $P_b$  en c), se calcula la lluvia en exceso en la estación base,  $P_{eb}$ , empleando la ec. 4.15 o la fig. 3.

e) Con el valor de  $P_{eb}$  calculado en el paso anterior y el valor de  $d$  escogido en b), se calcula  $X$ .

f) Usando la ec. 4.12 se calcula  $Y$

g) Con la longitud y la pendiente del cauce, aplicando la ec 4.16 o la fig. 4, se calcula el valor de  $t_p$

h) Se calcula la relación  $d/t_p$ , y empleando la fig. 5-

se obtiene el valor de Z

i) Aplicando la ec 4.13 se calcula el gasto.

j) Se repiten de c) a i) para otras duraciones de tormenta d.

k) Se representa, mediante una gráfica, el gasto contra sus duraciones de tormenta escogida. El mayor gasto es el de diseño.

l) Si la corriente es perenne, se le agrega el gasto máximo determinando en II, el flujo base  $Q_b$ .

El cálculo numérico de las avenidas máximas por este método para las cuencas en estudio se muestra en las tablas siguientes.

TABLA 4.5

CALCULO DEL  $Q_{m\acute{a}x}$  POR EL METODO DE CHOW PARA LA CUENCA No. 1TR = 10 años,  $t_p = 0.520$  hr.

D hr	I cm/hr	P cm	$P_e$	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q $m^3/s$
0.17	19.20	3.25	0.34	2.00	2.78	0.33	0.25	0.413	0.57
0.33	16.27	5.37	1.33	4.03	2.78	0.43	0.45	0.413	2.08
0.75	11.64	8.73	3.57	4.76	2.78	1.44	0.85	0.413	4.65
1.00	9.77	9.77	4.36	4.36	2.78	1.92	0.98	0.413	4.91
1.33	8.12	10.80	5.17	3.89	2.78	2.56	1.00	0.413	4.47
1.67	6.96	11.62	5.84	3.50	2.78	3.21	1.00	0.413	4.02
2.00	6.18	12.36	6.45	3.23	2.78	3.85	1.00	0.413	3.71

TR = 20 años

D hr	I cm/hr	P cm	$P_e$	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q $m^3/s$
0.17	21.05	3.58	0.46	2.71	2.78	0.33	0.25	0.413	0.78
0.33	18.09	5.97	1.68	5.09	2.78	0.63	0.45	0.413	2.65
0.75	13.02	9.77	4.36	5.81	2.78	1.44	0.85	0.413	5.67
1.00	10.93	10.93	5.28	5.28	2.78	1.92	0.98	0.413	5.94
1.33	9.08	12.08	6.22	4.68	2.78	2.56	1.00	0.413	5.37
1.67	7.78	12.99	6.98	4.18	2.78	3.21	1.00	0.413	4.80
2.00	6.93	13.86	7.72	3.86	2.78	3.85	1.00	0.413	4.43

TR = 50 años

D hr	I cm/hr	P cm	$P_e$	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q $m^3/s$
0.17	23.60	4.01	0.64	3.76	2.78	0.33	0.25	0.413	1.08
0.33	20.50	6.77	2.19	6.64	2.78	0.63	0.45	0.413	3.43
0.75	14.85	11.14	5.45	7.27	2.78	1.44	0.85	0.413	7.09
1.00	12.48	12.48	6.55	6.55	2.78	1.92	0.98	0.413	7.37
1.33	10.35	13.77	7.65	5.75	2.78	2.56	1.00	0.413	6.60
1.67	8.85	14.78	8.52	5.10	2.78	3.21	1.00	0.413	5.86
2.00	7.92	15.84	9.45	4.73	2.78	3.85	1.00	0.413	5.43

TR = 100 años

D hr	I cm/hr	P cm	$P_e$	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q $m^3/s$
0.17	25.53	4.34	0.79	4.65	2.78	0.33	0.25	0.413	1.33
0.33	22.32	7.37	2.60	7.88	2.78	0.63	0.45	0.413	4.07
0.75	16.23	12.17	6.29	8.39	2.78	1.44	0.85	0.413	8.19
1.00	13.65	13.65	7.54	7.54	2.78	1.92	0.98	0.413	8.48
1.33	11.32	15.06	8.76	6.59	2.78	2.56	1.00	0.413	7.57
1.67	9.67	16.15	9.72	5.82	2.78	3.27	1.00	0.413	6.68
2.00	8.67	17.34	10.79	5.40	2.78	3.85	1.00	0.413	6.20

TABLA 4.6

CALCULO DEL Qmáx POR EL METODO DE CHOW PARA LA CUENCA No. 2

TR = 10 años, tp = 0.16 hr.

D hr	I cm/hr	P cm	P <sub>e</sub>	X	Y	d/tp	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	19.12	3.25	0.34	2.00	2.78	1.06	0.66	0.153	0.56
0.33	16.27	5.37	1.33	4.03	2.78	2.06	1.00	0.153	1.71
0.75	11.64	8.73	3.57	4.76	2.78	4.69	1.00	0.153	2.02
1.00	9.77	9.77	4.36	4.36	2.78	6.25	1.00	0.153	1.85
1.33	8.12	10.80	5.17	3.89	2.78	8.31	1.00	0.153	1.65
1.67	6.96	11.62	5.84	3.50	2.78	10.44	1.00	0.153	1.49
2.00	6.18	12.36	6.45	3.23	2.78	12.50	1.00	0.153	1.37

TR = 20 años

D hr	I cm/hr	P cm	P <sub>e</sub>	X	Y	d/tp	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	21.05	3.58	0.46	2.71	2.78	1.06	0.66	0.153	0.76
0.33	18.09	5.97	1.68	5.09	2.78	2.06	1.00	0.153	2.16
0.75	13.02	9.77	4.36	5.81	2.78	4.69	1.00	0.153	2.47
1.00	10.93	10.93	5.28	5.28	2.78	6.25	1.00	0.153	2.25
1.33	9.08	12.08	6.22	4.68	2.78	8.31	1.00	0.153	1.99
1.67	7.78	12.99	6.98	4.18	2.78	10.44	1.00	0.153	1.78
2.00	6.93	13.86	7.72	3.86	2.78	12.50	1.00	0.153	1.64

TR = 50 años

D hr	I cm/hr	P cm	P <sub>e</sub>	X	Y	d/tp	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	23.60	4.01	0.64	3.76	2.78	1.06	0.66	0.153	1.06
0.33	20.50	6.77	2.19	6.64	2.78	2.06	1.00	0.153	2.82
0.75	14.85	11.14	5.45	7.27	2.78	4.69	1.00	0.153	3.09
1.00	12.48	12.48	6.55	6.55	2.78	6.25	1.00	0.153	2.79
1.33	10.35	13.77	7.65	5.75	2.78	8.31	1.00	0.153	2.45
1.67	8.85	14.78	8.52	5.10	2.78	10.44	1.00	0.153	2.17
2.00	7.92	15.84	9.45	4.73	2.78	12.50	1.00	0.153	2.01

TR = 100 años

D hr	I cm/hr	P cm	P <sub>e</sub>	X	Y	d/tp	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	25.53	4.34	0.79	4.65	2.78	1.06	0.66	0.153	1.31
0.33	22.32	7.37	2.60	7.88	2.78	2.06	1.00	0.153	3.35
0.75	16.23	12.17	6.29	8.39	2.78	4.69	1.00	0.153	3.57
1.00	13.65	13.65	7.54	7.54	2.78	6.25	1.00	0.153	3.21
1.33	11.32	15.06	8.76	6.59	2.78	8.31	1.00	0.153	2.80
1.67	9.67	16.15	9.72	5.82	2.78	10.44	1.00	0.153	2.48
2.00	8.67	17.34	10.79	5.40	2.78	12.50	1.00	0.153	2.30

TABLA 4.7

CALCULO DEL  $Q_{m\acute{a}x}$  POR EL METODO DE CHOW PARA LA CUENCA No. 3TR = 10 años,  $t_p = 0.29$  hr.

D hr	I cm/hr	P cm	P e	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	19.12	3.25	0.34	2.00	2.78	0.59	0.45	0.313	0.78
0.33	16.27	5.37	1.33	4.03	2.78	1.14	0.70	0.313	2.45
0.75	11.64	8.73	3.57	4.76	2.78	2.59	1.00	0.313	4.14
1.00	9.77	9.77	4.36	4.36	2.78	3.45	1.00	0.313	3.79
1.33	8.12	10.80	5.17	3.89	2.78	4.59	1.00	0.313	3.38
1.67	6.96	11.62	5.84	3.50	2.78	5.76	1.00	0.313	3.05
2.00	6.18	12.36	6.45	3.23	2.78	6.90	1.00	0.313	2.81

TR = 20 años

D hr	I cm/hr	P cm	P e	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	21.05	3.58	0.46	2.71	2.78	0.59	0.45	0.313	1.06
0.33	18.09	5.97	1.68	5.09	2.78	1.14	0.70	0.313	3.10
0.75	13.02	9.77	4.36	5.81	2.78	2.59	1.00	0.313	5.06
1.00	10.93	10.93	5.28	5.28	2.78	3.45	1.00	0.313	4.59
1.33	9.08	12.08	6.22	4.68	2.78	4.59	1.00	0.313	4.07
1.67	7.78	12.99	6.98	4.18	2.78	5.76	1.00	0.313	3.64
2.00	6.93	13.86	7.72	3.86	2.78	6.90	1.00	0.313	3.36

TR = 50 años

D hr	I cm/hr	P cm	P e	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	23.60	4.01	0.64	3.76	2.78	0.59	0.45	0.313	1.47
0.33	20.50	6.77	2.19	6.64	2.78	1.14	0.70	0.313	4.04
0.75	14.85	11.14	5.45	7.27	2.78	2.59	1.00	0.313	6.32
1.00	12.48	12.48	6.55	6.55	2.78	3.45	1.00	0.313	5.70
1.33	10.35	13.77	7.65	5.75	2.78	4.59	1.00	0.313	5.00
1.67	8.85	14.78	8.52	5.10	2.78	5.76	1.00	0.313	4.44
2.00	7.92	15.84	9.45	4.73	2.78	6.90	1.00	0.313	4.11

TR = 100 años

D hr	I cm/hr	P cm	P e	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	25.53	4.34	0.79	4.65	2.78	0.59	0.45	0.313	1.82
0.33	22.32	7.37	2.60	7.88	2.78	1.14	0.70	0.313	4.80
0.75	16.23	12.17	6.29	8.39	2.78	2.59	1.00	0.313	7.30
1.00	13.65	13.65	7.54	7.54	2.78	3.45	1.00	0.313	6.56
1.33	11.32	15.06	8.76	6.59	2.78	4.59	1.00	0.313	5.73
1.67	9.67	16.15	9.72	5.82	2.78	5.76	1.00	0.313	5.06
2.00	8.67	17.34	10.79	5.40	2.78	6.90	1.00	0.313	4.69

TABLA 4.8

CALCULO DEL  $Q_{m\bar{x}}$ , POR EL METODO DE CHOW PARA LA CUENCA No.4TR = 10 años,  $t_p = 0.28$  hr.

D hr	I cm/hr	P cm	$P_e$	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	19.12	3.25	0.34	2.00	2.78	0.61	0.46	0.167	0.43
0.33	16.27	5.37	1.33	4.03	2.78	1.18	0.73	0.167	1.37
0.75	11.64	8.73	3.57	4.76	2.78	2.68	1.00	0.167	2.21
1.00	9.77	9.77	4.36	4.36	2.78	3.57	1.00	0.167	2.02
1.33	8.22	10.80	5.17	3.89	2.78	4.75	1.00	0.167	1.81
1.67	6.96	11.62	5.84	3.50	2.78	5.96	1.00	0.167	1.62
2.00	6.18	12.36	6.45	3.23	2.78	7.14	1.00	0.167	1.50

TR = 20 años

D hr	I cm/hr	P cm	$P_e$	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	21.05	3.58	0.46	2.71	2.78	0.61	0.46	0.167	0.58
0.33	18.09	5.97	1.68	5.09	2.78	1.18	0.73	0.167	1.73
0.75	13.02	9.77	4.36	5.81	2.78	2.68	1.00	0.167	2.70
1.00	10.93	10.93	5.28	5.28	2.78	3.57	1.00	0.167	2.45
1.33	9.08	12.08	6.22	4.68	2.78	4.75	1.00	0.167	2.17
1.67	7.78	12.99	6.98	4.18	2.78	5.96	1.00	0.167	1.94
2.00	6.93	13.86	7.72	3.86	2.78	7.14	1.00	0.167	1.79

TR = 50 años

D hr	I cm/hr	P cm	$P_e$	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	23.60	4.01	0.64	3.76	2.78	0.61	0.46	0.167	0.80
0.33	20.50	6.77	2.19	6.64	2.78	1.18	0.73	0.167	2.25
0.75	14.85	11.14	5.45	7.27	2.78	2.68	1.00	0.167	3.38
1.00	12.48	12.48	6.55	6.55	2.78	3.57	1.00	0.167	3.04
1.33	10.35	13.77	7.65	5.75	2.78	4.75	1.00	0.167	2.67
1.67	8.85	14.78	8.52	5.10	2.78	5.96	1.00	0.167	2.37
2.00	7.92	15.84	9.45	4.73	2.78	7.14	1.00	0.167	2.20

TR = 100 años

D hr	I cm/hr	P cm	$P_e$	X	Y	d/ $t_p$	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	25.53	4.34	0.79	4.65	2.78	0.61	0.46	0.167	0.99
0.33	22.32	7.37	2.60	7.88	2.78	1.18	0.73	0.167	2.67
0.75	16.23	12.17	6.29	8.39	2.78	2.68	1.00	0.167	3.90
1.00	13.65	13.65	7.54	7.54	2.78	3.57	1.00	0.167	3.50
1.33	11.32	15.06	8.76	6.59	2.78	4.75	1.00	0.167	3.06
1.67	9.67	16.15	9.72	5.82	2.78	5.96	1.00	0.167	2.70
2.00	8.67	17.34	10.79	5.40	2.78	7.14	1.00	0.167	2.51

TABLA 4.9

CALCULO DEL  $Q_{m\acute{a}x}$ , POR EL METODO DE CHOW PARA LA CUENCA No.5TR = 10 años,  $t_p = 0.21$  hr.

D hr	I cm/hr	P cm	P e	X	Y	d/tp	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	19.12	3.25	0.34	2.00	2.78	0.81	0.56	0.09	0.28
0.33	16.27	5.37	1.33	4.03	2.78	1.57	0.86	0.09	0.87
0.75	11.64	8.73	3.57	4.76	2.78	3.57	1.00	0.09	1.19
1.00	9.77	9.77	4.36	4.36	2.78	4.76	1.00	0.09	1.09
1.33	8.12	10.80	5.17	3.89	2.78	6.33	1.00	0.09	0.97
1.67	6.96	11.62	5.84	3.50	2.78	7.95	1.00	0.09	0.88
2.00	6.18	12.36	6.45	3.23	2.78	9.52	1.00	0.09	0.81

TR = 20 años

D hr	I cm/hr	P cm	P e	X	Y	d/tp	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	21.05	3.58	0.46	2.71	2.78	0.81	0.56	0.09	0.38
0.33	18.09	5.97	1.68	5.09	2.78	1.57	0.86	0.09	1.10
0.75	13.02	9.77	4.36	5.81	2.78	3.57	1.00	0.09	1.45
1.00	10.93	10.93	5.28	5.28	2.78	4.76	1.00	0.09	1.32
1.33	9.08	12.08	6.22	4.68	2.78	6.33	1.00	0.09	1.17
1.67	7.78	12.99	6.98	4.18	2.78	7.95	1.00	0.09	1.05
2.00	6.93	13.86	7.72	3.86	2.78	9.52	1.00	0.09	0.97

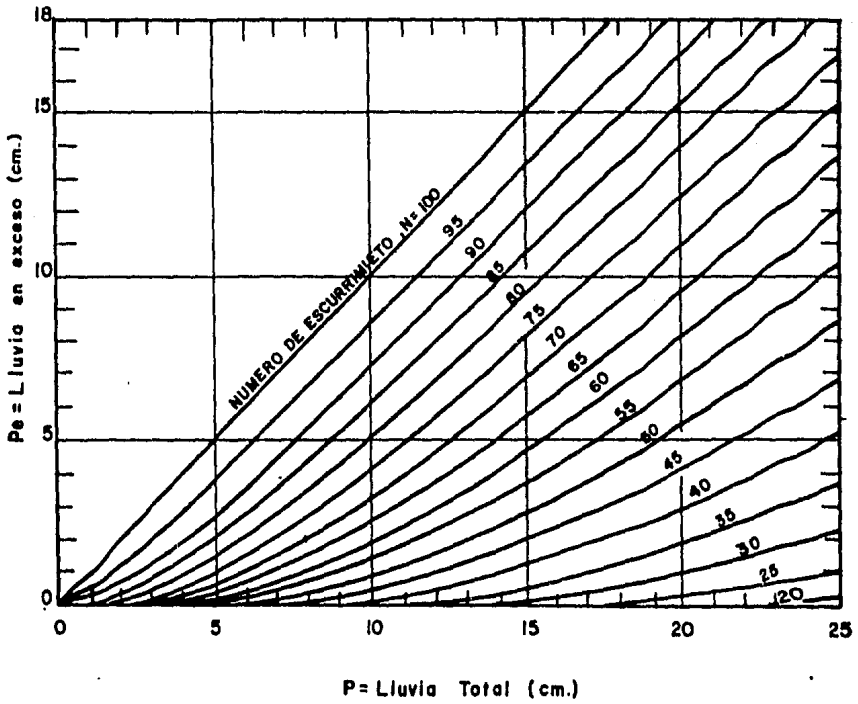
TR = 50 años

D hr	I cm/hr	P cm	P e	X	Y	d/tp	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	23.60	4.01	0.64	3.76	2.78	0.81	0.56	0.09	0.53
0.33	20.50	6.77	2.19	6.64	2.78	1.57	0.86	0.09	1.43
0.75	14.85	11.14	5.45	7.27	2.78	3.57	1.00	0.09	1.82
1.00	12.48	12.48	6.55	6.55	2.78	4.76	1.00	0.09	1.64
1.33	10.35	13.77	7.65	5.75	2.78	6.33	1.00	0.09	1.44
1.67	8.85	14.78	8.52	5.10	2.78	7.95	1.00	0.09	1.28
2.00	7.92	15.84	9.45	4.73	2.78	9.52	1.00	0.09	1.18

