



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

"ANALISIS HIDROLOGICO Y DISEÑO HIDRAULICO
DE DRENAJE RELATIVO A CAMINOS
Y AEROPISTAS"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
RAFAEL PALOMINO ANGELES

San Juan de Aragón, Méx.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.

INDICE.

- I. GENERALIDADES.
- II. RELACIONES LLUVIA - ESCURRIMIENTO.
- III. CONCEPTOS HIDRAULICOS.
- IV. DRENAJE TRANSVERBAL
- V. DRENAJE LONGITUDINAL.
- VI. EJEMPLOS DE APLICACION.
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

INDICE.

	Pag.
I. GENERALIDADES.	1
I.1. Drenaje en caminos y aeropistas.	1
I.2. Periodo de retorno.	2
I.3. Frecipitación.	5
I.3.1. Medición y análisis de la precipitación.	6
I.3.2. Precipitación media.	7
a) Promedio aritmético.	7
b) Polígonos de Thiessen	8
c) Método de las isoyetas	8
I.3.3. Curvas intensidad- duración-periodo de retorno.	8
a) Método de intensidad-periodo de retorno	8
b) Método de correlación múltiple	9
I.4. Escurrimiento.	11
I.4.1. Curvas de frecuencias para ests. de medición.	15
I.4.2. Regionalización de gastos máximos.	17
II. RELACIONES LLUVIA - ESCURRIMIENTO.	20
II.1. Métodos de campo.	21
a) Método de sección-pendiente.	21
b) Método de sección-velocidad.	21
II.2. Métodos hidrológicos.	22
II.2.1. Métodos empíricos.	22
a) Método de Creager.	22
b) Método de Lowry.	23
c) Método de Talbot.	26

II.2.2.	Métodos semiempíricos.	26
	a) Método Racional.	27
	b) Método de la A.F.A.	30
	c) Método A.R.M.C.O.	31
	d) Método de Burkli-Ziegler.	34
	e) Método del Ing. Sánchez-Bribiesca.	34
	f) Método de Chow.	42
	g) Método I-Pai-Wu.	47
	h) Hidrograma Unitario Triangular.	49
	h.i) Hidrograma Unitario Adimensional.	55
II.2.3.	Métodos Estadísticos.	57
	a) Método de Gumbel.	58
	b) Método de Nash.	59
	c) Método de Lebediev.	61
II.3.	Métodos Hidráulicos.	66
	a) Método de Henderson.	66
	b) Método de Izzard.	68
	c) Método del Cuerpo de Ingenieros.	73
III.	CONCEPTOS HIDRAULICOS.	76
III.1	Flujo a superficie libre.	76
	a) Flujo Uniforme.	76
	b) Flujo Variado.	76
III.1.1.	Geometría de canales.	78
III.1.2.	Ecuaciones que se utilizan en el análisis de los canales abiertos.	80
	1) Ecuación de continuidad.	80
	1.a) Flujo uniforme.	80
	2) Ecuación de la energía.	81
	2.a) Energía específica.	83

2.b) Flujo crítico.	85
3) Ecuación de la cantidad de movimiento.	86
3.a) Salto hidráulico.	87
III.1.3. Pérdidas.	87
III.2. Esguerrimiento a presión.	89
a) Ecuación de la energía aplicada entre dos secciones.	89
b) Pérdidas.	90
III.3. Flujo gradualmente variado.	90
III.4. Flujo espacialmente variado.	94
III.5. Programas propuestos.	98
IV. DRENAJE TRANSVERSAL.	109
IV.1. Drenaje transversal	109
IV.1.1. Alcantarillas.	112
a) Localización.	113
b) Formas de entrada y salida.	118
c) Flujo a través de alcantarillas.	122
Flujo tipo 1.	129
Flujo tipo 2.	131
Flujo tipo 3.	132
Flujo tipo 4.	134
Flujo tipo 5.	136
Flujo tipo 6.	136
d) Procedimientos de análisis.	137
Método de comparación.	138
Uso de fórmulas empíricas.	138
Teniendo como dato el gasto de diseño.	139
1) Fórmula de King.	139

2) Investigaciones de laboratorio.	141
3) Otra alternativa.	141
e) Disipación de energía en alcantarillas.	141
IV.1.2. Puentes.	142
IV.1.2.1. Socavación.	148
A) Socavación general y transversal.	150
A.1) Socavación en cauces definidos.	151
A.1.1) Suelos homogéneos.	151
i) Material cohesivo.	151
ii) Material no cohesivo.	153
A.1.2) Suelos heterogéneos.	157
A.2) Socavación en cauces indefinidos en suelo homogéneo y heterogéneo.	158
B) Socavación local en pilas.	163
IV.1.3. Lavaderos.	164
IV.1.4. Diversos.	166
a) Bombeo.	166
b) Imbornales.	168
V. DRENAJE LONGITUDINAL.	171
V.1. Canales.	171
a) Salto hidráulico y su uso como disipador.	173
b) Cunetas.	181
c) Contracunetas.	182
V.2. Drenaje subterráneo.	184
a) Drenes longitudinales.	184
b) Drenes transversales.	188
VI. EJEMPLOS DE APLICACION.	189
Ejemplo 1.	189

a) Generalidades.	189
b) Procedimiento de cálculo.	191
c) Diseño de obras.	205
Ejemplo 2.	212
a) Generalidades.	212
b) Procedimiento de cálculo.	212
c) Diseño hidráulico de alcantarilla.	217
VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	224
BIBLIOGRAFIA.	228

CAPITULO I GENERALIDADES.

1.1 DRENAJE EN CAMINOS Y AEROPISTAS.

El objeto del drenaje en caminos y pistas en un aeropuerto, es reducir al máximo la cantidad de agua que llega a éstas, interceptando, canalizando, dando una salida rápida o evitando que llegue a perjudicar el funcionamiento de este tipo de obras de ingeniería.

Las formas en que llega el agua son diversas; precipitación, una parte se infiltra y otra escurre superficialmente. El escurrimiento superficial provoca erosiones en cortes y terraplenes; y las infiltraciones producen la saturación de terraplenes, disminuyendo la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, que provoca asentamientos y fuerzas de infiltración.

El estudio del drenaje se divide en superficial y subterráneo; el drenaje superficial tiene por objeto recoger y eliminar la agua procedentes de precipitaciones por medio de obras de captación y defensa tales como cunetas, contracunetas, bombeo, lavaderos; así como la de dar paso a corrientes naturales, con las obras de cruce como son las alcantarillas y puentes. El drenaje subterráneo tiene por objeto captar las infiltraciones por medio de drenes, disminuyendo las zonas saturadas.

Al realizar el reconocimiento de las rutas posibles en caminos se debe prever el drenaje, tratando de evitar filtraciones de corrientes subterráneas, así como de procurar que el drenaje sea natural, además de anotar las dificultades posibles en la construcción de las obras.

Una vez que se tiene la localización del camino o la pista

del aeropuerto, el tratamiento del drenaje superficial entra en dos puntos básicos: análisis hidrológico, para calcular el gasto máximo que transitará por la obra, y el diseño hidráulico - la selección de la clase y tamaño de la obra para recibir el gasto estimado.

En el análisis hidrológico intervienen las características físicas de una cuenca y para su determinación se disponen de cartas topográficas a escalas de 1:100,000 y 1:500,000, elaboradas por el Departamento Cartográfico Militar; además, la Dirección General de Estudios del Territorio Nacional, dispone de cartas a escalas de 1:50,000 de toda la República Mexicana.

En relación con el uso del suelo se precisa de planos elaborados por cartografía sinóptica dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y por la Dirección General de Estudios del Territorio Nacional, además disponen de fotografías aéreas a diversas escalas obtenidas en el reconocimiento aéreo, - facilitándose el proyecto de drenaje, ya que las cuencas se estudian con más facilidad; determinando las características más importantes, como son el área de la cuenca, longitud del cauce - principal y pendiente media del mismo entre otras también de importancia.

1.1 PERIODO DE RETORNO.

El período de retorno se define como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento (x) de cierta magnitud puede ser igualado o excedido, en promedio una vez.

$$P(x) = 1 / T_r$$

$$- - - (1.1)$$

Por lo tanto, la probabilidad de que dicho evento no ocurra, es:

$$P(x) = 1 - P(x) = 1 - (1/Tr) \quad \text{--- (1. 2)}$$

La probabilidad de que 'x' no ocurra en 'n' años sucesivos, es:

$$P_1(x) P_2(x) \dots P_n(x) = P(x)^n = (1 - 1/Tr)^n \quad \text{--- (1. 3)}$$

La probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en 'n' años sucesivos, se denomina riesgo de falla y la expresión para determinarla es:

$$R = 1 - (1 - 1/Tr)^n \quad \text{--- (1. 4)}$$

el valor de n, es la vida útil de la obra que se va a diseñar.