TR = 100 años

D hr	I cm/hr	P cm	P e	X	Y	d/tp	Z	A	Q m <sup>3</sup> /s
0.17	25.53	4.34	0.79	4.65	2.78	0.81	0.56	0.09	0.65
0.33	22.32	7.37	2.60	7.88	2.78	1.57	0.86	0.09	1.70
0.75	16.23	12.17	6.29	8.39	2.78	3.57	1.00	0.09	2.10
1.00	13.65	13.65	7.54	7.54	2.78	4.76	1.00	0.09	1.89
1.33	11.32	15.06	8.76	6.59	2.78	6.33	1.00	0.09	1.65
1.67	9.67	16.15	9.72	5.82	2.78	7.95	1.00	0.09	1.46
2.00	8.67	17.34	10.79	5.40	2.78	9.52	1.00	0.09	1.35

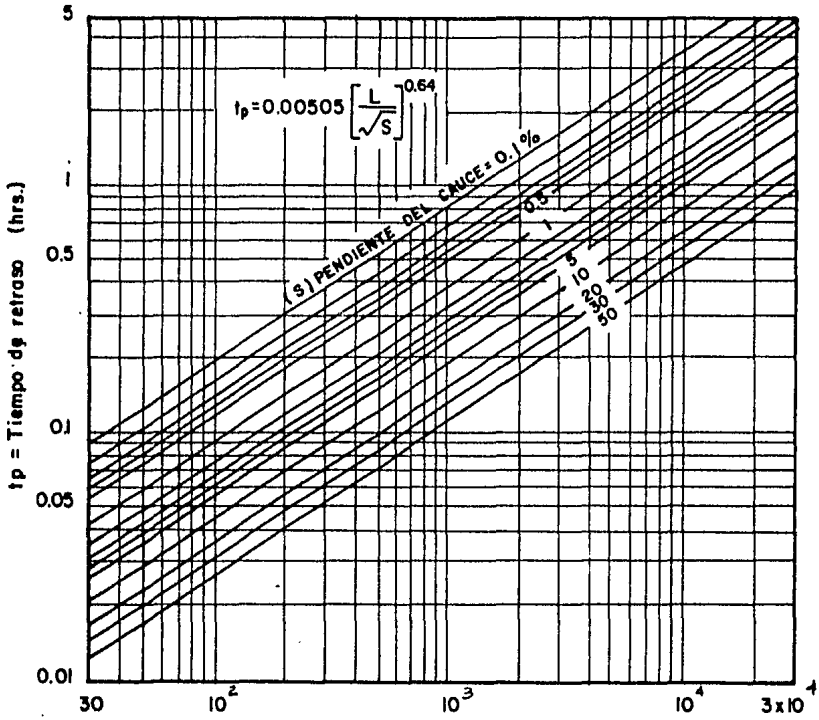
RELACION ENTRE LA LLUVIA TOTAL Y LA LLUVIA EN EXCESO  
 PARA DIFERENTES NUMEROS DE ESCURRIMIENTO



(Fig. N° 3)

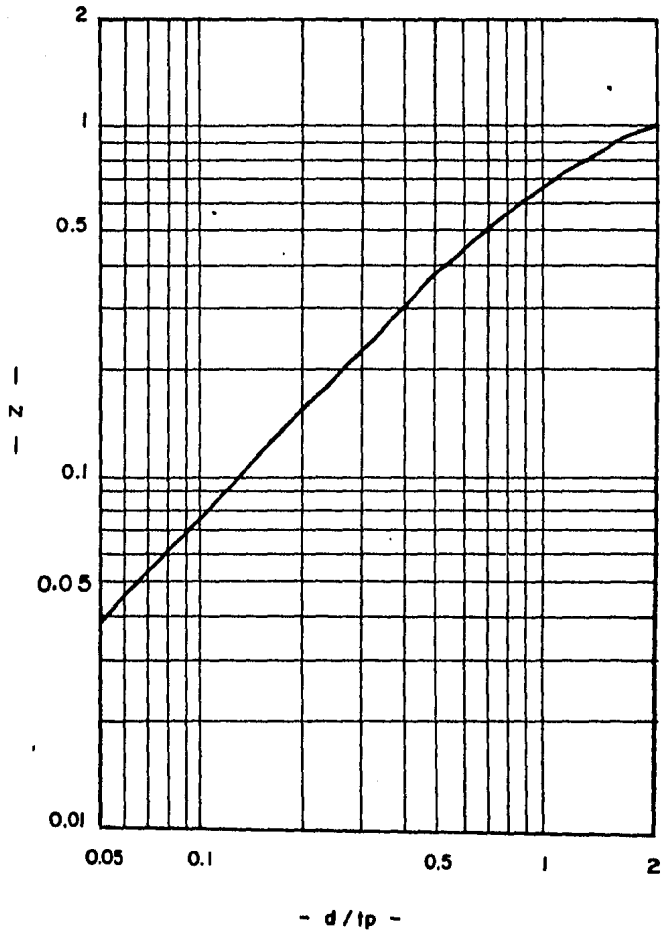


DETERMINACION DEL TIEMPO DE RETRASO



L = Longitud del Cauce (m.)

( Fig. N° 4 )

RELACION ENTRE  $Z$  y  $d/tp$ 

(Fig. N° 5)

#### IV.3.2 Método I - Pai - Wu

Permite conocer el hidrograma de una avenida para una cierta frecuencia en cuencas pequeñas.

Este método, al igual que el método de Chow considera para el cálculo del gasto las características de la precipitación, así como las características físicas de la cuenca.

Las expresiones de las que hace uso son:

$$Q_m = \frac{2.78 A P_e f(n, t_m)}{t_m} \quad (4.17)$$

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)} \quad (4.18)$$

$$t_m = 4660 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \quad (4.19)$$

$$K_s = 19300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \quad (4.20)$$

Donde:

A Area de la cuenca  $\text{Km}^2$

$Q_m$  Gasto máximo

$P_e$	Precipitación efectiva en cm.
$t_m$	Tiempo de pico en horas.
$f(n, t_m)$	Está en función de $n$ y $t_m$
$n$	Número de recipientes lineales; argumento de la función gamma.
$e$	Base de los logaritmos naturales
$\Gamma(n)$	Función gamma con argumento $n$
$L$	Longitud del cauce principal, en m
$S$	Pendiente media del cauce, en porcentaje
$K$	Coefficiente de almacenaje de una cuenca, en horas.

#### Procedimiento de cálculo.

Si se analiza la expresión que proporciona el gasto máximo, ec 4.17, se ve que este es directamente proporcional a  $P_e$ , e independiente de la duración de la tormenta,  $d$ , la cual está implícita en  $P_e$ . Por lo tanto, se requiere conocer la duración más desfavorable; esta última, según I-Pai-Wu, se aproxima al -- valor del tiempo de pico.

Para aplicar el método de I Pai-Wu se requieren los da  
tos siguientes:

#### I.- DATOS FISIOGRAFICOS.

Area de la cuenca por estudiar.  
Longitud del cauce principal  
Pendiente media del cauce principal  
Tipos de Suelo en la cuenca  
Uso del Suelo en la cuenca

#### II.- DATOS CLIMATOLOGICOS.

Curvas intensidad-duración periodo de retorno en la zo  
na de estudio.

Liga entre la estación base y la cuenca de estudio.

El procedimiento del cálculo es el siguiente:

1.- Obtener los datos A, L, S, características de la -  
superficie y suelo, curvas intensidad-duración-periodo de retor  
no.

2.- Se calcula N igual que el método de Ven Te Chow -

3.- Se escoge la duración de la tormenta más desfavo  
rable, d.

4.- Con la duración  $d$ , la frecuencia  $T_r$  y las curvas-intensidad-duración-perfodo de retorno se obtiene la intensidad  $i$ , que multiplicada por  $d$  nos dá como resultado  $P_b$

5.- Se calcula  $P_e$  como se hace en el método de Chow

6.- Calcular  $K$ , y  $T_m$  con las ec. 4.19 y ec. 4.20

7.- Con  $K$ ,  $T_m$  y la figura 6 se obtiene  $n$ .

8.- Con  $n$  y la figura 8 se obtiene  $f(n, t_m)$ , que equivale a la ec. 4.18

9.- Se obtiene  $Q_m$  con la ec. 4.17

10.- Con  $Q_m$ ,  $t_m$  y  $n$  se obtiene el hidrograma correspondiente, empleando los hidrogramas instantáneos adimensionales que aparecen en la figura 7.

El desarrollo numérico para el cálculo de las avenidas máximas analizadas por este método se muestran en las tablas siguientes.

TABLA 4.10  
CALCULO DEL TIEMPO PICO PARA LAS DIFERENTES CUENCAS EN ESTUDIO

Cuenca No.	A (Km <sup>2</sup> )	L (m)	S (%)	1.085 A	-1.233 L	-0.668 S	4660	tm (hr)
1	0.413	1900	1.85	0.383	0.0001	0.663	4660	0.12
2	0.153	520	5.18	0.130	0.0004	0.333	4660	0.09
3	0.313	965	2.90	0.284	0.0002	0.491	4660	0.13
4	0.167	940	3.07	0.143	0.0002	0.473	4660	0.06
5	0.090	640	3.85	0.073	0.0003	0.406	4660	0.04

TABLA 4.11  
CALCULO DEL COEFICIENTE DE ALMACENAJE K<sub>t</sub>, PARA LAS DIFERENTES CUENCAS EN ESTUDIO

Cuenca No.	A (Km <sup>2</sup> )	L (m)	S (%)	0.937 A	-1.474 L	-1.473 S	19300	K <sub>t</sub> (hr)
1	0.413	1900	1.85	0.437	0.00001	0.404	19300	0.03
2	0.153	520	5.18	0.172	0.0001	0.089	19300	0.03
3	0.313	965	2.90	0.337	0.00004	0.208	19300	0.05
4	0.167	940	3.07	0.187	0.00004	0.192	19300	0.03
5	0.090	640	3.85	0.105	0.00007	0.137	19300	0.02

TABLA 4.12

CALCULO DEL  $Q_{m\acute{a}x}$  POR EL METODO DE I-PAI-WU PARA LA CUENCA No.1AREA = 0.413 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	I (cm/hr)	P <sub>b</sub> (cm)	P <sub>e</sub> (cm)	K <sub>1</sub> /tm	n	f(n,tm)	tm (hr)	2.78	Q (m <sup>3</sup> /s)
10	19.12	3.25	0.34	0.25	11.3	1.28	0.12	2.78	4.16
20	21.05	3.58	0.46	0.25	11.3	1.28	0.12	2.78	5.63
50	23.60	4.01	0.64	0.25	11.3	1.28	0.12	2.78	7.84
100	25.53	4.34	0.79	0.25	11.3	1.28	0.12	2.78	9.67

TABLA 4.13

CALCULO DEL  $Q_{m\acute{a}x}$  POR EL METODO DE I-PAI-WU PARA LA CUENCA No.2AREA = 0,153 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	I (cm/r)	P <sub>b</sub> (cm)	P <sub>e</sub> (cm)	K <sub>1</sub> /tm	n	f(n,tm)	tm (hr)	2.78	Q (m <sup>3</sup> /s)
10	19.12	3.25	0.34	0.33	10.8	1.24	0.09	2.78	1.99
20	21.05	3.58	0.46	0.33	10.8	1.24	0.09	2.78	2.70
50	23.60	4.01	0.64	0.33	10.8	1.24	0.09	2.78	3.75
100	25.53	4.34	0.79	0.33	10.8	1.24	0.09	2.78	4.63

TABLA 4.14

CALCULO DEL  $Q_{m\acute{a}x}$  POR EL METODO DE I-PAI-WU PARA LA CUENCA No.3AREA = 0,313 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	I (cm/r)	P <sub>b</sub> (cm)	P <sub>e</sub> (cm)	K <sub>1</sub> /tm	n	f(n,tm)	tm (hr)	2.78	Q (m <sup>3</sup> /s)
10	19.12	3.25	0.34	0.38	10.2	1.21	0.13	2.78	2.75
20	21.05	3.58	0.46	0.38	10.2	1.21	0.13	2.78	3.73
50	23.60	4.01	0.64	0.38	10.2	1.21	0.13	2.78	5.18
100	25.53	4.34	0.79	0.38	10.2	1.21	0.13	2.78	6.40



TABLA 4.15

CALCULO DEL  $Q_{m\acute{a}x}$  POR EL METODO DE I-PAI-WU PARA LA CUENCA No.4AREA = 0.167 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	I (cm/hr)	P <sub>b</sub> (cm)	P <sub>e</sub> (cm)	K <sub>1</sub> /tm	n	f(n,tm)	tm (hr)	2.78	Q (m <sup>3</sup> /s)
10	19.12	3.25	0.34	0.50	9	1.12	0.06	2.78	2.95
20	21.05	3.58	0.46	0.50	9	1.12	0.06	2.78	3.99
50	23.60	4.01	0.64	0.50	9	1.12	0.06	2.78	5.55
100	25.53	4.34	0.79	0.50	9	1.12	0.06	2.78	6.85

TABLA 4.16

CALCULO DEL  $Q_{m\acute{a}x}$  POR EL METODO DE I-PAI-WU PARA LA CUENCA No.5AREA = 0.09 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	I (cm/hr)	P <sub>b</sub> (cm)	P <sub>e</sub> (cm)	K <sub>1</sub> /tm	n	f(n,tm)	tm	2.78	Q (m <sup>3</sup> /s)
10	19.12	3.25	0.34	0.50	9	1.12	0.04	2.78	2.38
20	21.05	3.58	0.46	0.50	9	1.12	0.04	2.78	3.22
50	23.60	4.01	0.64	0.50	9	1.12	0.04	2.78	4.48
100	25.53	4.34	0.79	0.50	9	1.12	0.04	2.78	5.53

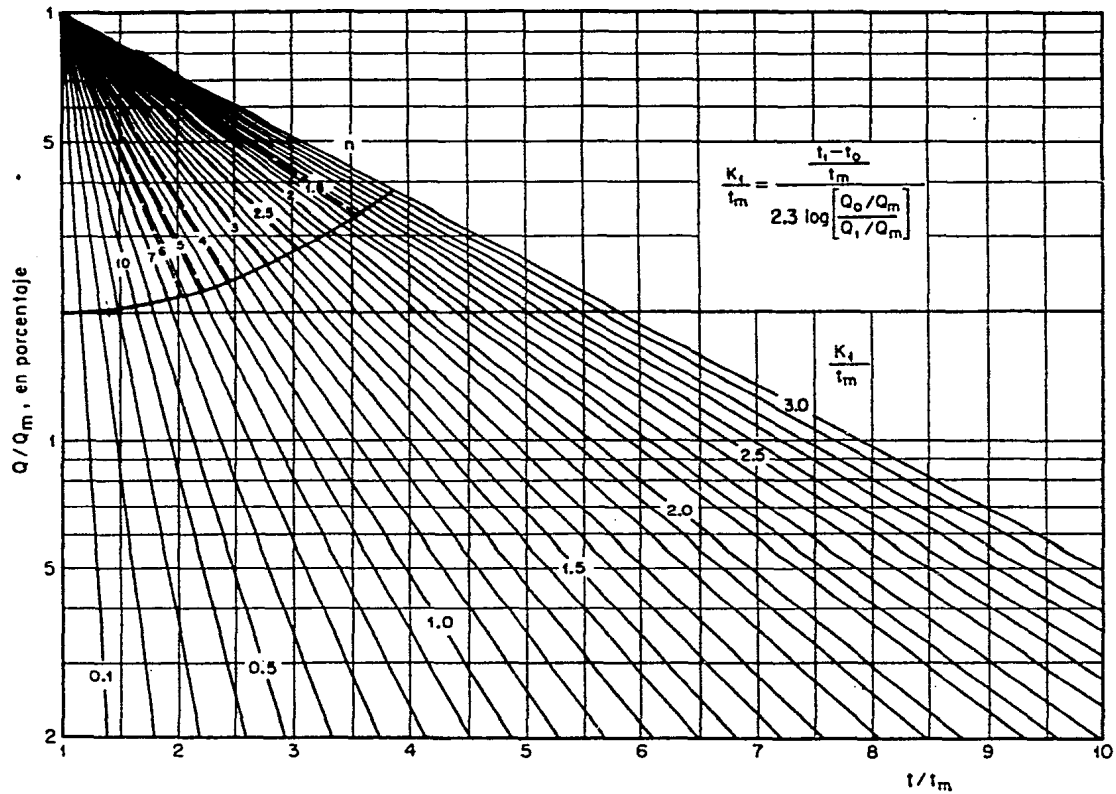
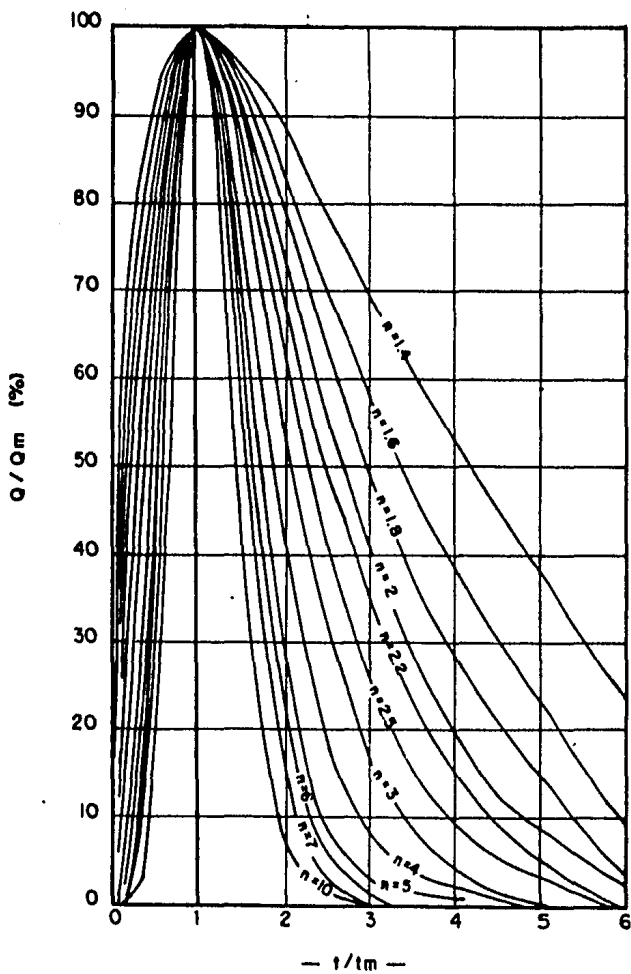