Asociado al periodo de retorno con diversos grados de riesgo y vida útil esperada, se tiene:

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/n}} \quad \text{--- (1. 5)}$$

En la asignación de un periodo de retorno a un evento hidrológico (gasto o precipitación) para el diseño de una obra hidráulica, se debe tener en cuenta: importancia de la vía de comunicación por lo que respecta al costo de amortización durante su vida útil, inconveniencia y perjuicios al tráfico y riesgo de vidas humanas.

La práctica usual, es utilizar tablas en las que se relaciona el tipo de obra con el período de retorno, la tabla 1.1 muestra los períodos de retorno recomendados para las estructuras que se analizarán. Este criterio es adecuado por basarse fundamentalmente en la experiencia que tienen los hidrólogos Mexicanos en el estudio de problemas relativos al drenaje de caminos y aeropistas.

Cuando se analizan datos hidrológicos de un cierto período de retorno y es necesario extrapolar a períodos de retorno mayores al de medición con la finalidad de aplicar algún método estadístico, se puede asignar a cada evento un intervalo de recurrencia o período de retorno, de acuerdo con la siguiente fórmula para eventos máximos anuales:

$$T_r = (n + 1) / m \quad \text{--- (1. 6)}$$

donde:

- T_r período de retorno para cada registro, en años.
- n número de años de registro.
- m número de orden de los registros.

En términos estadísticos, extrapolar implica inferir las características de una población desconocida (por ejemplo, la sucesión de avenidas a largo plazo) de propiedades observadas de una pequeña muestra.

1.3 PRECIPITACION.

La precipitación ocurre a partir del aire cargado con vapor de agua cuando la temperatura desciende hasta el punto de condensación, para que se presente el enfriamiento es necesario -

TABLA 1.1

**PERIODOS DE RETORNO DE DISEÑO RECOMENDABLES
PARA ESTRUCTURAS MENORES**

Tipo de estructura	Período de retorno (años)
Punto sobre carretera importante, donde el remanso puede causar daños excesivos por inundación u ocasionar la falla del puente	50 a 100
Punto sobre carreteras menos importantes o alcantarillas sobre carreteras importantes	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 a 2
Drenaje de Aeropuertos	5
Drenajes urbanos	2 a 10

el ascenso del aire húmedo. De acuerdo a la forma de elevación del aire, la precipitación puede ser:

a)PRECIPITACION POR CONVENCCION: Se origina por el calentamiento de la superficie terrestre, provoca el levantamiento y al ir ascendiendo se enfría, originando la condensación y precipitación. Este tipo de lluvia prevalece en las regiones tropicales.

b)PRECIPITACION OROGRAFICA: El ascenso es producido por las barreras orográficas, produciéndose el enfriamiento del aire, su condensación y precipitación.

c)PRECIPITACION CICLONICA: Se produce cuando se enfrentan dos masas de aire con diferentes temperaturas y se subdivide en dos tipos, frontal y por convergencia. La frontal resulta del levantamiento del aire cálido avanza hacia arriba sobre una masa de aire frío se llama frente caliente y cuando el aire frío asciende por la penetración de una masa de aire caliente se presenta un frente frío, siendo su precipitación de corta duración. La precipitación por convergencia resulta del levantamiento del aire producido por la convergencia en un área de baja presión o ciclón.

1.3.1 MEDICION Y ANALISIS DE LA PRECIPITACION.

Las mediciones de la precipitación se hacen a intervalos de tiempo que van desde el registro continuo (pluviógrafo) y los diarios totales(pluviómetro). La precipitación se mide en término de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milime-

tros. La República Mexicana cuenta con una amplia red de estaciones climatológicas, controladas principalmente por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.), la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) y la Comisión Internacional de Límites y Aguas (C.I.L.A.).

La Dirección de Hidrología de la S.A.R.H. ha dividido al país en 37 regiones hidrológicas y tiene planos con la posición de las estaciones climatológicas e hidrométricas, con su nombre, años de registro y dependencia que las controla.

Con la información pluviográfica se puede graficar la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, que representa la curva masa. En la curva masa, la relación de la altura de precipitación y el tiempo en que se originó representa la intensidad de precipitación.

1.3.2 PRECIPITACION MEDIA.

Las mediciones de la altura de precipitación de una tormenta se refieren a la estación que la registró y se trata de una lluvia puntual, por lo que es necesario obtener la precipitación media en toda la cuenca y en las proximaciones a ella, existiendo tres criterios:

a) PROMEDIO ARITMETICO, se aplica cuando es necesario tener una idea rápida del valor de la altura de precipitación y es la suma de las alturas de precipitación dividida entre el número de estaciones, considera que todas las estaciones tienen la misma influencia en la cuenca.

b) POLIGONOS DE THIESEN, se requiere conocer la localización de las estaciones, uniéndose éstas por medio de líneas rectas, - las más cercanas entre sí, al mismo tiempo que se obtienen las mediatrices correspondientes, formando así la zona de influencia de cada estación. Considerando un promedio pesado de las precipitaciones de cada estación y utilizando como peso el área de influencia, se determina la precipitación media.

c) METODO DE LAS ISOYETAS, con la ubicación de las estaciones y las precipitaciones registradas, se trazan las líneas de igual precipitación. La precipitación media se calcula como el promedio pesado, tomando en cuenta la relación del área de influencia de cada isoyeta y la total de la cuenca. Este método es el más preciso dependiendo del trazo de las isoyetas.

1.3.3 CURVAS INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO.

Representan la síntesis de las condiciones máximas anuales de precipitación para diferentes duraciones en una estación pluviográfica dada, con respecto a un periodo de retorno seleccionado, y se utilizan en algunas relaciones lluvia - escurrimiento.

Existen dos métodos con los que se puede determinar la relación entre las variables intensidad, duración y periodo de retorno, para un sitio dado.

a) METODO DE INTENSIDAD - PERIODO DE RETORNO.

Relaciona las variables intensidad y periodo de retorno para cada duración de interés por separado, ajustando los valores máximos anuales de intensidad a una función de distribución de proba-

bilidad con el periodo de retorno seleccionado, considerando que la distribución representa la probabilidad de que no ocurra, ec. (1.2).

Es un proceso iterativo, tantas veces como duraciones interesen, con los valores obtenidos se trazan las curvas en papel logarítmico. La selección de la distribución de probabilidad consiste en graficar cada una de las diferentes funciones junto con los datos registrados y visualmente elegir la función que mejor se apegue a los datos.

b) METODOS DE CORRELACION MULTIPLE.

El procedimiento de cálculo es el siguiente; de los registros de precipitación se determina la máxima para la duración seleccionada, esto se hace para cada año de registro, a continuación se calcula la intensidad de lluvia, éstas se ordenan, de mayor a menor con su respectivo número de orden y se determina su tiempo de retorno con la ec. (1.6). Si existe gran diversidad de duración se seleccionan intervalos de clase con una duración tipo.

El análisis de los datos de intensidades máximas anuales relaciona las tres variables con una función del tipo:

$$i = (k Tr)^m / d^n \quad \text{--- (1.7)}$$

donde:

i intensidad de precipitación, en mm/hr.

Tr periodo de retorno, en años.

k, m, n parámetros que deberán obtenerse para cada región en particular, mediante un análisis de correlación múltiple.

Por lo tanto, tomando logaritmos, la ec. (1.7) se transforma

en:

$$\log i = \log k + m \log Tr - n \log d \quad \text{--- (1. 8)}$$

La ecuación anterior representa una familia de líneas rectas:

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \quad \text{--- (1. 9)}$$

donde:

$$\begin{aligned} Y &= \log i & X_1 &= \log Tr & X_2 &= \log d \\ a_0 &= \log k & a_1 &= m & a_2 &= -n \end{aligned} \quad \text{--- (1.10)}$$

siendo:

a_2 pendiente de las líneas rectas

a_1 espaciamento

a_0 ordenada al origen

Realizando un ajuste de correlación lineal múltiple, la ec. (1.8), puede solucionarse con el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} \Sigma Y &= n a_0 + a_1 \Sigma X_1 + a_2 \Sigma X_2 \\ \Sigma (X_1 Y) &= a_0 \Sigma X_1 + a_1 \Sigma (X_1)^2 + a_2 \Sigma (X_1 X_2) \\ \Sigma (X_2 Y) &= a_0 \Sigma X_2 + a_1 \Sigma (X_1 X_2) + a_2 \Sigma (X_2)^2 \end{aligned} \quad \text{--- (1.11)}$$

donde:

n número de datos

X_1 logaritmos de el período de retorno

X_2 logaritmo de la duración

Y logaritmo de la intensidad

Después de calcular a_0 , a_1 y a_2 , se valúan los paraámetros k , m y n ,

de las igualdades en la ec. (1.10).

Finalmente se tiene la ecuación de las curvas $i - d - Tr$ y se grafican en papel logarítmico.

Estas curvas, en ocasiones no se pueden determinar por no disponer de pluviógrafos en la cuenca en estudio, siendo necesario utilizar las curvas, de una estación cercana a ésta. Así mismo es posible establecer factores de transporte, es decir, realizar una correlación con P_a / P_b , donde P_a es la precipitación media anual de la cuenca en estudio y P_b la correspondiente al lugar donde se localiza la estación pluviográfica.

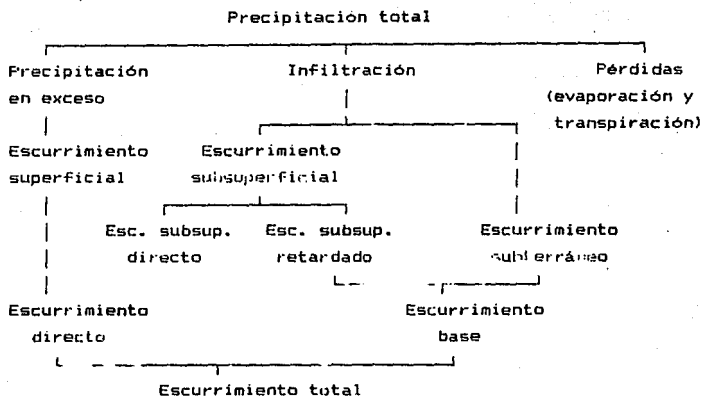
1.4 ESCURRIMIENTO.

En el diseño de estructuras de drenaje, el aspecto más importante es determinar el escurrimiento originado por la precipitación. Así pues, se debe conocer la relación entre precipitación y escurrimiento de acuerdo con el esquema 1 :

El volumen total está dividido en dos partes, el subterráneo o base y el superficial o directo, el primero es producto de la precipitación que se infiltra en el suelo y fluye hasta abajo del nivel freático, siendo el único que contribuye, en época de estiaje, al escurrimiento del río; el escurrimiento subsuperficial es la infiltración que fluye cerca de la superficie del suelo sin llegar al nivel freático.

El escurrimiento directo es producto de la lluvia en exceso, que es la precipitación total menos las pérdidas e infiltraciones, y aparece cuando la intensidad de lluvia es mayor que la capacidad de infiltración del suelo, dependiendo del tipo y uso que tiene.

Esquema 1:



En el escurrimiento total se reflejan todas las características de la cuenca, tanto fisiográficas, como geológicas. Para el diseño de estructuras de drenaje superficial, es aceptable considerar sólo el escurrimiento directo.

Para valuar el escurrimiento en una forma directa se requiere de una estación de aforo en el cauce principal, la cual registra la variación del gasto con respecto al tiempo por medio de un hidrograma, fig.(1.1), que puede ser para una tormenta aislada o bien, la distribución de una serie de tormentas a lo largo de un intervalo de tiempo grande.

De la fig(1.1), es necesario definir los siguientes parámetros: tiempo de concentración (tc), que es el tiempo que -

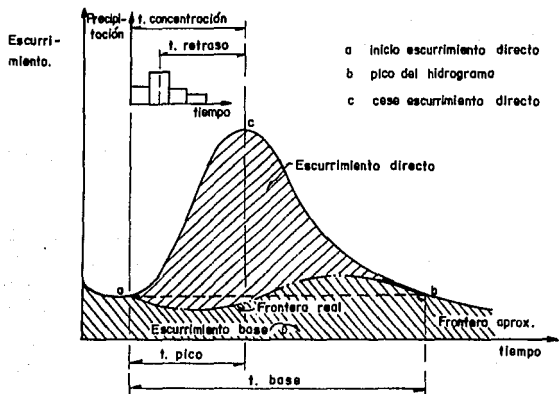


Fig. 1.1 Parámetros de un hidrograma.

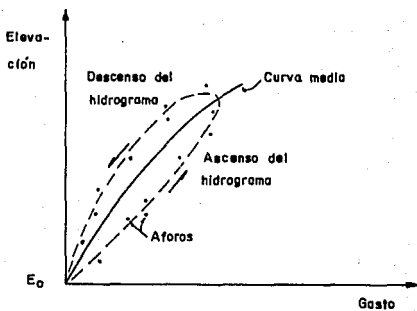


Fig. 1.2 Curva elevaciones - gastos.

tarda el agua en escurrir desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca; o bien, es el tiempo que transcurre desde que comienzan los escurrimientos superficiales hasta que toda la lluvia en exceso de la cuenca contribuya a incrementar el flujo a la salida de la misma; tiempo de retraso (tR), definido como el tiempo desde el centro de gravedad del hietograma de la precipitación en exceso hasta el pico del hidrograma de una tormenta, o también, es el tiempo que demora el gasto máximo en presentarse a la salida de la cuenca después de producirse la máxima intensidad de la tormenta; tiempo pico (tp), es el tiempo transcurrido desde que principia el escurrimiento directo y el momento en que alcanza el valor máximo; y el tiempo base (tb), que es la duración del escurrimiento directo.

Los hidrogramas generalmente se utilizan para programar la construcción de la estructura y para determinar los gastos máximos anuales, en los años de registro.

La elaboración de los hidrogramas, se obtiene con el auxilio de las curvas elevación - gasto que se construyen con los aforos realizados en una sección del cauce considerado; debido a que la relación elevación - gasto no es única, se realiza un ajuste de la curva con la siguiente ecuación:

$$Q = C (E - E_0)^n \quad \text{--- (1.12)}$$

donde:

Q gasto aforado correspondiente al nivel de agua (E) medido en la sección del cauce considerada.

E₀ nivel de agua para el cual el gasto es nulo, estimado gráficamente de la curva de aforos Q-E.

C, n constantes, calculadas por el método de mínimos cuadra-

dos después de obtener logaritmos de la ec.(1.12).

Los procesos de erosión y sedimentación, provocan el cambio - de las secciones transversales, por lo que es necesario realizar aforos con frecuencia y actualizar la curva elevación - gasto.

En la tabla 1.2 se muestran los principales tipos de información hidrológica y publicaciones en el país, así como las - dependencias responsables.

1.4.1 CURVAS DE FRECUENCIA PARA ESTACIONES DE MEDICION.

Cuando se tienen períodos de registro que justifiquen la extrapolación al período de retorno seleccionado, se utilizan como primera aproximación, para el cálculo del gasto de diseño, las curvas de frecuencia de gastos máximos anuales registrados, de estaciones cercanas al lugar donde se localizará la estructura.

Para determinar la curva de frecuencia, se realiza lo siguiente:

1) Se enlistan los gastos máximos anuales y se ordenan en - forma decreciente.

2) Se asigna a cada evento un período de retorno, o intervalo de recurrencia, con la ec.(1.6).

3) Se grafican los gastos contra períodos de retorno, para - cada evento, en papel especial para graficar, como son el Gumbel aritmético, Gumbel - logarítmico, o el Normal - logarítmico; ajustando una curva de distribución a los puntos registrados.

Cuando se disponen de curvas de frecuencia confiables, en estaciones aguas arriba y aguas abajo del lugar analizado, se grafican los gastos correspondientes para un período de retorno dado, contra el área de drenaje correspondiente a las estaciones; en -

Tabla 1.2 Información hidrológica en la República Mexicana.

PUBLICACION	ALCANCE	FRECUENCIA	DEPENDENCIA
Boletín Hidrológico del Valle de México	Datos Hidrométricos y Meteorológicos del Valle de México	Anual	Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SARH.
Boletín del Servicio Meteorológico Nacional	Observaciones pluviométricas y termométricas*	Mensual	Dirección General del Servicio Meteorológico Nacional, SARH.
Boletín Hidrométrico	Escurrimiento del río Colorado y otros ríos internacionales del Oeste	Anual	Comisión Internacional de Límites y Aguas, SRE.
Boletín Hidrométrico	Datos Hidrométricos y climatológicos del río Papaloapan	Anual	Comisión del Papaloapan, SARH
Boletín Hidrológico	Datos Hidrométricos *	Periódica	Comisión Federal de Electricidad
Boletín Meteorológico	Datos Meteorológicos*	Periódica	Comisión Federal de Electricidad
Boletín Hidrológico	Datos Hidrométricos**	Periódica	Dirección de Hidrología, SARH
Boletín Climatológico	Datos Climatológicos región Hidrológica No. 12-A (parcial)	Información hasta dic.de 1972	Dirección de Hidrología, SARH

* Se refiere a sus estaciones en toda la República Mexicana

** Abarca información por región hidrológica

papel log-log, uniendo los puntos y determinando el área que drenará el lugar analizado, se interpolan los valores de gasto correspondientes a los periodos de retorno dados. Es recomendable - que al menos se disponga de tres estaciones, y así el área de drenaje en el lugar, caerá dentro del rango de áreas representadas; las estaciones pueden ser de la misma cuenca, o de cuencas adyacentes cuyas características fisiográficas sean similares.