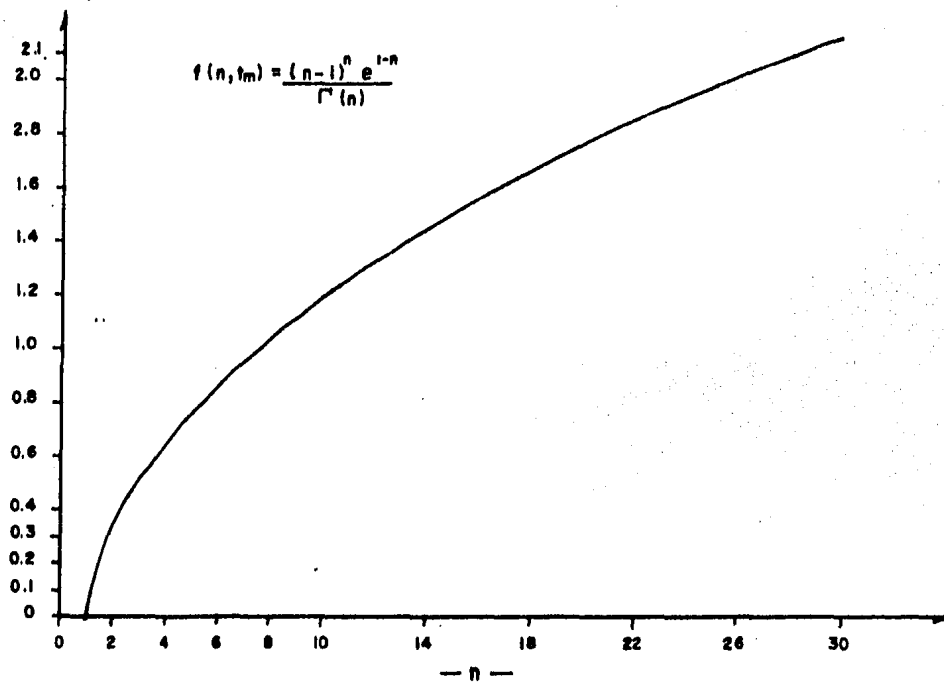
Fig 6 Relación entre n y  $K_1/t_m$

## HIDROGRAMA INSTANTANEO ADIMENSIONAL.

(Fig. N<sup>o</sup> 7)

RELACION ENTRE  $n$  y  $f(n,tm)$ 

(Fig. N° 8)



#### IV.3.3 Metodo de Seshappa - Rao, Assenzo, Harp.

Este método se emplea para el cálculo de las avenidas máximas en cauces con cuencas pequeñas, suponiendo que la forma del hidrograma de la avenida se apega a una función de distribución tipo Pearson III.

El gasto máximo unitario se obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$q = -0.5217 + 0.7466 R^{30} - 0.00302 Lc + 0.00092L \quad (4.21)$$

Esta fórmula expresa el gasto unitario en  $m^3/\text{seg}/\text{Km}^2$  - que al multiplicarlo por el área de la cuenca se obtiene el gasto de la avenida máxima esperada, para un cierto período de retorno.

Notación:

$Lc$  Distancia de la sección en estudio al centro del área drenada, en metros.

$L$  Longitud del cauce principal, en metros.

$R^{30}$  Intensidad de precipitación promedio para 30 minutos de lluvia consecutiva, en  $\text{cm}/\text{h}$ . y el  $Tr$  seleccionado.

---

El desarrollo numérico para el cálculo de las avenidas máximas analizadas por este método se muestran en las tablas siguientes.

TABLA 4.17

CALCULO DEL Q<sub>máx</sub> POR EL METODO DE SESHAPPA, RAO PARA LA CUENCA No. 1

Area = 0.413 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	0.5217	R <sub>30</sub> (cm/h)	Lc (m)	L (m)	0.7466R <sub>30</sub>	0.00302L <sub>c</sub>	0.00092L	q <sup>q</sup> (m <sup>3</sup> /s/ha)	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /seg)
10	0.5217	14.0	865	1900	10.45	2.61	1.75	9.07	3.75
20	0.5217	15.7	865	1900	11.72	2.61	1.75	10.34	4.27
50	0.5217	17.8	865	1900	13.29	2.61	1.75	11.91	4.92
100	0.5217	19.5	865	1900	14.56	2.61	1.75	13.18	5.44

TABLA 4.18

CALCULO DEL Q<sub>máx</sub> POR EL METODO SESHAPPA, RAO PARA LA CUENCA No. 2

Area = 0.153 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	0.5217	R <sub>30</sub> (cm/h)	Lc (m)	L (m)	0.7466R <sub>30</sub>	0.00302L <sub>c</sub>	0.00092L	q <sup>q</sup> (m <sup>3</sup> /s/ha)	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /seg)
10	0.5217	14.0	240	520	10.45	0.72	0.48	9.69	1.48
20	0.5217	15.7	240	520	11.72	0.72	0.48	10.96	1.68
50	0.5217	17.8	240	520	13.29	0.72	0.48	12.53	1.92
100	0.5217	19.5	240	520	14.56	0.72	0.48	13.80	2.11

TABLA 4.19

CALCULO DEL Q<sub>máx</sub> POR EL METODO DE SESHAPPA, RAO PARA LA CUENCA No. 3

Area = 0.313 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	0.5217	R <sub>30</sub> (cm/h)	L <sub>c</sub> (m)	L (m)	0.7466R <sub>30</sub>	0.003021L <sub>c</sub>	0.00092L	q (m <sup>3</sup> /s/Ha)	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /seg)
10	0.5217	14.0	440	965	10.45	1.33	0.89	9.49	2.97
20	0.5217	15.7	440	965	11.72	1.33	0.89	10.76	3.37
50	0.5217	17.8	440	965	13.29	1.33	0.89	12.33	3.86
100	0.5217	19.5	440	965	14.56	1.33	0.89	13.60	4.26

TABLA 4.20

CALCULO DEL Q<sub>máx</sub> POR EL METODO DE SESHAPPA, RAO PARA LA CUENCA No. 4

Area = 0.167 Km<sup>2</sup>

Tr (años)	0.5217	R <sub>30</sub> (cm/h)	L <sub>c</sub> (m)	L (m)	0.7466R <sub>30</sub>	0.003021L <sub>c</sub>	0.00092L	q (m <sup>3</sup> /s/Ha)	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /seg)
10	0.5217	14.0	410	940	10.45	1.24	0.86	9.55	1.59
20	0.5217	15.7	410	940	11.72	1.24	0.86	10.82	1.81
50	0.5217	17.8	410	940	13.29	1.24	0.86	12.39	2.07
100	0.5217	19.5	410	940	14.56	1.24	0.86	13.66	2.28



TABLA 4.21

CALCULO DEL  $Q_{\text{máx}}$  POR EL METODO DE SESHAPPA, RAO PARA LA CUENCA No. 5

Area = 0.90 Km<sup>2</sup>

T r (años)	0.5217	R <sub>30</sub> (cm/h)	L <sub>c</sub> (m)	L (m)	0.7466R <sub>30</sub>	0.003021L <sub>c</sub>	0.00092L	q (m <sup>3</sup> /s/Ha)	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /seg)
10	0.5217	14.0	300	640	10.45	0.91	0.59	9.61	0.86
20	0.5217	14.7	300	640	11.72	0.91	0.59	10.88	0.98
50	0.5217	17.8	300	640	13.29	0.91	0.59	12.45	1.12
100	0.5217	19.5	300	640	14.56	0.91	0.59	13.72	1.23

#### IV.3.4 Método para el cálculo del escurrimiento en ladera

Este método es aplicable especialmente para el diseño de las obras de drenaje en el interior de los aeropuertos y está apoyado en un gran número de experiencias, por lo cual sus resultados son de gran confiabilidad.

Lo desarrolló el cuerpo de Ingenieros del Ejército y la Fuerza Aérea de los Estados Unidos de América, aprovechando los amplios estudios desarrollados por R.E. Horton en materia de escurrimientos superficiales, así como la fórmula propuesta por éste para determinar el gasto de diseño, la cual es aplicable a las superficies sensiblemente planas y de poca pendiente, en las que el escurrimiento no ha labrado cauces y fluye en forma de lámina.

A continuación se presenta la fórmula básica de este método, en unidades del sistema métrico:

$$q = 0.0275 \sqrt{\tan h^2} (0.3194 t_c (\sqrt{7nL}^{0.50})^{0.25}) \quad (4.22)$$

En la cual:

q gasto máximo por unidad de área en el extremo inferior de una franja elemental de una superficie pavimentada, con césped o descubierta, en  $m^3/\text{seg./ha}(\text{tam})$

bién se aplica al gasto en el punto de concentración de una cuenca de forma cualquiera).

$\nabla$  Intensidad de precipitación en exceso, en cm/hr.

$$\nabla = I_c - \phi$$

$I_c$  Intensidad de precipitación correspondiente a la duración  $t_c$ , en cm/hr.

$\phi$  Capacidad de infiltración, en cm/hr. Tabla 4.22 - tan h tangente hiperbólica ( $\tan hx = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}$ )

$t_c$  Tiempos de concentración, en minutos.

$n$  coeficiente de retardo, adimensional, Tabla 4.23

$L$  Longitud efectiva de la cuenca por drenar, desde el punto más alejado del parteaguas, hasta el punto de concentración, en metros. Se mide en dirección paralela a la máxima pendiente.

$S$  Pendiente de la superficie, en decimales.

A continuación se incluye la Tabla 4.22, en la cual se indican los valores medios de infiltración para los diferentes tipos de suelos considerados en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)

TABLA 4.2 2 VALORES DE INFILTRACION

DESCRIPCION DEL SUELO	SIMBOLO S.U.C.S.	INFILTRACION ∅ cm/hr.
MEZCLA DE ARENA Y GRAVA	GW, GP, SN, SP.	2.0 - 2.5
GRAVAS LIMOSNAS Y ARENAS LIMOSAS O LIMO INORGANICO, Y MARGAS DESCUBIER TAS.	GM, SM, ML, MH OL,	0.3 - 1.5
ARENA LIMOARCILLOSA O ARCILLA - ARENOSA	SC, CL,	0.5 - 0.8
ARCILLAS, INORGANICAS Y ORGANI- CAS	CH, OH,	0.25 - 0.5
ROCA DESNUDA NO DEMASIADA FACTU RADA.	- -	0.0 - 0.25
SUPERFICIE PAVIMENTADA	- -	0.0

Estos valores medios son para suelos sin compactar. - Cuando los suelos se compactan, los valores de infiltración de- crecen entre 25 y 75%, dependiendo del grado de compactación y- del tipo del suelo. El efecto de la vegetación generalmente - es el de reducir la capacidad de infiltración de los suelos - - gruesos y de aumentar la de los suelos arcillosos, debido a que modifica la permeabilidad de dichos suelos.

Para superficies cubiertas de pasto se supone comunmen- te una capacidad de infiltración de 1.2 cm/hr, aunque en ocasio- nes se pueden usar valores hasta del doble de éste. Para las su- perficies pavimentadas o techadas se considera una capacidad de- infiltración nula.

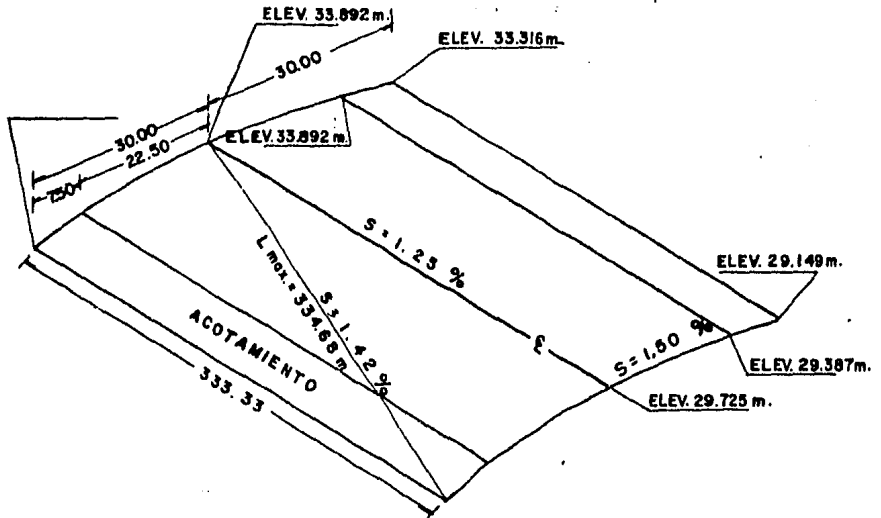
Aunque se sabe que la infiltración es variable, ya que depende, entre otros factores, de la estructura y la humedad del suelo, la cobertura, la humedad y la temperatura ambiente, se supone, para fines de cálculo, que es constante durante la tormenta considerada. Como también la intensidad de precipitación se supone constante, se acepta que la precipitación en exceso será uniforme durante la tormenta.

TABLA 4.23 VALORES DEL COEFICIENTE RETARDO "n"

SUPERFICIE	n
Pavimentos y Acotamientos	0.01
Suelo desnudo compacto libre de Piedra	0.10
Cubierta de pasto escaso o superficie descubierta moderadamente rugosa.	0.30
Cubierta de Pasto normal	0.40
Cubierta de Pasto denso	0.80

El cálculo numerico del gasto máximo para la pista, acotamiento y zona de edificios se muestra en las tablas siguientes.

### CALCULO DEL ESCURRIMIENTO SOBRE EL PAVIMENTO



$1 \text{ Ha} = 10,000 \text{ m}^2$  (Área unitaria para el cálculo del escurrimiento)

$L(30) = 10,000$        $L = 333.33 \text{ m}$ .

### CALCULO DEL Q MAX. SOBRE LA PISTA APLICANDO EL METODO DE ESCURRIMIENTO EN LADERA (Tabla N° 4.24)

Tr años	'n'	L m.	S dec.	'L'	tc min.	Ic cm/hr.	$\theta$ cm/hr	$\sigma$ Ic - $\theta$	q m <sup>3</sup> /seg/Ha
10	0.01	334.68	0.0142	0.0	10	19.12	0.0	19.12	0.515
20	0.01	334.68	0.0142	0.0	10	21.05	0.0	21.05	0.570
50	0.01	334.68	0.0142	0.0	10	23.60	0.0	23.60	0.642
100	0.01	334.68	0.0142	0.0	10	25.53	0.0	25.53	0.696

1) Para el canal No. 2 :

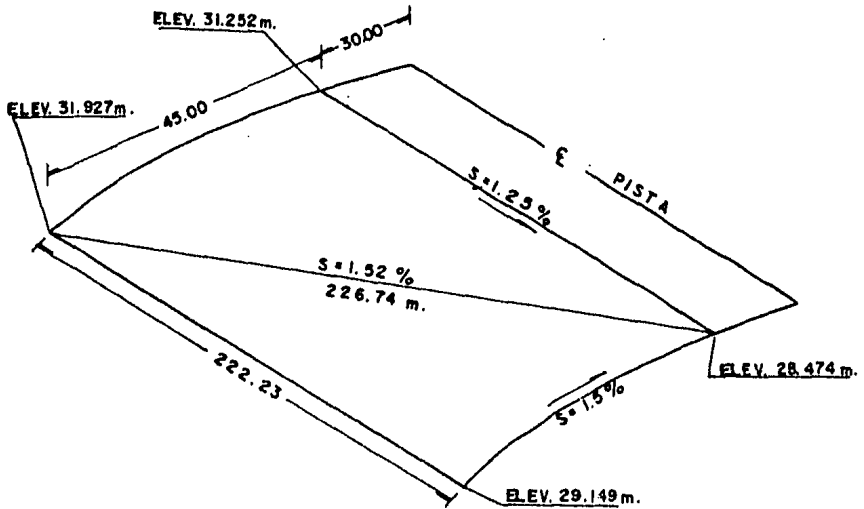
$$q_{20} = 0.57 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Ha.} \quad \text{Área de aportación: } A = 22800 \text{ m}^2 \therefore A = 2.28 \text{ Ha.}$$

$$Q_{20} = 0.57(2.28) = 1.29 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2) Para el canal No.3

$$q_{20} = 0.57 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Ha} \quad , \quad \text{Área de aportación: } A = 3.48 \text{ Ha} \quad , \quad Q_{20} = 1.98 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

### CALCULO DEL ESCURRIMIENTO SOBRE EL ACOTAMIENTO



1 Ha = 10,000 m. ( Área unitaria para el calculo del escurrimiento)

L (45) = 10,000      L = 222.22 m.