Cuando las estaciones tienen periodos de registros muy diferentes, se aconseja ajustarlos a un periodo de retorno común y el gasto obtenido debe ser comparado con los calculados por otros métodos, cuando esto es posible.

1.4.2 REGIONALIZACION DE GASTOS MAXIMOS.

La regionalización en la República Mexicana, para estimar - gastos máximos anuales para periodos de retorno de interés, ha - sido realizado por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico en el año de 1975 y actualmente se prepara una segunda aproximación elaborada por la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería - de Seguridad Hidráulica de la S.A.R.H.

En la fig. (1.3) se muestra la regionalización del país y se realizó definiendo regiones homogéneas, tomando en cuenta los factores que intervienen en la formación de avenidas, definiendo 13 regiones, a su vez las 13 regiones se agrupan en 4 zonas que a - continuación se describen, indicando las regiones que comprenden:

Zona Pacífico Norte y Centro:

- I. Baja California.

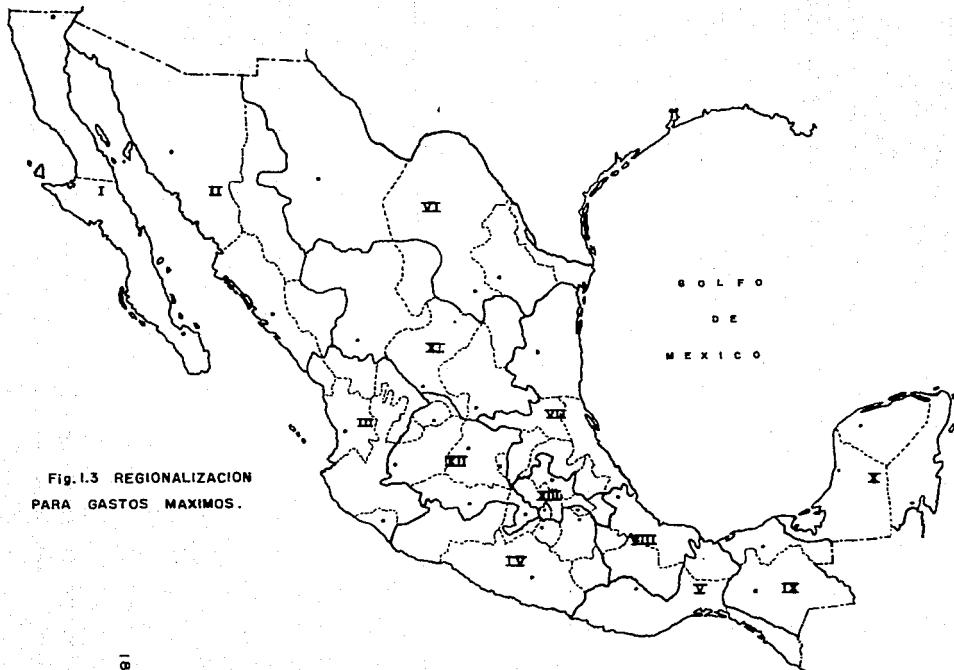


Fig. 1.3 REGIONALIZACION
PARA GASTOS MAXIMOS.

- II. Noroeste.
- III. Pacífico Centro.

Zona Norte:

- VI. Bravo.
- XI. Cuencas Cerradas del Norte.

Zona Centro:

- IV. Balsas.
- XII. Lerma.
- XIII. Valle de México.

Zona Golfo y Sureste:

- V. Pacífico Sur - Istmo.
- VII. Pánuco.
- VIII. Papaloapan.
- IX. Grijalva - Usumacinta.
- X. Yucatán.

CAPITULO II

RELACIONES LLUVIA - ESCURRIMIENTO.

En el cálculo del gasto de diseño para las estructuras de drenaje en caminos y areopistas existen una gran cantidad de métodos, los cuales se pueden clasificar de la siguiente forma:

Métodos de campo:

Sección - pendiente

Sección - velocidad

Métodos hidrológicos:

Empíricos:

Creager

Lowry

Talbot

Semiempíricos:

Racional

F.A.A.

A.R.M.C.O.

Burkli - Ziegler

Ing. Sánchez Bribiesca

Chow

I - Pai - Wu

Hidrograma Unitario Triangular

Hidrograma Unitario Adimensional

Estadísticos:

Gumbel

Nash

Lebediev

Métodos hidráulicos:

Henderson

Izzard

Cuerpo de Ingenieros

La elección del método depende de la información disponible, del conocimiento del método, y de la experiencia del diseñador; - así como de las recomendaciones locales.

II.1 METODOS DE CAMPO.

Se utilizan mediciones y cálculos hidráulicos para obtener los gastos máximos en corrientes cuando no se dispone de información registrada.

a) METODO DE SECCION PENDIENTE.

El principio básico, es que la pendiente en la superficie - del agua y el área de la sección transversal, están determinados por las marcas en las paredes del cauce al paso de una avenida, - las cuales se verifican topográficamente. Así, el gasto es calculado a través de la ecuación de Manning considerando el flujo uniforme para un tramo recto y cuya geometría de la sección transversal sea similar en todo el tramo considerado.

El método puede llevar a errores al calcular el gasto, debido a que es difícil estimar el coeficiente de rugosidad apropiado para el cauce, ver (ref. 12, cap. 5); además, el régimen de la corriente realmente no es uniforme y la sección transversal del - cauce cambia a lo largo del tramo debido a la socavación, siendo complicado asegurar cuál es el área apropiado de la sección transversal.

b) METODO DE SECCION - VELOCIDAD.

La integración del producto del área y velocidad media, en una sección transversal de la corriente, propicia el gasto total, siendo necesario dividir la sección en dovelas. Por lo tanto, utilizando la ecuación de continuidad, se tiene:

$$Q = \sum a_i V_{mi} \quad - - - (2. 1)$$

donde a_i y V_{mi} , son el área y la velocidad media de cada dovela, respectivamente. La velocidad se mide con molinete, la velocidad media se considera el promedio de las mediciones a 0.2 y 0.8 del tirante (S.A.R.H.) ó 0.6 del tirante (C.F.E.).

II.2 METODOS HIDROLOGICOS.

Se considera que existe una relación funcional única entre - la distribución de la lluvia en el tiempo y la respuesta de escurrimiento a la salida de la cuenca, se divide a su vez en los siguientes métodos:

II.2.1 METODOS EMPIRICOS.

El escurrimiento provocado por una tormenta es función principal de las características fisiográficas de la cuenca; se utilizan para obtener un estudio preliminar sobre el gasto de diseño, - o cuando se tiene información de la precipitación.

a) METODO DE CREAGER.

Creager registró datos de gastos máximos por unidad de área en diversas cuencas del mundo y los graficó contra el área de la

cuenca. Trazo una curva envolvente a los puntos graficados y la ecuación obtenida fue:

$$q = 1.303 C (0.386 A)^{\alpha} A \quad - - - (2. 2)$$

siendo:

$$q = Q / A \quad - - - (2. 3)$$

$$\alpha = 0.936 / A^{0.048} \quad - - - (2. 4)$$

donde:

- q gasto unitario, en m³ / seg / km².
- Q gasto de diseño de la cuenca, en m³ /seg.
- A área de la cuenca, en km².
- C parámetro adimensional, que depende de la región hidrológica considerada, tabla 2.1

b) METODO DE LOWRY.

La ecuación que define a la envolvente es más sencilla:

$$q = C_L / (A + 259)^{0.8} \quad - - - (2. 5)$$

La S.A.R.H. ha determinado los valores de C_L para las 37 regiones hidrológicas en que se ha dividido a la República Mexicana, tabla 2.2

TABLA 2.1 Valores del coeficiente C de Creager para las regiones de la República Mexicana

<u>Región</u>	<u>Coeficiente de Creager</u>
1. Baja California Norte	30
2. Baja California Sur	72
3. Río 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. Pacífico Centro	100
7. Cuenca Río Balsas	
a) Alto Balsas	18
b) Bajo Balsas	32
8. Pacífico 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. Cuenca cerradas del Norte, Zona Norte	4
18. Cuenca cerradas del Norte, Zona Sur	26
19. El Salado, Zona Sur	45
20. Durango	8.4
21. Cuenca de Cuitzeo y Pátzcuaro	6.8
22. Valle de México	19
23. Cuenca del Río Metztlán	37

Tabla 2.2 Coeficientes de la envolvente de Lowry (datos hasta 1975)

Región No.	Descripción	CL
1	Baja California noroeste (Ensenada)	980
2	Baja California centro (El Vizcaíno)	530
3	Baja California suroeste (Magdalena)	2190
4	Baja California noreste (Laguna Salada)	1050
5	Baja California centro este (Sta. Rosalita)	990
6	Baja California sureste (La Paz)	5120
7	Río Colorado	1050
8	Sonora norte	760
9	Sonora sur	2140
10	Sinaloa	3290
11	Presidio - San Pedro zona costera	4630
11	Presidio - San Pedro zona alta	470
12	Lerma - Santiago	1290
13	Huicicila	760
14	Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armería - Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas alto	1090
18	Balsas medio y bajo	4450
19	Costa Grande	2100
20	Costa Chica - Río Verde	3180
20	Alto Río Verde	390
21	Costa de Oaxaca (Pto. Angel)	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24A	Alto Bravo - Conchos	1020
24B	Medio Bravo	5170
24C	Río Salado	1410
24D	Bajo Bravo	2130
25	San Fernando - Soto la Marina	2330
26A	Alto Pánuco	1360
26B	Bajo Pánuco	3010
26C	Valle de México	760
27	Tuxpan - Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcas	1840
30	Grijalva - Usumacinta	2130
30	Alto Grijalva	610
31	Yucatán Oeste (Campeche)	370
32	Yucatán norte (Yucatán)	sin datos
33	Yucatán este Quintana Roo	sin datos
34	Cuencas cerradas del norte (Casas Grandes)	230
35	Mapimí	sin datos
36	Nazas	1510
36	Aguanaval	380
37	El Salado	1310

c) METODO DE TALBOT.

Una de las fórmulas empíricas más simples, es la de Talbot, - que determina directamente el Área hidráulica requerida en el cruce o alcantarilla en función del Área por drenar y el tipo de terreno. Se basa en la siguiente expresión:

$$A = 0.183 C \sqrt[4]{M^3} \quad - - - (2. 6)$$

donde:

A Área hidráulica requerida, en m²

M Área de la cuenca drenada, en ha.

C coeficiente de escurrimiento

El coeficiente C depende del contorno del terreno drenado. -

Para diferentes condiciones topográficas del suelo, se tiene:

C = 1 suelo rocoso y pendientes grandes.

C = 2/3 terrenos quebrados con pendientes moderadas.

C = 1/2 valles irregulares, muy anchos en comparación de su largo.

C = 1/3 terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo - del valle es de 3 a 4 el ancho

C = 1/5 terrenos a nivel que no son afectados por encharcamientos de consideración.

Fue propuesto a fines del siglo pasado y su empleo se justifica cuando se tiene información limitada.

II.2.2 METODOS SEMIEMPIRICOS.

Estos métodos consideran que la intensidad de la lluvia es la función que define el gasto de diseño, son similares a los empíricos y deben utilizarse en regiones de características parecidas a las de aquellas en las que se desarrollaron. La intensidad de diseño asociada una duración de período específico, se puede obtener de las curvas de intensidad -duración -período de retorno de la región considerada.

a) METODO RACIONAL.

Este método se puede considerar como el concepto básico de que la aplicación de una intensidad constante y uniforme de la lluvia, producirá un escurrimiento cuyo valor máximo será alcanzado cuando toda la cuenca está contribuyendo al mismo, en el punto de estudio. El método emplea la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 C i A \quad \text{--- (2. 7)}$$

donde:

- Q gasto máximo de diseño, en $m^3 / \text{seg.}$
- C coeficiente de escurrimiento que depende de las características de la cuenca, tabla 2.3
- i intensidad de lluvia, en mm / hr
- A área de la cuenca, en km^2 .

Para determinar la intensidad de lluvia se utilizan las curvas intensidad - duración - período de retorno de la región analizada, además del período de retorno seleccionado y una duración tal que el agua llegue al punto de desfogue analizado desde todas las porciones del área de la cuenca, dicha duración es igual al

TABLA 2.3 Valores del coeficiente de escurrimiento

TIPO DEL AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
ZONAS COMERCIALES:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES:		
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
ZONAS INDUSTRIALES:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, 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
CALLES:		
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
PRADERAS		
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

tiempo de concentración de la cuenca.

El tiempo de concentración de la cuenca, cuya definición corresponde al tiempo requerido para que el agua fluya desde la parte más alejada por drenar hasta el punto de consideración, se calcula mediante fórmulas, las más usuales son las siguientes:

Kirpich.

$$t_c = 0.0003245 \left[L / \sqrt{S} \right]^{0.77} \quad \text{--- (2. 8)}$$

donde:

- tc tiempo de concentración de la cuenca, en hr.
- L longitud del cauce principal, en m.
- S Pendiente media del cauce, en m.

Rowe.

$$t_c = \left[0.87 L^3 / H \right]^{0.385} \quad \text{--- (2. 9)}$$

donde:

- tc tiempo de concentración de la cuenca, en hr.
- L longitud del cauce principal, en km.
- H desnivel del cauce, en m.

En caso de existir conductos para el desalojo del escurrimiento, el tiempo de concentración se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t'_c = t_{rs} + t_i \quad \text{--- (2. 8)}$$

donde:

t_c tiempo de concentración del conducto, en hr.
 t_{rs} tiempo de flujo superficial o tiempo de concentración de la cuenca, ecs. (2.8) ó (2.9), hasta la entrada del conducto, en hrs.

$$t_t = L / V \quad - - - (2.11)$$

donde:

L longitud del tramo considerado, en m.

V velocidad del escurrimiento en el conducto, calculada con la ecuación de Manning, en m/hr.

El coeficiente de escurrimiento es totalmente empírico, para su elección es necesario una amplia experiencia y además, de ser posible, contar con registros simultáneos de lluvia y escurrimiento. En la práctica, se utiliza un coeficiente de escurrimiento promedio, calculando para las diferentes condiciones de uso del suelo de la cuenca.

El método racional es adecuado para áreas que no excedan de 4 km², ya que al carecer de antecedentes de humedad se incrementa el error con el tamaño de la cuenca.

b) METODO DE LA AGENCIA FEDERAL DE AVIACION (F.A.A.).

La Agencia Federal de Aviación analiza el proyecto de drenaje interior en aeropuertos, con la solución de la expresión del método racional, calibrando los dos parámetros básicos:

1) Tiempo de concentración. Usualmente es dividido en dos componentes: tiempo de flujo superficial y tiempo de traslado. Para determinar el tiempo de flujo superficial, la F.A.A.,-

propone la siguiente expresión:

$$t_{fs} = [3.26 (1.1 - C) \sqrt{D}] / \sqrt[3]{S} \quad \text{--- (2.12)}$$

donde:

t_{fs} tiempo de flujo superficial, en min.

C coeficiente de escurrimiento, adimensional.

D distancia, del punto más alejado del área por drenar a la entrada del conducto, en m

S pendiente de la superficie, en % .

El tiempo de flujo superficial puede ser estimado, con la fig. (2.1); el tiempo de traslado se calcula con la ec. (2.11).

2) Coeficiente de escurrimiento. Depende de las condiciones antecedentes a la tormenta, pendiente, tipo de superficie y extensión del área de drenaje. Los valores sugeridos por la F.A.A., son indicados en la tabla 2.4.

c) METODO A.R.M.C.O.

Se emplea el método Racional, modificando con la introducción del factor 'F'. El método se utiliza para proyectos de drenaje interior en aeropuertos, y emplea la siguiente fórmula:

$$Q = A I R / (36 F) \quad \text{--- (2.13)}$$

donde:

Q gasto de diseño, en $m^3 / \text{seg.}$

A área de aportación, en ha.

I factor de escurrimiento, tabla 2.4

Fig. 2.1 Tiempo de flujo superficial.

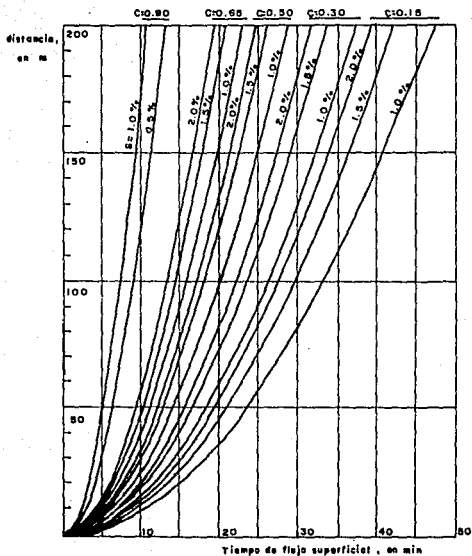


TABLA 2.4

Tipo de superficie	Coeficiente de escurrimiento.
Techos impermeables	0.75 - 0.95
Pavimentos flexibles	0.80 - 0.95
Pavimentos rígidos	0.70 - 0.90
Empedrados o entadrillados	0.35 - 0.70
Suelos impermeables (+)	0.40 - 0.65
Suelos impermeables con césped(+)	0.30 - 0.55
Suelos ligeramente permeables(+)	0.15 - 0.40
Suelos ligeramente permeables con césped(+)	0.10 - 0.30
Suelos moderadamente permeables(+)	0.05 - 0.20
Suelos moderadamente permeables con césped(+)	0.00 - 0.10

(+) Para pendiente de 1 a 2 %.