### CALCULO DEL Q MAX. SOBRE EL ACOTAMIENTO APLICANDO EL METODO DE ESCURRIMIENTO EN LADERA

(Tabla N° 4.25)

Tr años	'n'	L m.	S dec.	'L'	tc min.	Ic cm hr.	$\theta$ cm hr.	$\sigma$ Ic - $\theta$	q m <sup>3</sup> /seg/Ha
10	0.01	226.74	0.0152	0.0	10	19.12	0.0	19.12	0.523
20	0.01	226.74	0.0152	0.0	10	21.05	0.0	21.05	0.576
50	0.01	226.74	0.0152	0.0	10	23.60	0.0	23.60	0.647
100	0.01	226.74	0.0152	0.0	10	25.53	0.0	25.53	0.701

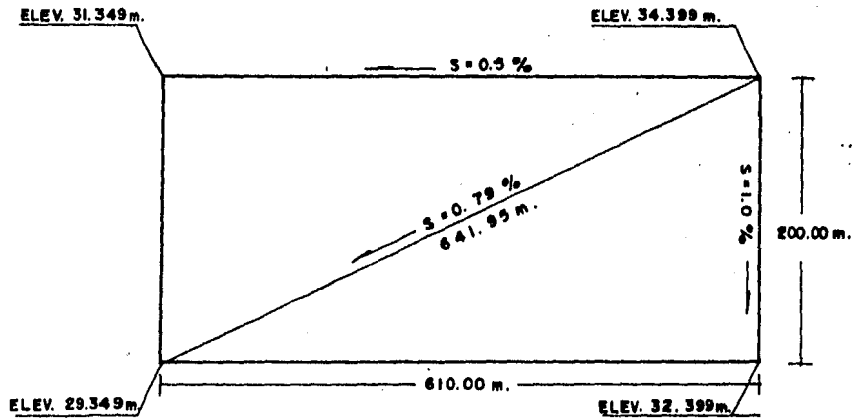
1) Para el canal No. 2

$q_{20} = 0.576 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Ha}$ . Área de aportación:  $A = 34\,200 \text{ m}^2$  ∴  $A = 3.42 \text{ Ha}$ .  
 $Q_{20} = 0.576(3.42) = 1.97 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

2) Para el canal No.3

$q_{20} = 0.57 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Ha}$  , Área de aportación  $A = 5.22 \text{ Ha}$  ,  $Q_{20} = 3.01 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

CALCULO DEL GASTO DESALOJAR EN LA ZONA DE EDIFICIOS





**CALCULO DEL Q MAX. EN LA ZONA DE LAS PLATAFORMAS POR EL METODO  
DE ESCURRIMIENTO EN LADERA.**

Tr años	'n'	L m.	S dec.	'L' l	tc min.	Ic cm/hr.	θ cm/hr.	r Ic-θ	q m <sup>3</sup> /seg/Ha
10	0.01	90	0.006	0.0	10	19.12	0.0	19.12	0.525
20	0.01	90	0.006	0.0	10	21.05	0.0	21.05	0.578
50	0.01	90	0.006	0.0	10	23.60	0.0	23.60	0.649
100	0.01	90	0.006	0.0	10	25.53	0.0	25.53	0.702

$$A = 36\,900 \text{ m}^2$$

$$A = 3.69 \text{ Ha.}$$

$$Q_{25} = 0.578(3.69) \therefore Q_{25} = 2.13 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

(Tabla N° 4.26)

**CALCULO DEL Q MAX. EN LA ZONA DE ESTACIONAMIENTO POR EL METODO  
DE ESCURRIMIENTO EN LADERA.**

Tr años	'n'	L m.	S dec.	'L' l	tc min.	Ic cm/hr.	θ cm/hr.	r Ic-θ	q m <sup>3</sup> /seg/Ha
10	0.01	200	0.01	0.0	10	19.12	0.0	19.12	0.522
20	0.01	200	0.01	0.0	10	21.05	0.0	21.05	0.576
50	0.01	200	0.01	0.0	10	23.60	0.0	23.60	0.646
100	0.01	200	0.01	0.0	10	25.53	0.0	25.53	0.700

$$A = 122\,000 \text{ m}^2$$

$$A = 12.20 \text{ Ha}$$

$$Q_{25} = 0.576(12.20) \therefore Q_{25} = 7.03 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

(Tabla N° 4.27)

#### IV. 4 CONSIDERACIONES PARA LA DETERMINACION DEL GASTO DE DISEÑO

Para la determinación del gasto de diseño, que servirá de base para el dimensionamiento de las estructuras de drenaje exterior del Aeropuerto, se analizarán los diferentes métodos utilizados.

Al analizar la gráfica de riesgo fig 9, y situándonos en la curva que indica una vida útil de 20 años, normal en éste tipo de estructuras, observamos que para un período de retorno de 10 años, la probabilidad de ocurrencia de la avenida es muy grande, el valor obtenido es de 0.88, sin embargo para un período de retorno de 100 años la probabilidad de ocurrencia es mínima, es de 0.18. El valor de probabilidad de ocurrencia para un período de retorno de 50 años es de 0.34.

La elección del período de retorno depende de la importancia de la obra, por lo que respecta a su costo y al volumen de tráfico aéreo, del peligro que su falla pueda representar a la vida humana, y del costo de mantenimiento de la propia estructura de drenaje.

Es cierto que para tormentas de mayor período de retorno asociadas a una perturbación atmosférica extraordinaria pueden ocasionar mayores volúmenes de escurrimiento; sin embargo, en esos casos, la perturbación por sí misma ocasiona el cierre-

del aeropuerto a la navegación aérea al modificar notablemente las condiciones atmosféricas favorables al vuelo.

Por tal motivo elegiré un periodo de retorno de 50 años. Con este valor de periodo de retorno se tiene una probabilidad de ocurrencia baja de que las obras de drenaje resulten excedidas durante la vida útil del aeropuerto.

Al analizar las gráficas gastos contra periodo de retorno para las diferentes cuencas en estudio observamos lo siguiente:

Con el método de Creager, el valor del gasto máximo obtenido es constante para cualquier periodo de retorno. Este método sólo utiliza como única característica fisiográfica, el área de la cuenca, por tal motivo sus valores no son muy representativos para las cuencas en estudio.

Los resultados obtenidos con el método Racional Americano fueron bajos. Y si tomamos en cuenta que en general supone que el coeficiente de escurrimiento, es independiente del periodo de retorno, lo cual es aproximadamente cierto para periodos de retorno entre 2 y 10 años; para periodos de retornos mayores; esta hipótesis puede conducir a errores considerables. Debido a que el periodo de retorno es mayor a 10 años, los resultados obtenidos no pueden considerarse para el diseño de las

obras de drenaje exterior del aeropuerto.

El método de Seshappa-Rao, dio resultados parecidos al método racional americano, si vemos que toma como constante el valor del tiempo de concentración, el cual varía para cada cuenca en estudio, considero que sus resultados no pueden ser representativos.

Los métodos que mejor se ajustan a las cuencas en estudio, son el método de Chow y el método de I-Pai-Wu. Debido a que nuestras cuencas en estudio son consideradas como cuencas pequeñas.

Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y en donde predominan las características físicas del suelo con respecto al cauce. El tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que, para propósitos prácticos Chow considera de 250 km<sup>2</sup>.

El gasto calculado con el método de I-Pai Wu para la Cuenca No. 1 fué de 7.84 m<sup>3</sup>/seg y para el método de Chow de 7.37 m<sup>3</sup>/seg.

Los resultados obtenidos para la Cuenca No. 2 fueron para el métodos de Chow de 3.09 m<sup>3</sup>/seg, y para el método de

I-Paiwu de  $3.75 \text{ m}^3/\text{seg.}$

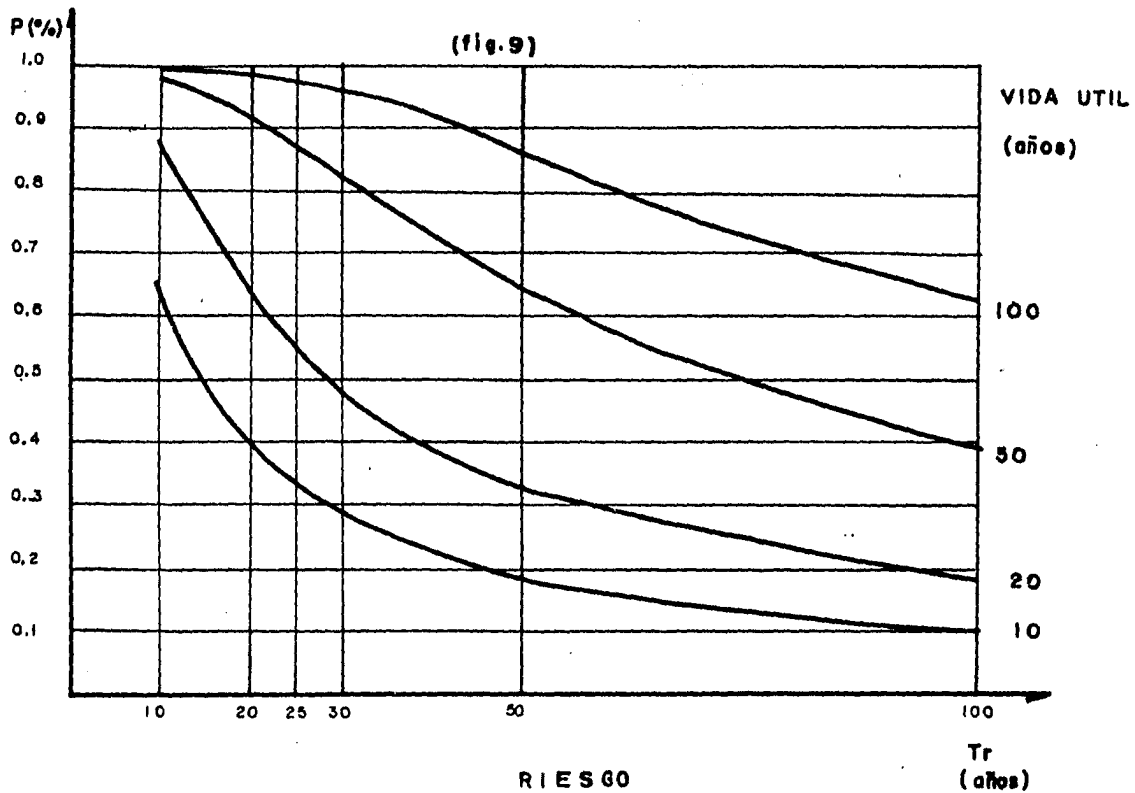
Para la cuenca No. 3 los resultados fueron de  $5.18 \text{ m}^3/\text{seg.}$  para el método de I Paj Wu y de  $6.32 \text{ m}^3/\text{seg.}$  para el método de Chow.

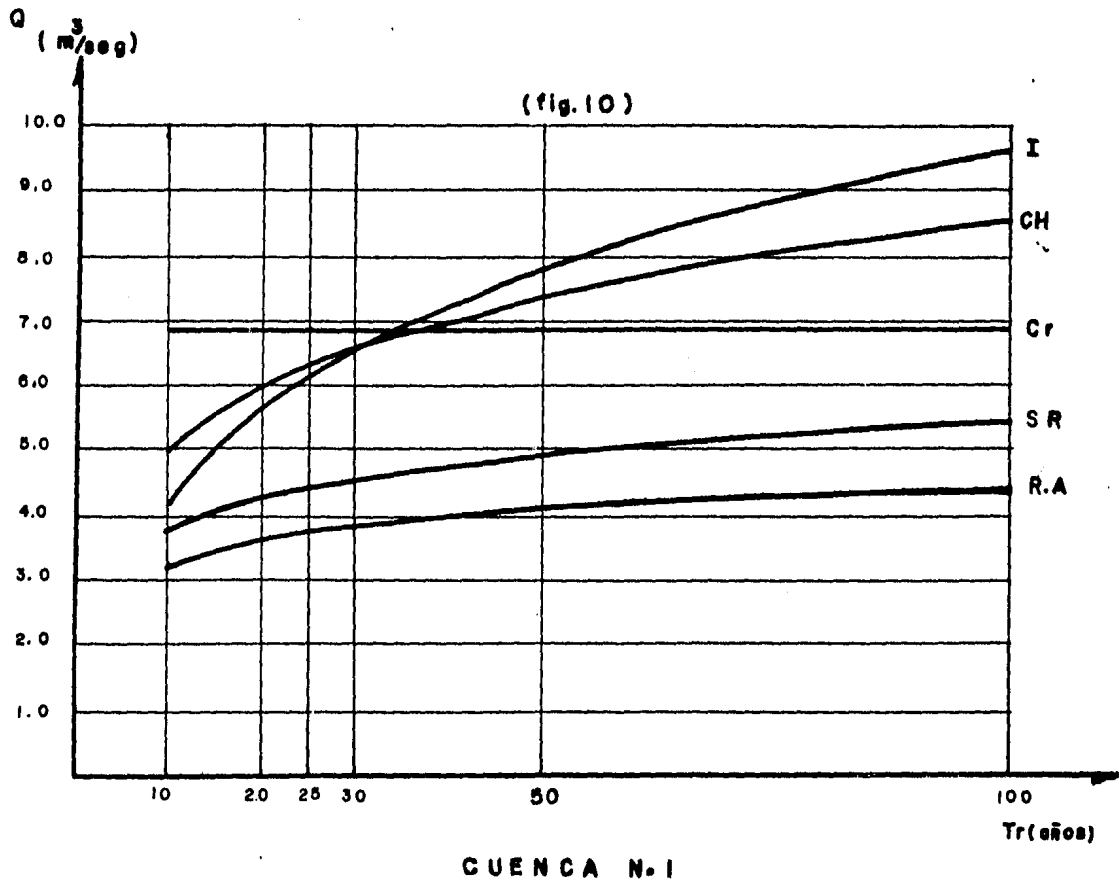
El gasto obtenido para la Cuenca No. 4, fué de  $5.55 \text{ m}^3/\text{seg.}$  por el método de I-Pai-Wu y de  $3.38 \text{ m}^3/\text{seg.}$  para el método de Chow.

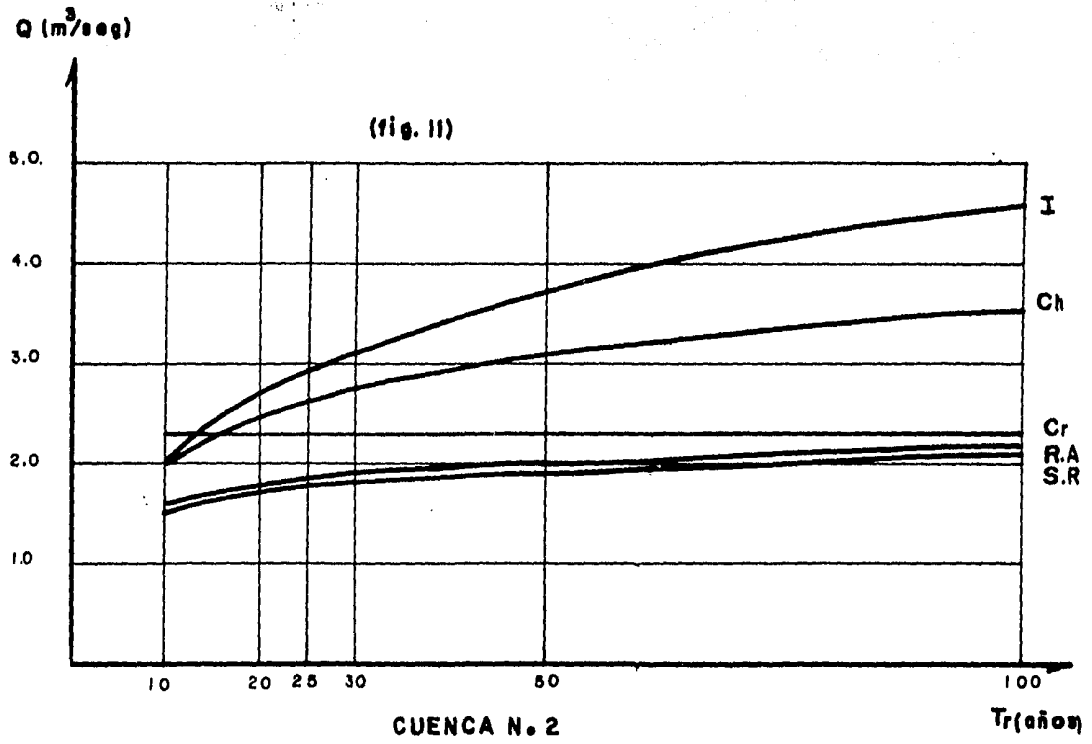
Para la Cuenca No. 5 los resultados obtenidos fueron de  $4.48 \text{ m}^3/\text{seg.}$  para el método de I-Pai-Wu y de  $1.82 \text{ m}^3/\text{seg.}$  -- por el método de Chow.

Como se nota para las últimas cuencas en estudio el método de I-Pai Wu se dispara considerablemente. Debido a que el coeficiente de almacenaje es muy pequeño y el tiempo pico también. Si consideramos que la duración más desfavorable se aproxima al tiempo pico, y los tiempos picos para estas zonas fueron de 0.06 y 0.04 hrs, y la duración desfavorable utilizada -- fue de 0.17 hrs.

Por estas consideraciones los gastos varían considerablemente. Por tal motivo el método que se aplicará para el diseño del drenaje exterior del aeropuerto será el método de Chow;



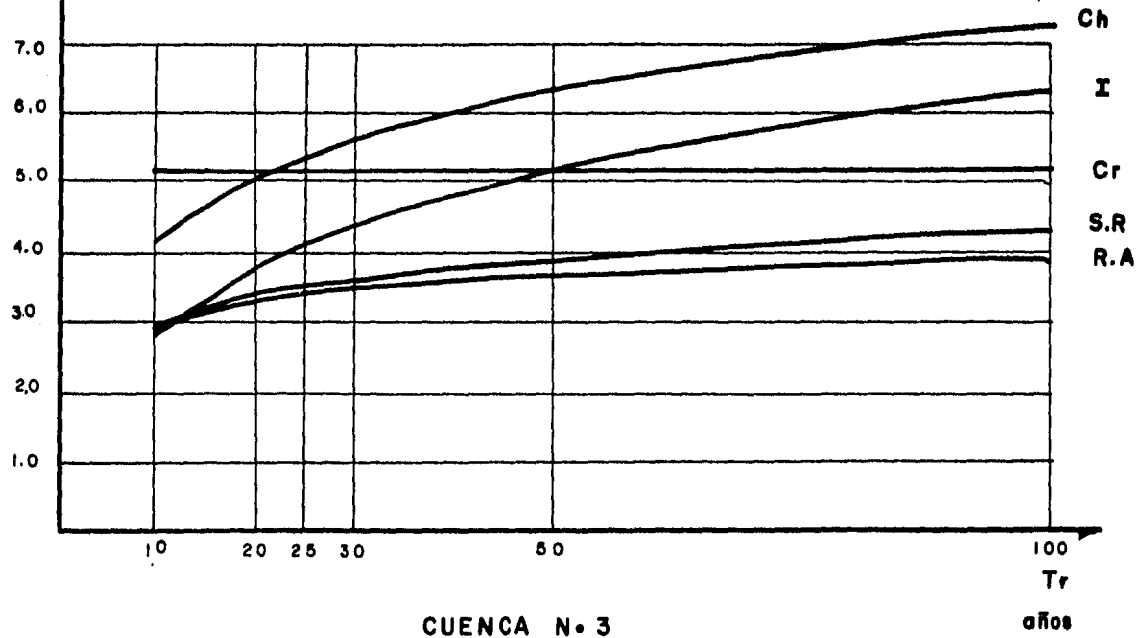






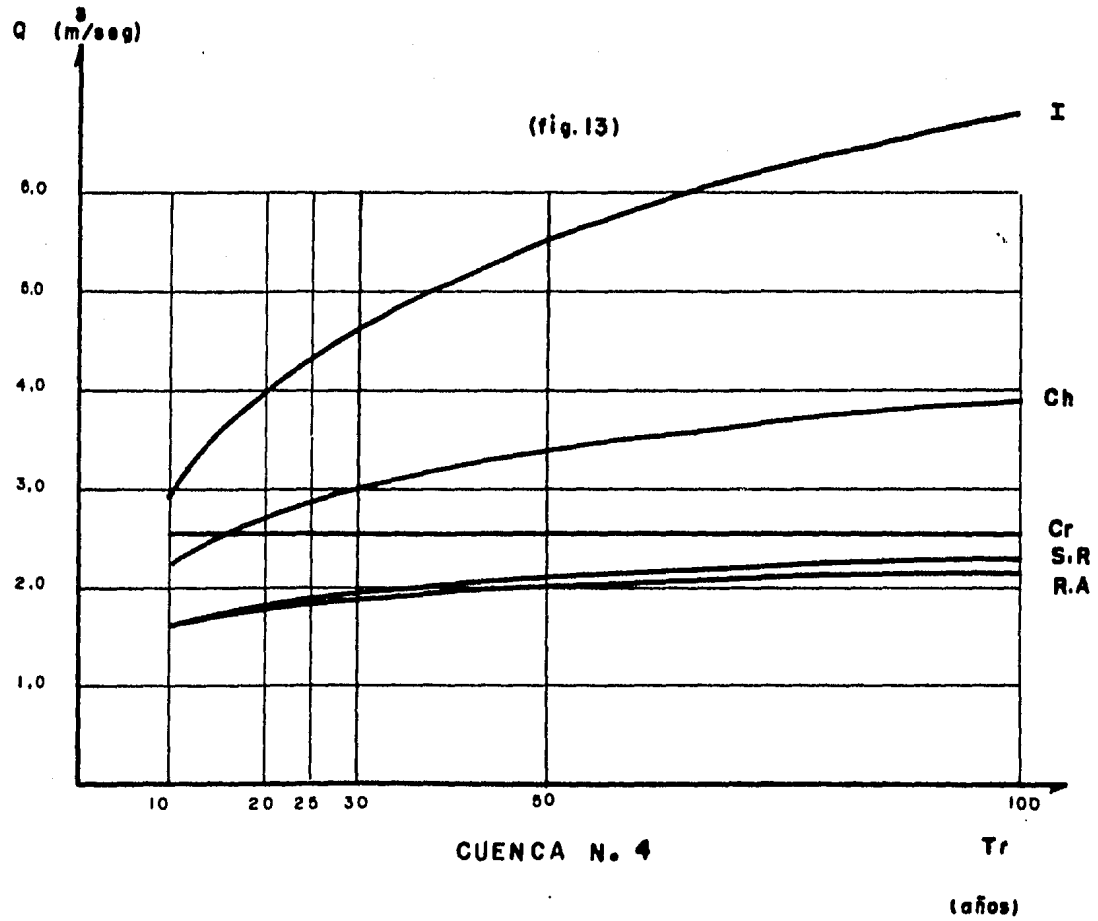
Q (m<sup>3</sup>/seg.)

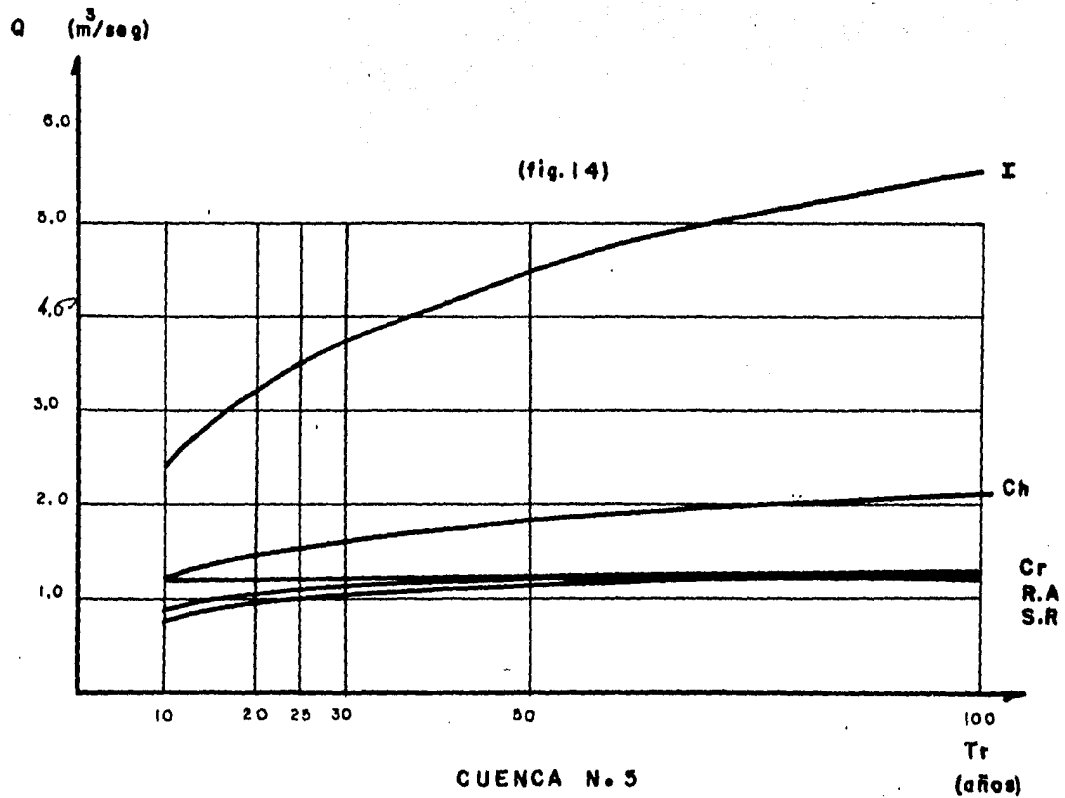
(fig. 12)



CUENCA N. 3

años





## Gastos de diseño

## Canal No. 2

$$Q_1 = 1.29 \quad (\text{Pavimento})$$

$$Q_2 = 1.97 \quad (\text{Acotamiento})$$

$$\underline{Q_3 = 2.43} \quad (\text{Zona verde})$$

$$Q_t = 5.69 \text{ m}^3/\text{Seg.} \quad (\text{gasto de diseño})$$

## Gastos de diseño:

## Canal No. 3

$$Q_4 = 1.98 \quad (\text{Pavimento})$$

$$Q_5 = 3.01 \quad (\text{Acotamiento})$$

$$\underline{Q_6 = 1.26} \quad (\text{Zona Verde})$$

$$Q_t = 6.25 \text{ m}^3/\text{Seg.} \quad (\text{gasto de diseño})$$

CAPITULO V  
DISEÑO DE OBRAS PARA DRENAJE PLUVIAL

V.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Para llevar a cabo el diseño de un sistema de drenaje se requiere de cierta información, que incluye los siguientes -- factores.

- 1) Plano topográfico del lugar
- 2) Perfiles y secciones transversales a lo largo del eje de la pista, calles de rodaje y plataformas
- 3) Perfiles y secciones de las estructuras propuestas.
- 4) Estudio hidrológico del lugar.

Cualquiera que sea el tipo de problema, son dos las -- ecuaciones que permiten el diseño del canal, la ecuación de continuidad.

$$Q = AV \quad (5.1)$$

Y la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} R_n^{2/3} S^{1/2} \quad (5.2)$$

en donde: Q gasto o caudal, en  $m^3/\text{seg.}$   
 A área de la sección, en  $m^2$   
 V velocidad del caudal, en  $m/\text{seg.}$   
 n coeficiente de fricción de Manning tabla No. 5.1  
 $R_n$  radio hidráulico  $R_n = \frac{A}{P}$  (5.3)  
 S pendiente de plantilla en decimales  
 P perimetro mojado en m.

El gasto lo podremos expresar como:

$$Q = \frac{1}{n} R_n^{2/3} S^{1/2} A \quad (5.4)$$

De la ec. anterior podemos detener:

$$AR_n^{2/3} = Qn/S^{1/2} \quad (5.5)$$

El segundo miembro de la ec (5.5) depende de n, Q y S, y el primero exclusivamente de la geometría de la sección. Se resuelve por tanteos.

Para poder saber que tipo de régimen se presenta debemos de tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

Si un flujo uniforme se presenta en un canal con pendiente menor que la crítica ( $S_o < S_c$ ), y el tirante es mayor que

el crítico, y la velocidad es menor que la crítica, el flujo se encuentra en estado o régimen subcrítico.

Si el flujo uniforme es con pendiente mayor que la crítica ( $S_o > S_c$ ), y el tirante es menor que el crítico, y la velocidad es mayor que la crítica, el flujo se encuentra en estado o régimen supercrítico.

Aplicando las siguientes expresiones obtenemos el tirante crítico y pendiente crítica.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc} \quad (5.6)$$

$$S_c = \left( \frac{Vc \cdot n}{R_{nc}^{2/3}} \right)^2 \quad (5.7)$$

donde:  $g$  aceleración debida a la gravedad, en  $m/seg^2$   
 $Ac$  área crítica, en  $m^2$   
 $Bc$  ancho de la superficie libre, en  $m$   
 $S_c$  pendiente crítica

El borde libre se cálculo utilizando la fig. 15.

## V.2 DRENAJE EXTERIOR

De acuerdo con las características topográficas de la zona del aeropuerto, se requiere la construcción de un canal exterior que recoja las aguas de las cuencas localizadas en la parte norte de la pista y las conduzca hasta la parte inferior de la misma, como se indica en el plano No. 4 y en Plano No. 6.

El canal No. 1, se ha proyectado paralelo al lindero -- del aeropuerto, su trazo se inicia en el cadenamiento  $-(0 + 625)$  referido al eje de la pista y concluye en el cadenamiento  $1 + 055$  para desfogar las aguas hacia el cauce de la Cuenca No.1 ya que las condiciones topográficas lo permiten.

La longitud total del canal es de 1680 metros con sección trapecial, con ancho de plantilla constante de 2.0 m, con taludes 1.5:1, y la pendiente del fondo también es constante -- (0.0001) como se muestra en el plano No. 6.

Se proyectó un tanque amortiguador, localizado en la estación  $0 + 500$  referido al eje de la pista, con la finalidad de disminuir la energía que tiene el agua, a fin de que no provoque problemas aguas abajo.

De acuerdo con el proyecto de drenaje exterior también se proyectaron dos tramos de bordo como se indica en el plano -- No. 6.



El primero, localizado entre los cadenamientos 1+875 y 2 + 120, tiene por objeto evitar que las aguas que conduce el --cauce No. 1 dañen la pista del aeropuerto debido a la existencia de una curva en el cauce en este tramo.

El segundo, localizado a partir del cadenamiento 2+400- se extiende hasta el final del lindero del terreno posteriormente se propone por la cabecera del aeropuerto a una distancia de 100 metros con una pendiente en la corona de 3% que permite que el bordo remate al nivel del terreno natural, el principal objeto de este tramo de bordo es servir como espigón para desviar -- las aguas del cauce No. 1 hasta las zonas bajas, como se muestra en el plano No. 6.

Para el diseño hidráulico del canal No. 1 se aplicaron las ec. 5.1 a 5.7 y los resultados aparecen en la tabla No. 5.2.

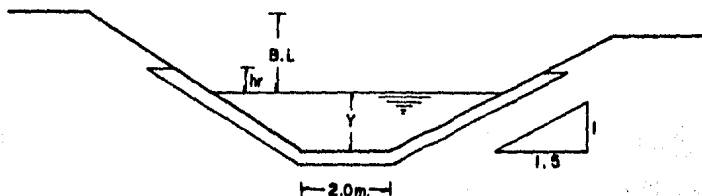
TABLA 5.1 VALORES DE LA  $n$  DE MANNING PARA DIFERENTES ACABADOS

1. Concreto, en conductos cerrados, funcionando parcialmente llenos.	$n$
a) cimbra de acero, sin acabado	0.013
b) cimbra de madera, sin acabado	0.014
2. Concreto, en canales excavados a cielo abierto	
a) acabado con llana metálica	0.013
b) acabado con llana de madera	0.015
c) sin acabar	0.017
3. Fondo de concreto, acabado con llana de madera y taludes.	
a) mampostería junteada y aplanada con mortero	0.020
b) mampostería seca o a volteo	0.030
4. Fondo y taludes de mampostería	
a) junteada con mortero	0.025
b) sin juntear	0.032

## CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL N° 1

(Tabla N° 5.2)

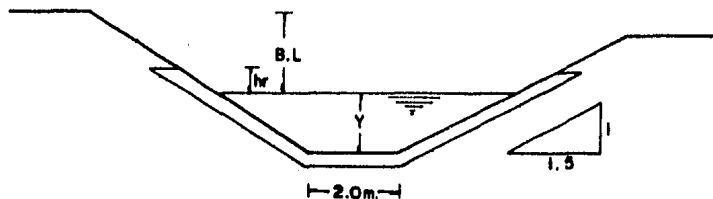
ESTACION	Q Caudal m <sup>3</sup> /seg	Q.Total m <sup>3</sup> /seg	V m/seg	A (m <sup>2</sup> )	n	S	Y (m.)	P (m.)	Rh (m.)	$\frac{Q^2}{S}$	Yc (m.)	Ac (m.)	B (m.)	$\frac{Ac^3}{B}$	Vc m/seg	Sc	B.L. (m.)	hr. (m.)	REGIMEN
-(0+625)	1.82	1.82	0.496	3.672	0.015	0.0001	1.034	5.728	0.641	0.338	0.395	1.024	3.185	0.337	1.777	0.0036	0.58	0.18	Subcrítico
-(0+140)	3.38	5.20	0.652	7.978	0.015	0.0001	1.734	8.252	0.967	2.756	0.730	2.259	4.190	2.756	2.300	0.0031	0.63	0.18	Subcrítico
-(0+080)	6.32	11.52	0.798	14.442	0.015	0.0001	2.507	11.039	1.308	13.528	1.130	4.175	5.390	13.510	2.760	0.0028	0.81	0.32	Subcrítico
0+130	3.09	14.61	0.847	17.256	0.015	0.0001	2.790	12.059	1.431	21.76	1.282	5.029	5.846	21.76	2.905	0.0027	0.88	0.36	Subcrítico
1+055	0.00	14.61	0.847	17.256	0.015	0.0001	2.790	12.059	1.431	21.76	1.282	5.029	5.846	21.76	2.905	0.0027	0.88	0.36	Subcrítico
0+435 est. rectangular	—	14.61	0.857	17.04	0.015	0.0001	2.840	11.680	1.459	—	0.845	5.070	—	—	2.882	0.0033	0.88	0.36	Subcrítico
0+500 est. rectangular	—	14.61	12.236	1.194	0.015	0.3154	0.199	6.398	0.187	—	0.845	5.070	—	—	2.882	0.0033	0.88	0.36	Subcrítico