Nota: el coeficiente de escurrimiento se designa con la letra C en el método F.A.A. y con la I en el A.R.M.C.O.

R intensidad de lluvia, en cm / hr, para una duración de una hora.

f factor para compensar la pendiente de la superficie, la que afecta el tiempo de concentración, adimensional, ver tabla 2.5

d) METODO DE BURKLI - ZIEGLER.

Se utiliza en superficies con áreas menores de 20 has., la expresión característica es la siguiente:

$$Q = 0.022 C A I \sqrt[4]{S/A} \quad (2.14)$$

donde:

Q gasto de diseño, en $m^3 / \text{seg.}$

C coeficiente, que depende del tipo de superficie, adimensional, ver tabla 2.6

A área de la cuenca, en ha.

I intensidad de lluvia, en cm / hr.

S pendiente del terreno, en m / km.

e) METODO DEL ING. SANCHEZ BRIBIESCA.

Se emplea en el caso de carecer de información o se dude de los datos disponibles. Procedimiento de cálculo:

1. Determinar el área de la cuenca, en km^2 .
2. Utilizar la curva envolvente tipo Creager de la fig.(2.2).

Con el área determinar el gasto unitario(Q^*), correspondiente, en $m^3 / \text{seg} / km^2$.

TABLA 2.5 Valores del factor 'f' del método A.R.M.C.O.

Pendiente, S (%)	Factor de pendiente, f (adimensional)
$S \leq 0.5$	3.0
$0.5 < S \leq 1.0$	2.5
$S > 1.0$	2.0

TABLA 2.6 Valores del coeficiente 'C' de la fórmula de Bürkli - Ziegler.

Clase de terreno	Coficiente 'C'
Calles pavimentadas	0.75
Muy impermeable	0.60
Permeable	0.40
Muy permeable	0.30

3. Obtener el gasto pico (Q_p), en m^3 / seg , como: $Q_p = Q^* A$.

Para el caso en que no se cuente con datos, la expresión utilizada es la siguiente:

$$Q_p = f_d f_v P_{ob} A / 0.45 \quad \text{--- (2.15)}$$

donde:

- Q_p gasto pico, en m^3 / seg .
- f_d coeficiente de duración, adimensional, que depende de la duración de la lluvia, en horas, fig. (2. 3)
- f_v factor de humedad antecedente, adimensional, que depende de la época y la zona en análisis, tabla 2.7
- P_{ob} altura de lluvia caída en una hora, en cm, depende de P_b y N . Se utiliza la fig. (2. 4)
- P_b altura de lluvia caída en una hora, en cm, se requieren las coordenadas de la cuenca para utilizar la fig. (2. 5)
- N número de escurrimiento, depende del tipo de suelo:
 - Tipo A, (escurrimiento mínimo), incluye gravas y arenas finas con poco limo y arcillas.
 - Tipo B, incluye arenas finas y limos orgánicos e inorgánicos.
 - Tipo C, arenas muy finas, limos con bastante arcilla.
 - Tipo D, (escurrimiento máximo), incluye arcillas de alta plasticidad, también algunos suelos poco profundos.

Se utiliza la tabla 2.8

A área de la cuenca, en km^2 .

La duración de la tormenta, para determinar 'f', se puede decir, que es de 0.5 hr si son muy rápidas o intensas, si son pro-

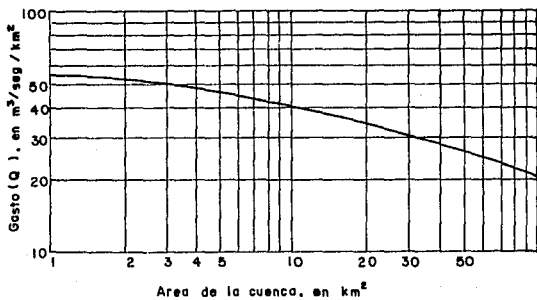


Fig. 2.2

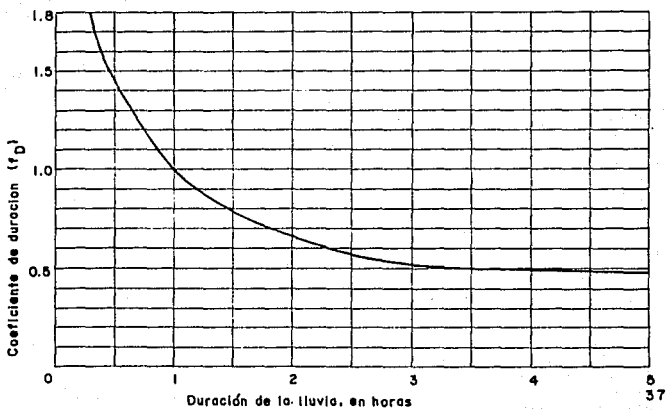


Fig. 2.3

Condición	Valor de fw
Aguaceros aislados en zonas secas o de pluviosidad media	1 . 0
Aguaceros en épocas de lluvias en zonas de pluviosidad media	1 . 5
Aguaceros en zonas muy húmedas de fuerte pluviosidad y drenes de tormentas frecuentes	2 . 0

Tabla 2.7

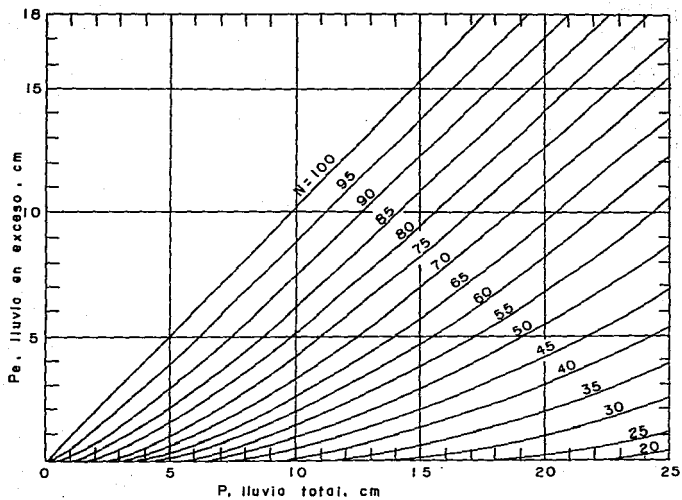


Fig. 2.4 Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento.

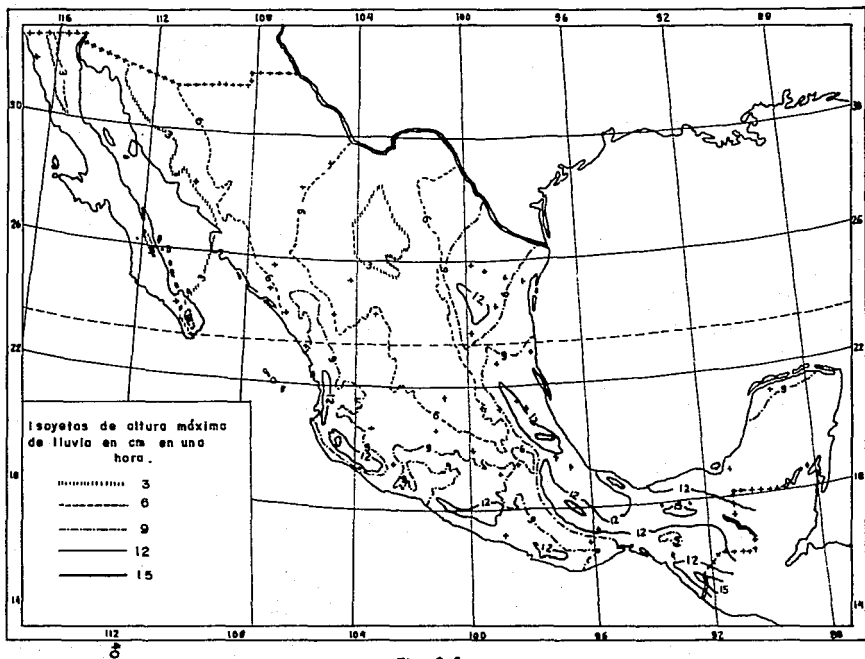


Fig. 2.5

Tabla 2.8 Selección del número de escurrimiento N

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques sembrados y cultivados	Esporcido o baja transpiración	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy esparcido o baja transpiración	56	75	86	91
	Esporcido o baja transp. Normal	48	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso o alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o alta transp.	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	87	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	82	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas sembradas con maquinaria o al voleo o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	8	35	70	79
Potrero permanente	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

longadas, de 3 a 4 hrs.

f) METODO DE CHOW.

Se desarrolló en base a cuencas no urbanas menores de 250 km² y se utiliza para el cálculo del gasto de diseño en alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas, las expresiones comunes como son las siguientes:

$$Q_m = A X Y Z \quad \text{--- (2.16)}$$

$$X = P_{ob} / d \quad \text{--- (2.17)}$$

$$P_{ob} = \frac{[P_b - (508/N) + 5.08]^2}{P_b + (2032/N) - 20.32} \quad \text{--- (2.18)}$$

$$Y = 2.78 P / P_b \quad \text{--- (2.19)}$$

$$t_R = 0.00505 (L / \sqrt{S})^{0.64} \quad \text{--- (2.20)}$$

donde:

- Q_m gasto pico del hidrograma de escurrimiento, en m³/seg.
- A área de la cuenca, en km².
- X factor de escurrimiento, en cm / hr.
- Y factor climático, adimensional.
- Z factor de reducción del gasto pico.
- P_b lluvia en la estación base, para una duración dada de 'd' horas, en cm.
- d duración de la tormenta.

- P lluvia en la zona en estudio para 'd' horas, en cm.
- N número de escurrimiento, adimensional.
- tr tiempo de retraso, en hr.
- L longitud del cauce principal, en m.
- S pendiente media del cauce principal, en % .

Consideraciones: El factor climatológico 'Y', representa la liga entre la zona de estudio y la estación base (estación con pluviografo), sirve para transportar la tormenta, la liga se realiza tomando en cuenta las condiciones más desfavorables; es decir, establecer un factor de transporte, mencionados en el subcapítulo I.3.3, inciso b).

En caso de ubicarse la estación en la zona de estudio, se tiene:

$$P = P_b \quad \text{--- (2.21)}$$

Los factores que afectan al escurrimiento se pueden dividir en dos grupos; entre los del primer grupo y que modifican directamente al escurrimiento directo están: uso y tipo de suelo, condición antecedente de la superficie, cantidad y duración de la lluvia. El segundo grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y forma de la cuenca, pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo, el cual tiene influencia en el cálculo del tiempo de retraso.

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

I. Fisiográficos:

- Area de la cuenca.
- Longitud del cauce principal.

Pendiente media del cauce principal.

Tipos de suelo de la cuenca.

Uso del suelo en la cuenca.

II. Climatológicas:

Curvas intensidad - duración - periodo de retorno, en la estación base de la zona en estudio.

Forma de ligar la estación base con la cuenca en estudio ec. (2.21).

El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo para un determinado periodo de retorno, es el siguiente:

1. Con los datos del tipo y uso de suelo se calcula el valor - de N , emplear la tabla 2.8
2. Como se ignora la duración de la tormenta más desfavorable, se suponen valores de ésta, hasta determinar el gasto pico.
3. De las curvas $i - d - Tr$, para el periodo de retorno asignado y el valor de la duración supuesta ' d ', se calcula la intensidad de lluvia para esa tormenta. Multiplicando la intensidad de lluvia por la duración propuesta ' d ' se obtiene la precipitación P_b , en cm.
4. Con el valor de N y de P_b , se calcula la lluvia en exceso - en la estación base, empleando la ec. (2.18) o la fig. (2.4).
5. Con el valor de ' P_b ', y el de la duración ' d ', se calcula X , ec. (2.17).
6. Utilizando la ec. (2.19), se calcula Y .
7. Con la longitud y la pendiente media del cauce principal, - aplicando la ec. (2.20) o la fig. (2.6), se calcula tr .
8. Se calcula la relación d / tr y empleando la fig. (2.7), - se obtiene el valor de Z .
9. Aplicando la ec. (2.16), se calcula el gasto.

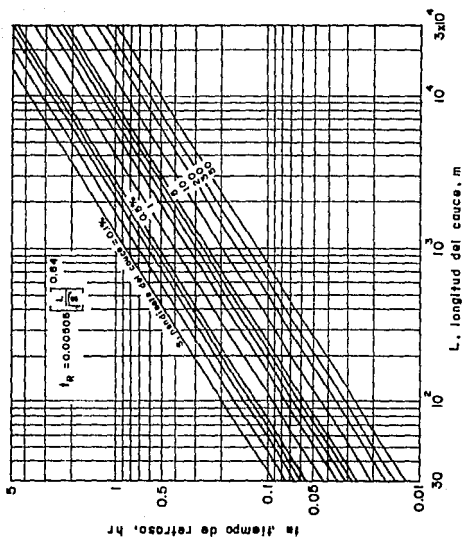
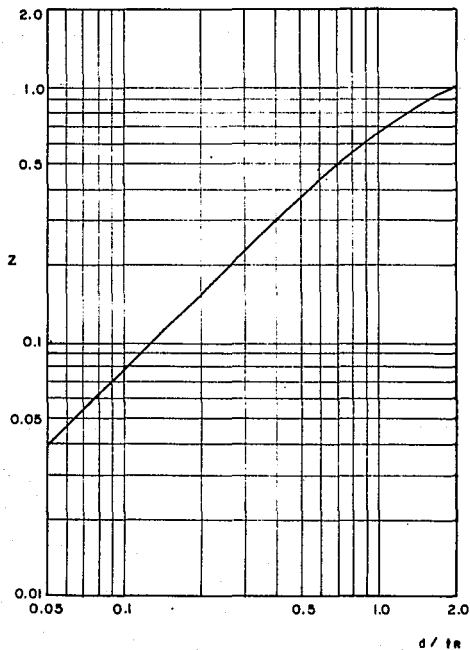


Fig. 2.6 Tiempo de retraso.

Fig. 2.7 Relación entre Z y d/t_n



10. Se repiten los pasos 3) a 7) para otras duraciones de tormenta 'd'.
11. Se grafica el gasto contra las duraciones de tormentas asignadas. El gasto mayor será el de diseño.

g) METODO DE I - PAI - WU.

El método de I - Pai - Wu, asemeja a un sistema de 'n' recipientes lineales e iguales, con el mismo coeficiente de almacenaje "k", colocados en serie.

Permite conocer el hidrograma de una avenida para una cierta frecuencia en cuencas pequeñas, al igual que el método de Chow toma en cuenta la variación de la precipitación para el cálculo del gasto "Qm", así como las características físicas de la cuenca.

Las expresiones que se proponen para calcular el gasto máximo, son las siguientes:

$$Q_m = \frac{2.78 A P_e}{t_p} f(n, t_p) \quad - - - (2.22)$$

$$f(n, t_p) = \frac{(n-1)^n e^{-n}}{\Gamma(n)} \quad - - - (2.23)$$

$$t_p = 466 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \quad - - - (2.24)$$

$$k_1 = 19300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \quad - - - (2.25)$$

donde:

A área de la cuenca, en km².

Pe precipitación efectiva, en cm.

tp tiempo pico, en hr.

Qm gasto máximo, en m³ / seg.

f(n, tp) función de n y tp.

n número de recipientes lineales que se consideran en la cuenca; argumento de la función Gamma.

$\Gamma(n)$ función Gamma, $\int_0^{\infty} x^{n-1} e^{-x} dx$ (n > 0)
e base de los logaritmos naturales.

k_s coeficiente de almacenaje de una cuenca, en hr.

Procedimiento de cálculo, si se analiza la expresión que proporciona el gasto máximo, se ve que este es directamente proporcional a Pe, e independiente de la duración de la tormenta "d", la cual esta implícita en Pe. Por lo tanto, se requiere conocer - la duración más desfavorable; esta última, según I - Pai - Wu, se aproxima al valor del tiempo pico. Para aplicar el método se requieren los mismos datos del método de Chow; el procedimiento es el siguiente:

1. Con el tipo y uso de suelo se calcula el valor de N, tabla 2.8
2. Obtener los datos de A, L, S, Área, longitud y pendiente de la cuenca respectivamente, y las curvas intensidad - duración - periodo de retorno la región analizada.
3. Seleccionar la duración de la tormenta más desfavorable "d", es decir, aproximar al tiempo pico, ec. (2.24), esto es d=tp.
4. De las curvas i - d - Tr, considerando la duración seleccionada y la frecuencia con que se requiere calcular el gasto máximo, se determina la intensidad de lluvia. Multiplicando la intensidad de lluvia "i" por su duración "d", correspondiente, se obtiene la precipitación total Pb, en cm.

5. Se calcula la lluvia en exceso, P_{eb} , como se hace en el método de Chow, empleando la ec. (2.18) o la fig. (2.4).
6. Si la estación base no está en la cuenca en estudio, se debe establecer la siguiente relación:

$$P_e/P_{eb} = P / P_b \quad - - - (2.26)$$

por lo tanto:

$$P_e = P_{eb} (P/P_b) \quad - - - (2.27)$$

donde:

P_b , P_{eb} , P definidos con anterioridad.