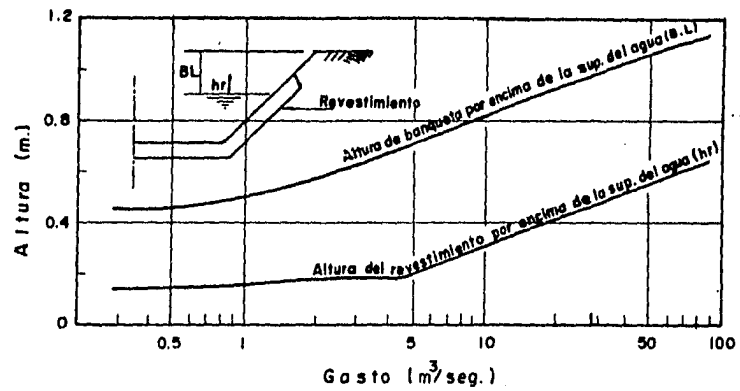
## CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL N° 1

(Tabla N° 5.2)

ESTACION	Q Duenos (m <sup>3</sup> /seg)	Q.Total (m <sup>3</sup> /seg)	V (m/seg)	A (m <sup>2</sup> )	n	S	Y (m.)	P (m.)	Rh (m.)	$\frac{Q^2}{g}$	Yc (m.)	Ac (m.)	B (m.)	$\frac{Ac^3}{B}$	Vc (m/seg)	Sc	B.L. (m.)	hr. (m.)	REGIMEN
-(0+625)	1.82	1.82	0.496	3.672	0.015	0.0001	1.034	5.728	0.641	0.338	0.395	1.024	3.185	0.337	1.777	0.0036	0.58	0.18	Subcrítico
-(0+140)	3.38	5.20	0.652	7.978	0.015	0.0001	1.734	8.252	0.967	2.756	0.730	2.259	4.190	2.756	2.300	0.0031	0.63	0.18	Subcrítico
-(0+080)	6.32	11.52	0.798	14.442	0.015	0.0001	2.507	11.039	1.308	13.528	1.130	4.175	5.390	13.510	2.760	0.0028	0.81	0.32	Subcrítico
0+130	3.09	14.61	0.847	17.256	0.015	0.0001	2.790	12.059	1.431	21.76	1.282	5.029	5.846	21.76	2.905	0.0027	0.88	0.36	Subcrítico
1+055	0.00	14.61	0.847	17.256	0.015	0.0001	2.790	12.059	1.431	21.76	1.282	5.029	5.846	21.76	2.905	0.0027	0.88	0.36	Subcrítico
0+435 sec. rectangular	—	14.61	0.857	17.04	0.015	0.0001	2.840	11.680	1.459	—	0.845	5.070	—	—	2.882	0.0033	0.88	0.36	Subcrítico
0+500 sec. rectangular	—	14.61	12.236	1.194	0.015	0.3154	0.199	6.396	0.187	—	0.845	5.070	—	—	2.882	0.0033	0.88	0.36	Subcrítico



**CURVAS PARA ESTIMAR EL BORDO LIBRE Y LA ALTURA DE BANQUETA  
EN CANALES REVESTIDOS**



(Fig. N.º 15)

### V.3. DRENAJE INTERIOR

En el proyecto geométrico de un aeropuerto el drenaje interior ocupa una de las partes más importantes, pues de este depende una gran parte del buen funcionamiento de sus instalaciones.

El Aeropuerto, en su conjunto se ubica en una zona de lomerío fuerte, por lo que en el diseño de las terracerías se observan cortes y terraplanes de magnitudes considerables que originan dos tipos de sistemas para la solución del drenaje pluvial, uno que comprende el alivio local de pista, plataformas que tienen aportación, además de la propia, la que contribuyen las laderas de corte, y el otro, que comprende la disposición final de estas aportaciones y los que originan las cuencas que escurren hacia el talud de los terraplanes.

El primer sistema se resolvió a base de cunetas adyacentes a los hombros de pista y plataforma, para las diferentes laderas en corte.

Las cunetas son revestidas de concreto, de sección triangular, con pendiente propia de los hombros con el propósito de evitar excavaciones excesivas, como se indica en el plano No. 5.

El segundo sistema se compone de dos canales a cielo -- abierto, y una alcantarilla, denominados Canal No. 2, Canal No.- 3 y Alcantarilla No. 1.

El canal No. 2 localizado en la parte norte del aero- - puerto, se inicia en el cadenamiento 0 + 630 referido al eje de la pista y concluye en la 1 + 000. Se proyecto de sección trape<sub>u</sub>cial de ancho de plantilla de 0.50 m, con pendiente constante de 0.027, taludes de 1.5:1 y revestido de concreto. En la parte fi<sub>n</sub>al se diseño un tanque amortiguador con la finalidad de dismi-- nuir la velocidad en la descarga. Como se indica en el plano -- No. 7.

El canal No. 3 localizado en la parte central del aero- puerto, se inicia en la estación 1 + 160 del eje de la pista, y termina en la estación 0 + 260. De sección trapeoidal, de ancho de plantilla de 1.00 m, con taludes de 1.5:1, pendiente de plan- tilla constante de 0.0005. Y revestido de mamposteria, ver pla- no No. 8.

Para el diseño hidráulico se aplicaron las ec. (5.1) a- (5.7). En la tabla No. 5.3 se muestran las caracterfsticas hí- draúlicas para el Canal No. 2 y Canal No. 3.

La alcantarilla No. 1, localizada en la estación 0+407, referido al eje del Rodaje "B" se diseñó con diámetro de 1.20 m-

con pendiente de 0.009 y de concreto reforzado, con el objeto de desalojar las aguas en dicha zona, como se observa en el plano - No. 5.

En la tabla No. 5.4 se muestra el diseño hidráulico de la alcantarilla No. 1.

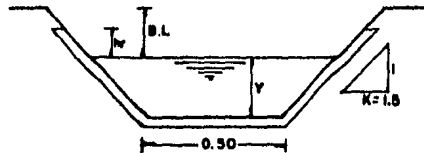


### CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

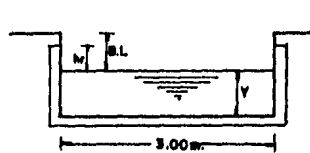
(Tabla N° 5.3)

SECCION	Q (m <sup>3</sup> /seg)	V (m/seg)	A	n	S	Y (m.)	P (m.)	Rn (m.)	$\frac{Q^2}{g}$	Yc (m.)	Ac (m.)	Bc (m.)	$\frac{Ac^3}{Bc}$	Vc	Sc (m/seg)	REGIMEN	B.L (m.)	hr (m.)
CANAL N° 2 Secc. Trapezoidal	5.69	5.466	1.041	0.015	0.027	0.683	2.963	0.351	3.300	1.087	2.316	3.761	3.302	2.457	0.0032	Supercrítico	0.70	0.22
CANAL N° 2 Secc. Rectangular	5.69	4.965	1.146	0.015	0.027	0.382	3.764	0.304	—	0.716	2.147	—	—	2.650	0.0042	Supercrítico	0.70	0.22
CANAL N° 3	6.25	0.854	7.322	0.025	0.0005	1.901	7.854	0.932	3.982	1.005	2.520	4.015	3.986	2.480	0.086	Subcrítico		

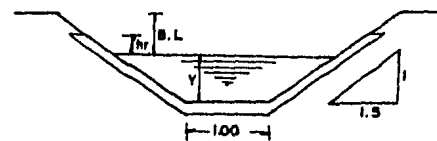
SECCION CANAL N° 2



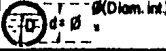
SECCION CANAL N° 2



SECCION CANAL N° 3



## DISEÑO HIDRAULICO DE LA ALCANTARILLA N° 1

C A L C U L O		UNIDAD	
Dato	Long. = Desn. =	m.	
Dato	Q = 1.50	m <sup>3</sup> /seg.	
Dato	n = 0.015	seg./m <sup>1/3</sup>	
Dato Calc.	S = 0.009                      S <sup>1/2</sup> = 0.095	Abst.	
Dato	$\frac{D_1}{d_1} = 0.75$	Abst.	
Dato	Ki = 0.284	Abst.	
Calc.	$d_1 = \left( \frac{1.50 (0.015)}{0.284 (0.095)} \right)^{3/8} = 0.934$	m.	$d = \left( \frac{Q n}{K_i S^{1/2}} \right)^{3/8}$
Dato	d <sub>2</sub> = 1.22                      d <sup>2/3</sup> = 1.699                      d <sub>2</sub> <sup>2</sup> = 1.488	m.	
Calc.	$K'_2 = \frac{1.50 (0.015)}{0.095 (1.699)} = 0.143$	Abst.	$K'_2 = \frac{Q n}{S^{1/2} \frac{2}{3} d^{2/3}}$
Tabla	m <sub>2</sub> = 0.47	Abst.	$m_2 = \frac{D_2}{d_2}, T-5.5$
Calc.	D <sub>2</sub> = (1.22)(0.48) = 0.5734	m.	D <sub>2</sub> = d <sub>2</sub> m <sub>2</sub>
Tabla	C = 0.3727	Abst.	T = 5.6
Calc.	a = (0.3727)(1.488) = 0.555	m <sup>2</sup>	a = a d <sub>2</sub> <sup>2</sup>
Calc.	$v = \left( \frac{1.5}{0.555} \right) = 2.705$	m/seg	$v = \frac{Q}{a}$

(Tabla N° 5.4)

Tabla 5.5 Valores de  $K$  para conductos circulares en la fórmula  $Q = \frac{K}{n} A R^{4/3} S^{1/2}$

3/3 1/2

$D =$  profundidad del agua y  $d =$  diámetro del canal

$\frac{D}{d}$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0		0.0000	0.0001	0.0002	0.0003	0.0004	0.0005	0.0006	0.0007	0.0008
0.1	0.00631	0.0073	0.0083	0.0093	0.0103	0.0113	0.0123	0.0133	0.0143	0.0153
0.2	0.0273	0.0301	0.0331	0.0361	0.0391	0.0426	0.0461	0.0496	0.0531	0.0571
0.3	0.0610	0.0650	0.0691	0.0733	0.0776	0.0819	0.0864	0.0910	0.0953	0.1003
0.4	0.1050	0.1093	0.1147	0.1197	0.1248	0.1303	0.1359	0.1408	0.1453	0.1506
0.5	0.156	0.161	0.166	0.171	0.177	0.182	0.188	0.193	0.198	0.204
0.6	0.209	0.214	0.220	0.225	0.231	0.236	0.241	0.246	0.251	0.256
0.7	0.261	0.266	0.270	0.275	0.280	0.284	0.289	0.293	0.297	0.301
0.8	0.303	0.308	0.311	0.315	0.318	0.321	0.324	0.326	0.328	0.330
0.9	0.332	0.334	0.334	0.333	0.333	0.333	0.331	0.332	0.329	0.323
1.0	0.311									

Tabla 5.6 Factor para determinar el área  $a$  de la sección transversal de un conducto circular

Sean  $\frac{D}{d}$  = profundidad del agua =  $\frac{D}{d}$  y  $s =$  valor tabulado. Entonces  $a = \pi r^2$ .

$\frac{D}{d}$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.0000	0.0013	0.0037	0.0069	0.0105	0.0147	0.0192	0.0242	0.0294	0.0350
0.1	0.0409	0.0470	0.0534	0.0600	0.0668	0.0739	0.0811	0.0885	0.0961	0.1039
0.2	0.1118	0.1199	0.1281	0.1365	0.1449	0.1535	0.1623	0.1711	0.1800	0.1890
0.3	0.1982	0.2074	0.2167	0.2260	0.2355	0.2450	0.2546	0.2642	0.2739	0.2836
0.4	0.2934	0.3032	0.3130	0.3229	0.3328	0.3428	0.3527	0.3627	0.3727	0.3827
0.5	0.393	0.403	0.413	0.423	0.433	0.443	0.453	0.462	0.472	0.482
0.6	0.492	0.502	0.512	0.521	0.531	0.540	0.550	0.559	0.569	0.578
0.7	0.587	0.596	0.605	0.614	0.623	0.632	0.640	0.649	0.657	0.666
0.8	0.674	0.681	0.689	0.697	0.704	0.712	0.719	0.725	0.732	0.738
0.9	0.745	0.750	0.756	0.761	0.766	0.771	0.775	0.779	0.782	0.784

#### V.4. DISEÑO DE TANQUES AMORTIGUADORES

Cuando la energía del flujo en un canal debe disiparse, los tanques para la formación de un resalto hidráulico son un medio efectivo para reducir la energía de flujo. En resalto hidráulico se produce cuando un flujo supercrítico cambia a flujo subcrítico.

El resalto que se produce en un tanque amortiguador tiene características especiales y toma una forma definida, que depende de la energía de la corriente que debe disiparse en relación al tirante.

La forma del resalto y las características de su régimen pueden relacionar al factor cinético;  $\frac{v^2}{gy}$ , de la descarga que entra al tanque; al tirante crítico  $Y_c$ ; o al parámetro del número de Froude,

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (5.8)$$

donde:  $Fr_1$  Número de froude  
 $v_1$  velocidad de llegada en m/seg.  
 $g$  aceleración de la gravedad en, m/seg<sup>2</sup>.  
 $Y_1$  tirante de llegada en m.

De acuerdo al número de froude, los proyectos de los --

tanques adecuados para producir un efecto amortiguador en las -- diferentes formas del resalto, se describen como sigue:

1) Número de Froude menores de 1.7. No es necesario emplear tanques amortiguadores para la corriente cuando el número de Froude es menor de 1.7.

2) Tanques para números de Froude entre 1.7 y 2.5. Los valores de corriente que tienen números de Froude que varían entre 1.7 y 2.5 quedarán en la forma designada como etapa previa del resalto. Como estas corrientes no están acompañadas de una turbulencia activa, no son necesarios amortiguadores ni umbrales. El tanque tiene que ser lo suficientemente largo para dar cabida al prisma de la corriente en la que se está produciendo la retardación. Los tirantes conjugados y las longitudes del tanque dadas en la fig. 16 permiten construir buenos tanques.

3) Tanques para número de Froude entre 2.5 y 4.5. Los fenómenos del resalto cuando los factores de la corriente de llegada tienen números de Froude que varían de 2.5 a 4.5 se designan como regímenes de transición, porque no se forma un verdadero resalto hidráulico.

Cuando se tiene que construir un dispositivo amortiguador para disipar la energía en corrientes que tienen números de Froude comprendidos dentro de esta serie, el tanque de la fig.17,

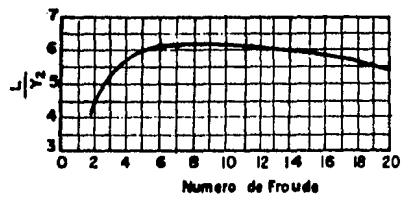
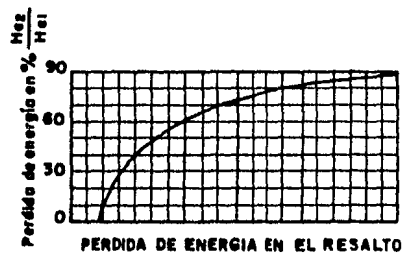
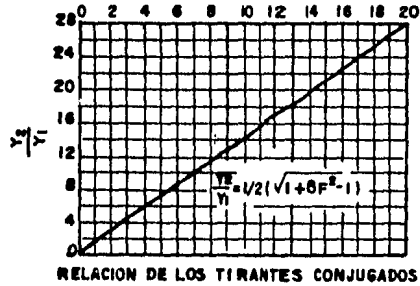
que se designa con el nombre de tanque tipo I, ha demostrado ser relativamente efectivo para disipar la mayor parte de la energía de la corriente.

4) Tanques para número de Froude mayores de 4.5. En los Tanques en los que el valor del número de Froude del agua -- que llega es mayor de 4.5, se forma un verdadero resalto hidráulico.

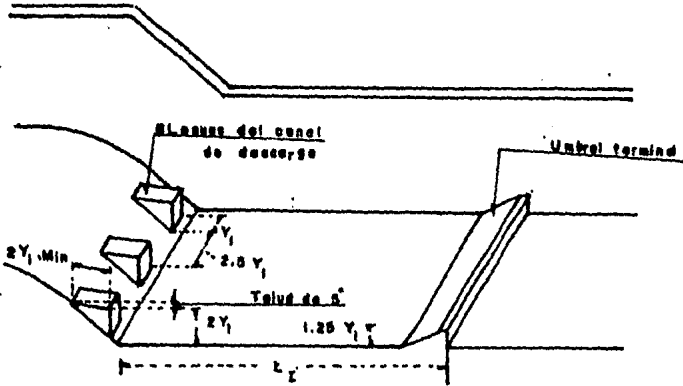
El tanque, mostrado en la fig. 18 que se designa como el tipo II, se puede adoptar cuando las velocidades de llegada no exceden de 50 pies/seg. En este tanque se utilizan bloques, bloques amortiguadores, y un umbral terminal para acortar la longitud del resalto y para disminuir la elevada velocidad de circulación dentro del estanque acortado.

Cuando las velocidades de llegada pasan de 50 pies/seg. o cuando no se emplean bloques amortiguadores, se puede adoptar el tanque designado como del tipo II en la fig. 19.

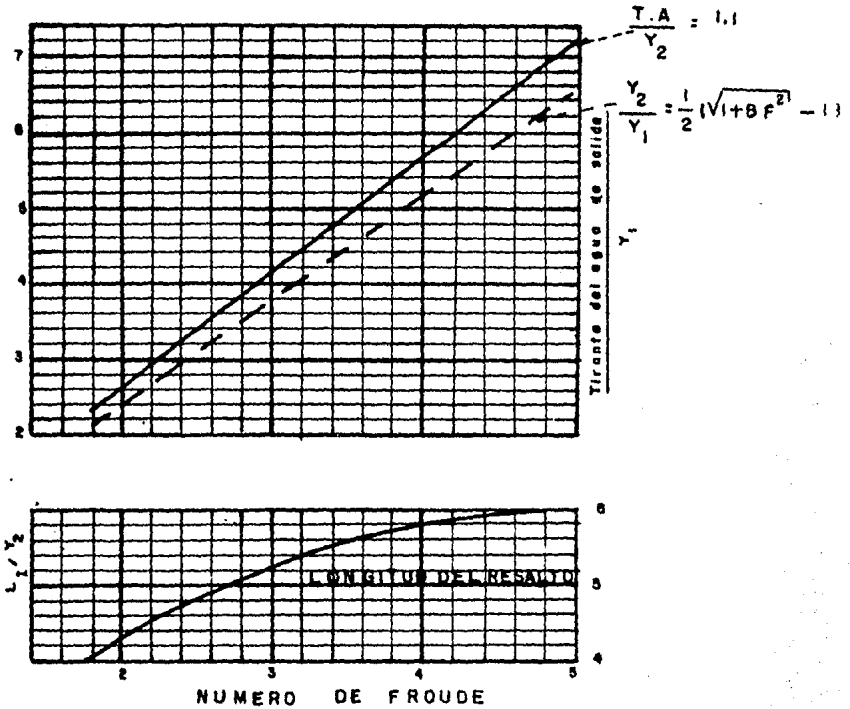
PROPIEDADES DEL SALTO HIDRAULICO CON RELACION  
AL NUMERO DE FROUDE



(Fig. N°16)



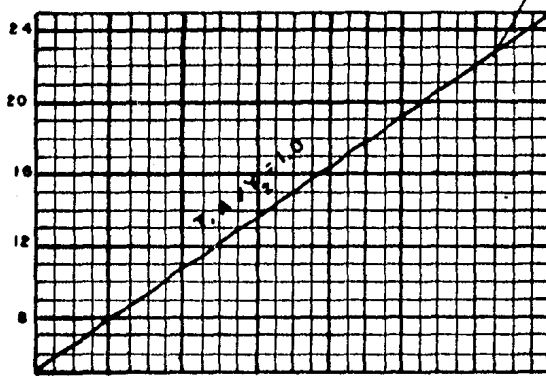
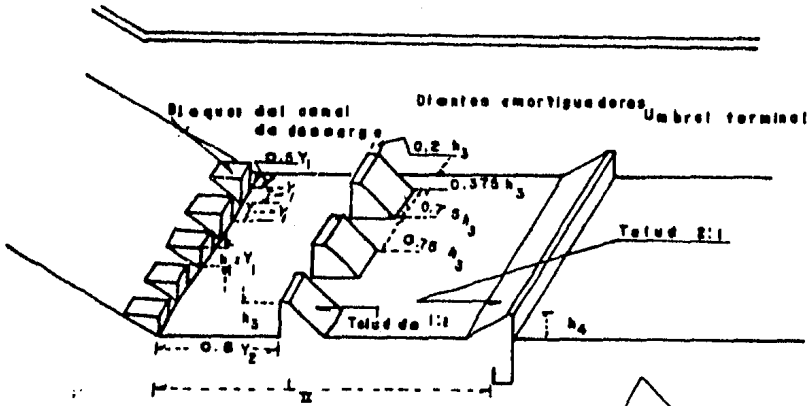
DIMENSIONES DEL TANQUE I



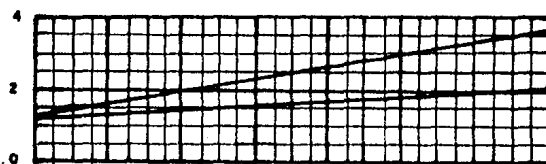
TANQUES AMORTIGUADORES PARA NUMEROS DE FROUDE ENTRE 2.5 Y 4.5

(Fig. 17)



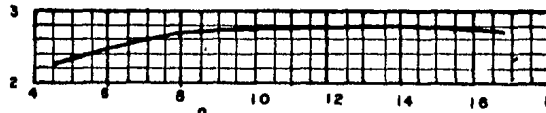


$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1)$$



$$\frac{h_3}{Y_1}$$

ALTURA DE LOS BLOQUES AMORTIGUADORES



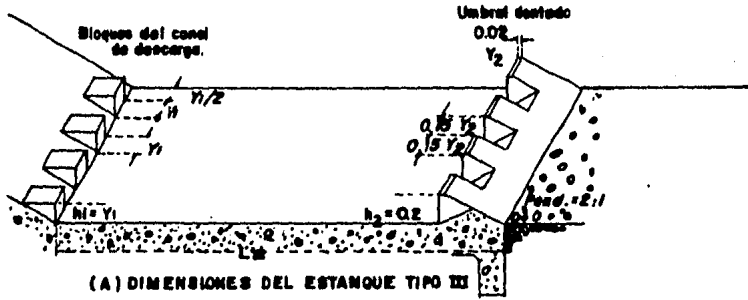
$$\frac{L_{II}}{Y_2}$$

LONGITUD DEL RESALTO  
NUMERO DE FROUDE

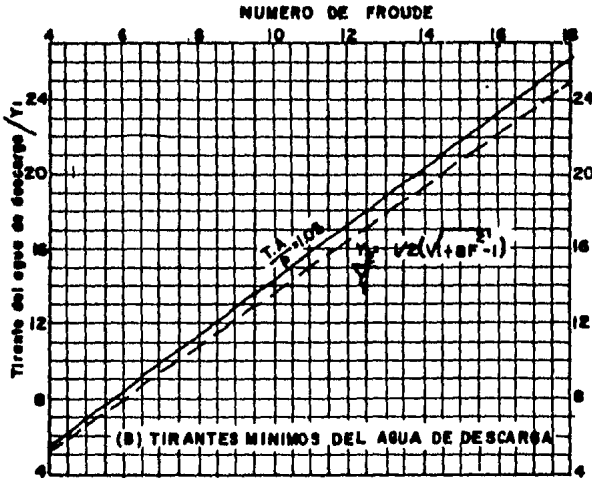
TANQUE TIPO II PARA NUMEROS DE FROUDE  
MAYORES DE 4.5

( Fig. 18 )

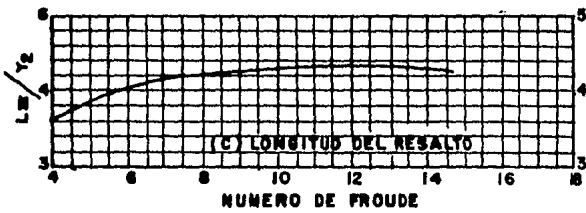
**CARACTERISTICAS PARA TANQUES AMORTIGUADORES PARA NUMEROS DE FROUDE SUPERIORES A 4.5**



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO III



(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE DESCARGA



(C) LONGITUD DEL RESALTO

(Fig. N° 19)

### 1) Tanque Amortiguador No. 1

Se localiza en la estación 0 + 500 referido al eje de la pista, sobre el trazo del canal No. 1

El tanque se diseño de sección rectangular, debido a -- que el de sección trapezoidal tenia una longitud demasiado grande, y el funcionamiento del resalto hidráulico era menos completo y menos estable.

La transición del canal trapezoidal, a canal rectangular se localiza en la est. 0+410

La transición se realizó considerando el ángulo máximo entre el eje del canal y una línea que una los lados del canal entre las secciones de entrada y salida, que es  $12.5^\circ$ .

Las dimensiones y disposición pueden verse en el plano No. 6.

### 2) Diseño hidráulico.

Debido a que el tanque sin dientes da una longitud, -- aproximada de 15 m, se diseñará con dientes.

## a) CALCULO DEL No. DE FRAUDE

Aplicando la ec. 5.8 obtenemos:  $Fr_1 = 8.76$ . Como la velocidad de llegada es:

$$V_1 = 12,236 \text{ m/pg.} = 40.14 \text{ pies/seg.}$$

$$V_1 = 50 \text{ pies/pg.}$$

Se puede diseñar como tanque tipo II, como se indica en la fig. 18.

b) CALCULO DEL CONJUGADO MAYOR ( $Y_2$ )

De la fig. 18 entrando con el No. de froude se obtiene.

$$Y_2 = 2.37 \text{ m.}$$

## c) CALCULO DE LA LONGITUD DEL TANQUE

De la misma figura se obtiene.

$$\frac{L_{II}}{Y_2} = 2.74 \quad L_{II} = 6.50 \text{ m}$$

## d) CALCULO DE LOS BLOQUES AMORTIGUADORES

$$\frac{h_3}{Y_1} = 1.50 \quad ; \quad h_3 = 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{h_4}{Y_1} = 2.30 \quad ; \quad h_4 = 0.50 \text{ m}$$

- e) SEPARACION LONGITUDINAL ENTRE BLOQUES DE ENTRADA Y LOS DIENTES AMORTIGUADORES.

$$0.8 y_2 = 1.90 \text{ m.}$$

- f) SEPARACION ENTRE DIENTES AMORTIGUADORES

$$0.75 h_3 = 0.25 \text{ m.}$$

- g) SEPARACION ENTRE LA PARED DEL TANQUE Y LOS BLOQUES AMORTIGUADORES.

$$0.5 Y_1 = 0.10 \text{ m.}$$

- h) ALTURA DE LOS BLOQUES AMORTIGUADORES A LA ENTRADA DEL TANQUE

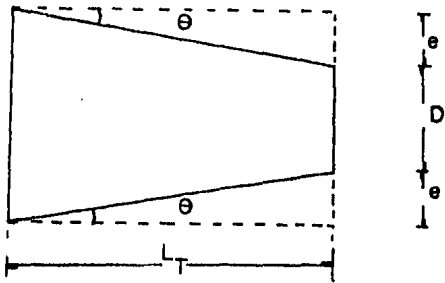
$$h_1 = 0.20 \text{ m.}$$

- i) CALCULO DEL BORDO LIBRE EN EL TANQUE

$$\text{B.L.} = 0.1 (V_1 + Y_2)$$

$$\text{B.L.} = 1.50 \text{ m.}$$

## J) CALCULO DE LA TRANSICION



$$\tan \theta = \frac{e}{L_T}$$

$$L_T = \frac{e}{\tan \theta}$$

$$e = \frac{C - D}{2}$$

Sust. Valores  $\theta = 5^\circ$

$$L_T = 25 \text{ m.}$$

### 3) Tanque Amortiguador No. 2

Se encuentra situado en la estación 1 + 000 referido al eje de la pista, sobre el trazo del canal No. 3. La disposición y dimensiones se localiza en el plano No. 7.

También se diseño de sección rectangular por las mismas consideraciones del tanque Amortiguador No. 1. Se tomo la misma longitud de transición.

### 4) Diseño Hidráulico.

#### a) CALCULO DEL No. DE FROUDE

Aplicando la ec. 5.8 se obtiene:

$$Fr_1 = 2.56$$

#### b) OBTENCION DEL CONJUGADO MAYOR $Y_2$

De la fig. 16 se obtiene:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 3.16 \quad ; \quad Y_2 = 1.326$$

## c) CALCULO DE LA LONGITUD DEL TANQUE

De la fig. 16 se obtiene:

$$\frac{L}{V_2} = 5 \quad L = 6.03 \text{ m.}$$

## d) CALCULO DEL BORDO LIBRE:

$$\text{B.L.} = 0.1 (V_1 + V_2) = 0.70 \text{ m.}$$



## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

Un aeropuerto exige una adecuada planeación económica y la selección más conveniente de la ruta y de los materiales de construcción a emplear, sino también el diseño racional de las estructuras de drenaje que sean capaces de desalojar, en forma eficiente, los escurrimientos, aportados por las lluvias.

El sistema de drenaje debe de evitar encharcamientos excesivos en el área de las pistas y zonas adyacentes, pues ponen en peligro las maniobras de aterrizaje y despegue de las aeronaves. Así mismo debe de proporcionar protección contra la erosión.

El proyecto del Sistema de drenaje se planteó atendiendo a dos pasos básicos en su solución: el análisis hidrológico de las zonas en estudio.

Y el diseño hidráulico de las estructuras necesarias para un buen funcionamiento.

La selección de la frecuencia de la tormenta o de la avenida de diseño que se utilizó tomo en cuenta los siguientes factores:

1) La importancia de la vfa de comunicación por lo -  
que respecta a su costo y volumen de tráfico.

2) Daños posibles de las propiedades.

3) Costo de mantenimiento

4) Costo de amortización de las estructuras de drena-  
je durante la vida útil.

5) Inconveniencia del tráfico

6) Peligro de la vida humana

En el proyecto de las estructuras se realizó tratando-  
de encontrar la solución óptima desde el punto de vista técnico  
y económico; por ello, decidimos resolver el drenaje interior a  
base de cunetas para el alivio local de la pista y el de la dis-  
posición final de estas aportaciones, junto con los que origi--  
nan las cuencas que escurren hacia los taludes de corte. Poste-  
riormente, para el proyecto del drenaje exterior se aprovecho -  
el cauce natural de la cuenca No.1 como drén de los escurrimien-  
tos de las cuencas 2,3,4 y 5. Con ello, fué necesario proyec--  
tar dos obras de protección a la zona del aeropuerto, con el --  
fin de evitar que las aguas escurran hacia los terrenos del - -  
aeropuerto.

Finalmente fué necesario proponer la construcción de -  
estructuras disipadoras de energía, para evitar socavaciones --  
debidas a las altas velocidades en el flujo.

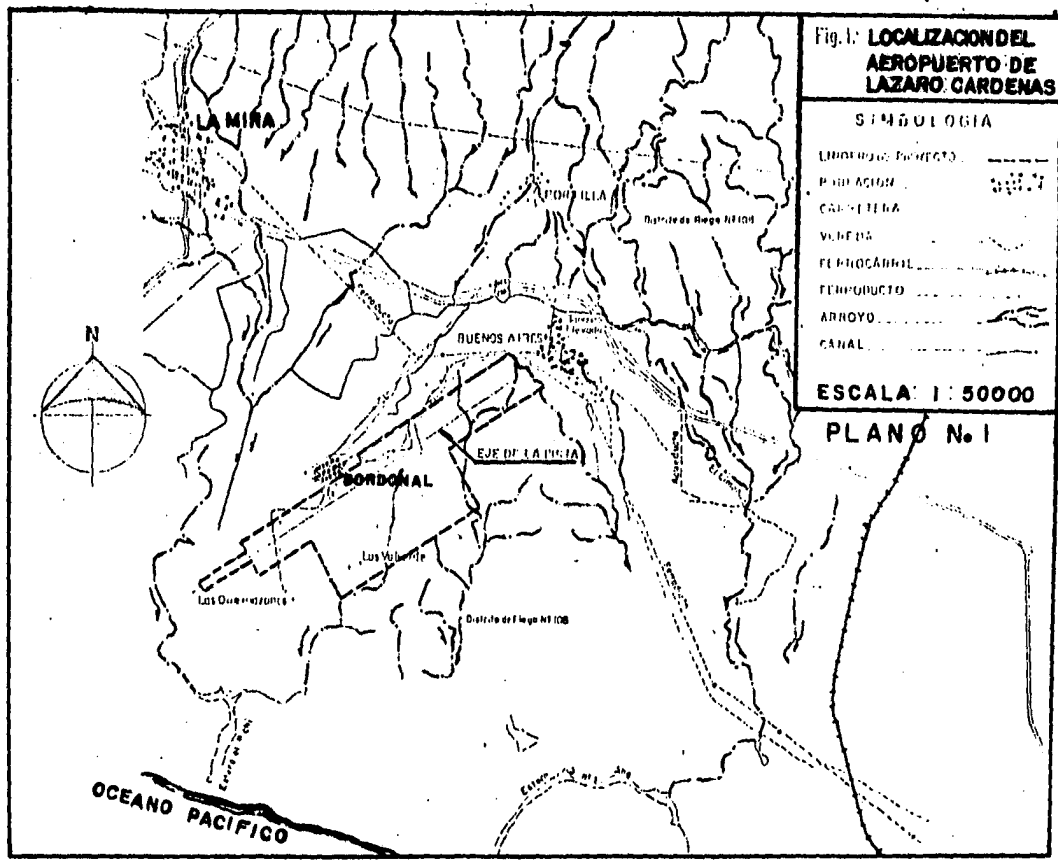
## BIBLIOGRAFIA

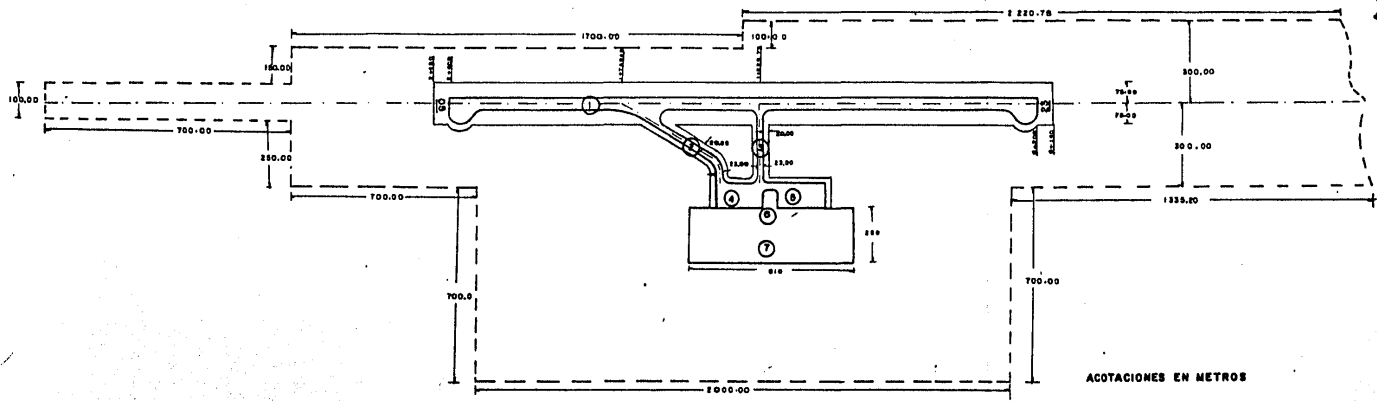
- 1.- Drenaje en cuencas pequeñas.  
Rolando Springall.  
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.  
México, 1969.
- 2.- Escurrimiento en cuencas grandes.  
Rolando Springall.  
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.  
México, 1969.
- 3.- Algunos temas afines al drenaje de caminos.  
Florentino Mejía Chávez.  
Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.  
México, 1980.
- 4.- Hidráulica de los canales abiertos.  
Ven Te Chow.  
Editorial Diana.  
México, 1985.
- 5.- Apuntes de Hidráulica II.  
Gilberto Sotelo Avila.  
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.  
México, 1980.
- 6.- Diseño de Presas Pequeñas.  
U.S. Bureau of Reclamation.  
Editorial C.E.C.S.A.  
México, 1975.

- 7.- Manual de Obras Civiles.  
Instituto de Investigaciones Eléctricas.  
Comisión Federal de Electricidad.  
México, 1980.
- 8.- Boletín Hidrológico No. 41. Tomo I.  
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.  
México, 1971.

## P L A N O S .

- |      |                        |
|------|------------------------|
| No.1 | Localización.          |
| No.2 | Plano General.         |
| No.3 | Regiones Hidrológicas. |
| No.4 | Cuencas en Estudio.    |
| No.5 | Drenaje Interior.      |
| No.6 | Drenaje Exterior.      |
| No.7 | Canal No. 2            |
| No.8 | Canal No. 3.           |



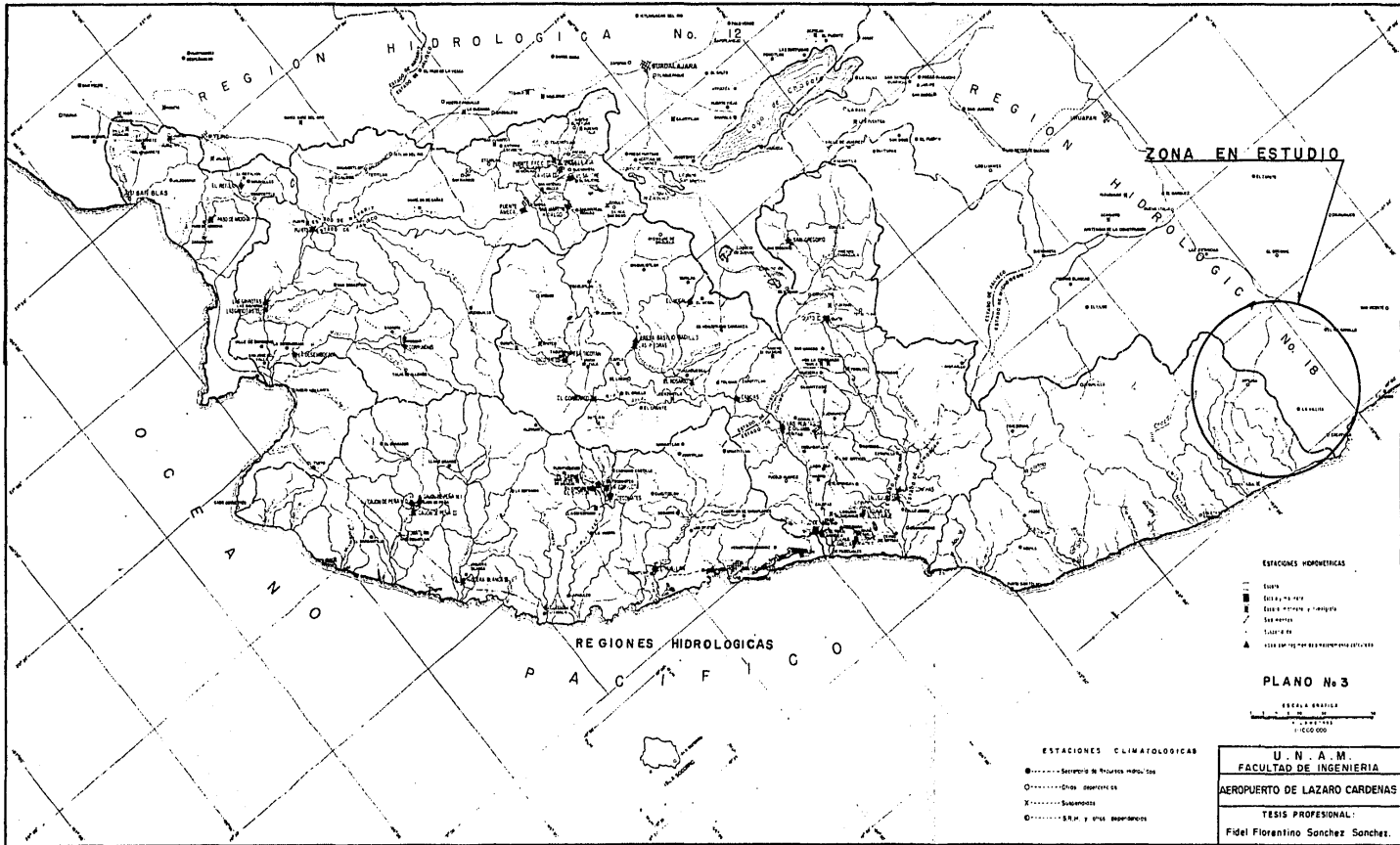


ACOTACIONES EN METROS

- ① PISTA
- ② RODAJE B
- ③ RODAJE A
- ④ PLATAFORMA DE OPERACIONES DE 180x90 m
- ⑤ PLATAFORMA DE AVIACION GENERAL DE 180x90 m
- ⑥ ZONA DE EDIFICIOS
- ⑦ ZONA DE ESTACIONAMIENTO

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
PLANO GENERAL
TESIS PROFESIONAL
FIDEL SANCHEZ SANCHEZ
PLANO No. 2





ZONA EN ESTUDIO

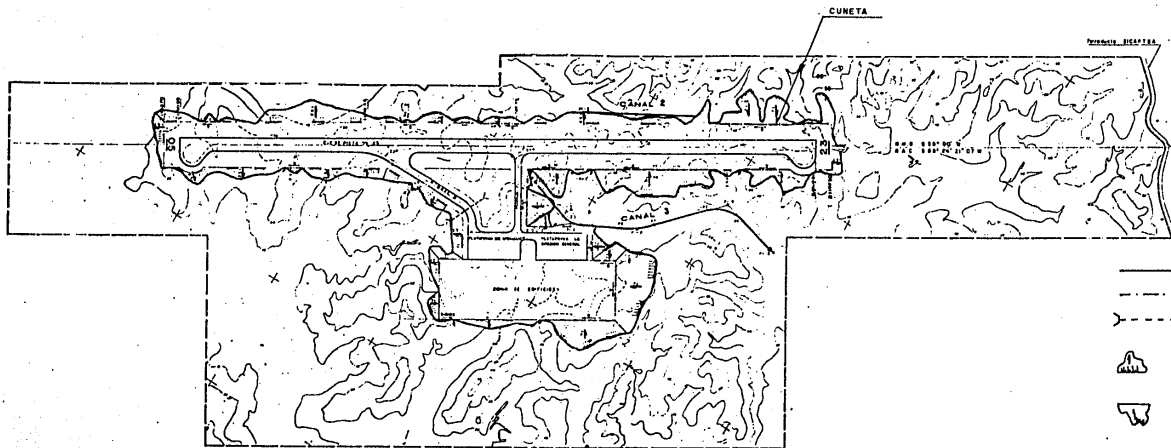
PLANO No 3

ESCALA GRÁFICA  
 0 1000 2000 3000 4000 5000  
 1:100,000

ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS  
 ● Estación de pluviometría  
 ○ Estación pluviométrica  
 × Subestación  
 ○ Estación de pluviometría y otros parámetros

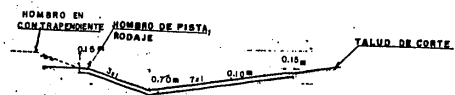
U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 AEROPUERTO DE LAZARO CARDENAS  
 TESIS PROFESIONAL:  
 Fidel Fiorentino Sánchez Sánchez.



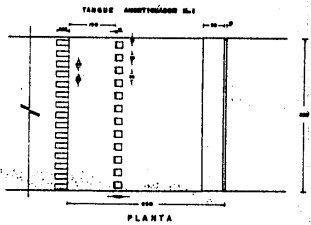
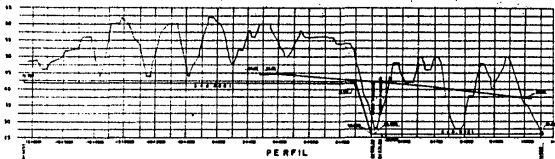
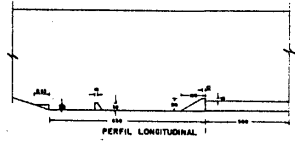
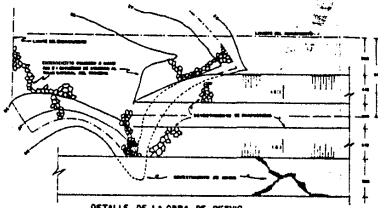
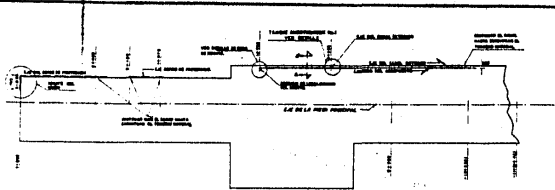


**SIMBOLOGIA**

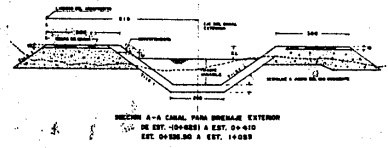
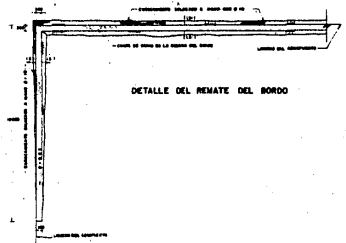
- CANAL
- - - - CUNETA
- - - - ( ) ALCANTARILLA
- ▲ TERRAPLEN
- ▼ CORTE



CUNETA TIPO



CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES							
Q	H	B	S	T	W	W'	ESTRUCO
m	m	m	m	m	m	m	m
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO



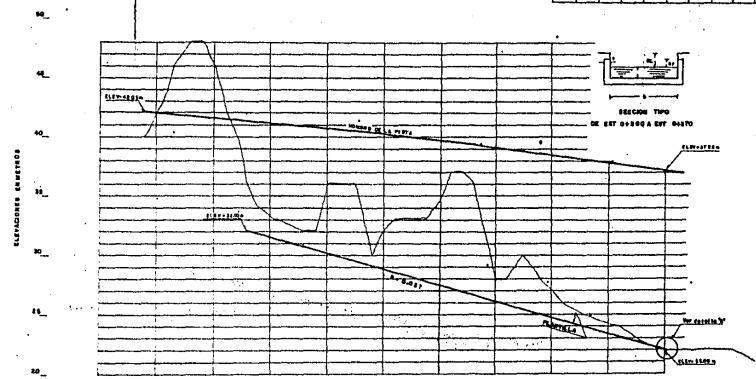
CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES							
Q	H	B	S	T	W	W'	ESTRUCO
m	m	m	m	m	m	m	m
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ESTRUCO

UNAM  
FACULTAD DE INGENIERIA  
TESIS PROFESIONAL  
FIS. FLORENTINO SANCHEZ  
DESBORDO EXTERIOR  
PLANO No. 6

CARACTERÍSTICAS NOMINALES									
B	T	A	S	V	H	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	H <sub>4</sub>
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
5.00	1.00	1.00	0.50	0.25	0.50	0.70	0.55	0.20	0.20

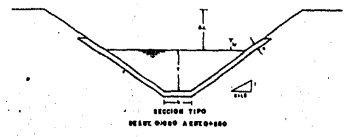


SECCION TIPO DE EST 0+300 A EST 0+570



0+300 0+400 0+500 0+600 0+700 0+800 0+900 0+570 POSTA CANAL

PERFIL DEL CANAL N.º 2

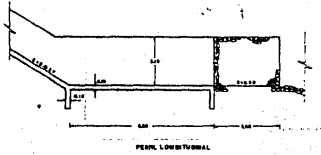


SECCION TIPO NIVEL 0+500 A EST 0+500

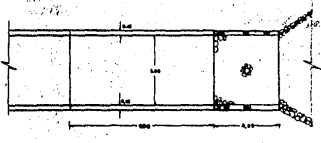
CARACTERÍSTICAS NOMINALES									
B	T	A	S	V	H	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	H <sub>4</sub>
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
5.00	1.00	1.00	0.50	0.25	0.50	0.70	0.55	0.20	0.20

DETALLE V

TABIQUE ADYNTIVADO S.L.R



PERFIL LONGITUDINAL

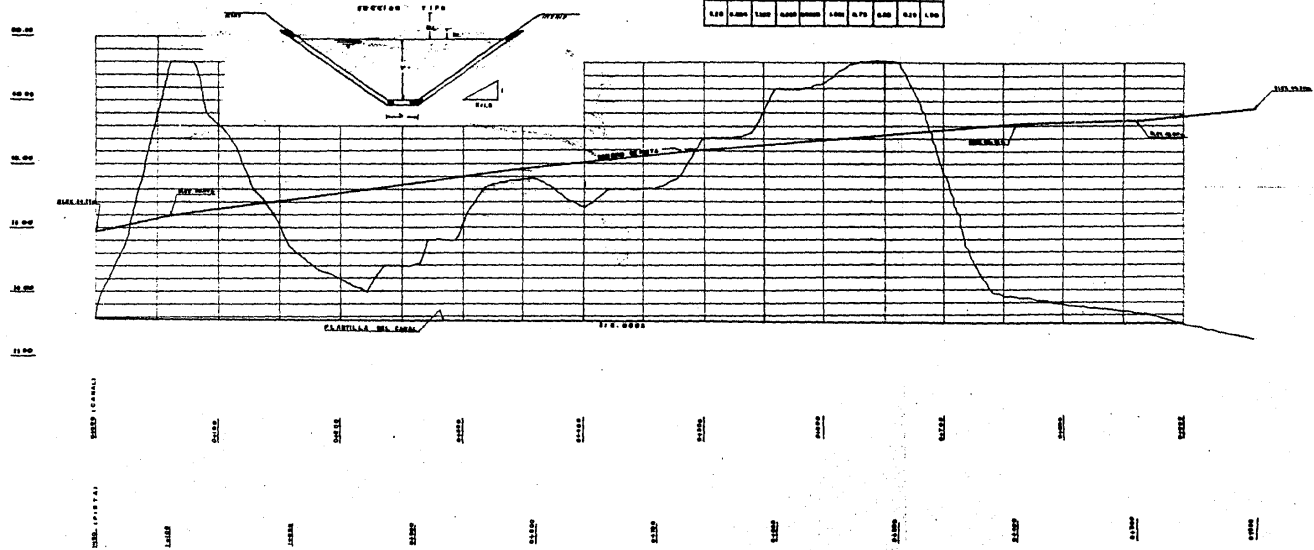


PLANTA

U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA  
TESIS OPERACIONAL  
PROF. P. SANCHEZ S.  
DISEÑO MECANICO  
FILEO No. 7

CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS

Q	V	A	R	S	V	Q.L	W	S	V
(m <sup>3</sup> /seg)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(%)	(m/s)	(m)	(m)	(%)	(m/s)
0.20	0.004	1.00	0.000	0.000	0.00	0.70	0.40	0.10	1.00



PERFIL LONGITUDINAL CANAL No 3

U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 TESIS PROFESIONAL  
 TIBEL FLORENTINO BANCHEZ  
 OBTENIÓNE INTERIOR  
 PLANO No 3