P_e lluvia en exceso de la zona en estudio para "d" horas, en cm.

7. Calcular t_p y k_1 , con las ecs. (2.24) y (2.25), respectivamente.
8. Con la relación k_1 y t_p , y la fig. (2.8), se calcula "n".
9. Conocida "n", se calcula $f(n, t_p)$, con la ec. (2.23) o la fig. (2.9).
10. Se obtiene el gasto máximo a partir de la ec. (2.22).
11. Con los valores de Q_m , t_p y n , se obtiene el hidrograma correspondiente a la tormenta; se emplean los hidrogramas instantáneos adimensionales de la fig. (2.10).

h) HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

Se utiliza cuando es poca la información disponible. Para su aplicación es necesario conocer las principales características -

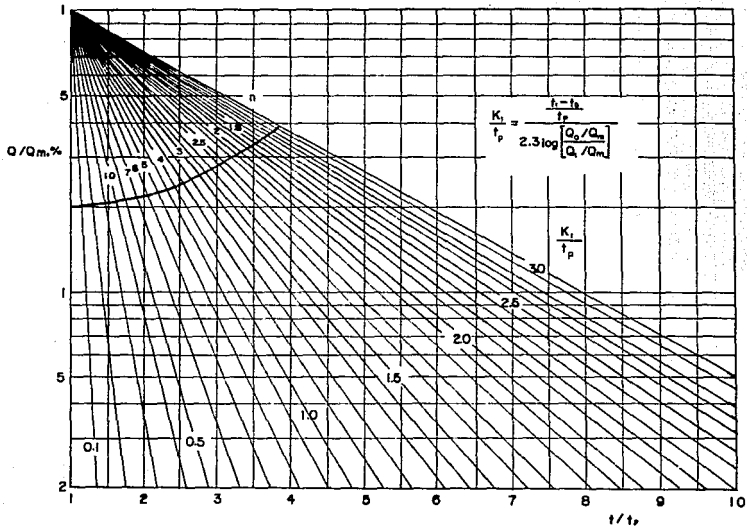


Fig. 2.8 Relación entre n y K_1/t_p

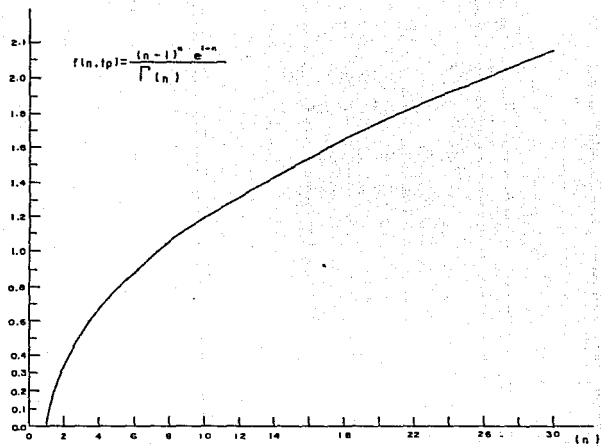


fig. 2.9 Relación entre n y f(n, tp)

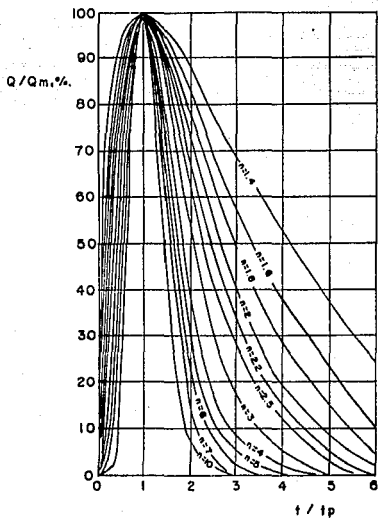


Fig. 2.10 Hidrograma instantáneo adimensional.

de la cuenca. El gasto pico se obtuvo del análisis de la fig. (2.11), la cual representa el hidrograma de respuesta de una cuenca; la expresión deducida es la siguiente:

$$Q_p = 0.208 \frac{A P_e}{t_p} \quad - - - (2.28)$$

donde:

Q_p gasto pico, en $m^3/seg.$

A Área de la cuenca, en $km^2.$

t_p tiempo pico, en hr; de la fig. (2.11), se tiene:

$$t_p = 0.5 d_e + t_r \quad - - - (2.29)$$

P_e precipitación en exceso, en mm.

d_e duración en exceso, en hr.

t_r tiempo de retraso, en hr; se concluyó que:

$$t_r = 0.6 t_c \quad - - - (2.30)$$

t_c tiempo de concentración, en hr, ecs. (2.8) y (2.9).

Cuando no se conoce la duración en exceso " d_e ", se puede calcular como:

$$d_e = 2 \sqrt{t_c} \quad - - - (2.31)$$

En la fig. (2.11), el tiempo de retención (t_r), es el tiempo que transcurre desde el gasto máximo hasta el final del escurrimiento directo; adoptándose (para cuencas sin registros

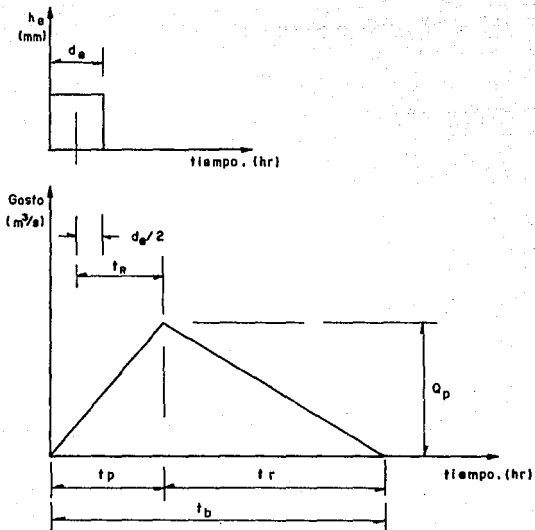


Fig. 2.11 Hidrograma Unitario Triangular.

hidrométrico), como valor medio:

$$t_r = 1.67 t_p \quad \text{--- (2.32)}$$

por lo tanto, de la fig. (2.11):

$$t_b = 2.67 t_p \quad \text{--- (2.33)}$$

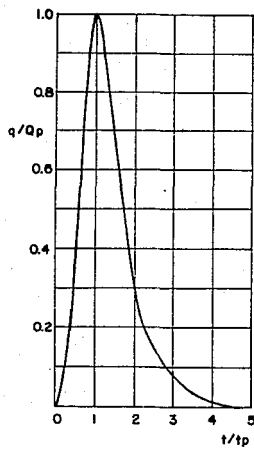
Debido a que la intensidad de lluvia es variable, la duración en exceso debe dividirse en periodos de 0.2 (ó menos) del tiempo de concentración (t_c); posteriormente se calculan los correspondientes valores de gasto y tiempo base para cada división y se grafican los gastos contra tiempo (el inicio de cada hidrograma es el instante en que su precipitación en exceso correspondiente contribuye al escurrimiento directo), para obtener el hidrograma total del escurrimiento. se suman las ordenadas en las horas que representan el principio, máximo y final de cada hidrograma, finalmente se determina cual es el gasto máximo en el hidrograma total.

h.1) HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL.

Este método puede mejorar la definición de la forma del hidrograma, utilizando los resultados obtenidos por el Soil Conservation Service, sintetizados en la fig. (2.12).

Conocidos Q_p y t_p , se puede obtener el hidrograma curvilíneo, utilizando la fig. (2.12), como sigue:

1. Se elige un valor de t/t_p y con la figura o interpolando los valores tabulados se obtiene Q/Q_p .



t/t_p	q/Q_p
0	0
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.16
0.4	0.28
0.5	0.43
0.6	0.60
0.7	0.77
0.8	0.89
0.9	0.97
1.0	1.00
1.1	0.98
1.2	0.92
1.3	0.84

t/t_p	q/Q_p
1.4	0.75
1.5	0.66
1.6	0.56
1.8	0.42
2.0	0.32
2.2	0.24
2.4	0.18
2.6	0.13
2.8	0.098
3.0	0.075
3.5	0.036
4.0	0.018
4.5	0.009
5.0	0.004

Fig. 2.12 Hidrograma Unitario Adimensional.

2. De las relaciones t/t_p y Q/Q_p determinadas, se despeja t y Q respectivamente, ya que se conocen los valores de t_p y Q_p .
3. Se construye una gráfica con los valores de Q y t , obtenidos con anterioridad.
4. Se repiten los pasos 1) a 3), tantas veces como sea necesario, para definir el hidrograma.

II.2.3 METODOS ESTADISTICOS

Consideran como variable aleatoria es gasto máximo anual con una cierta distribución o tendencia. Se requiere tener una serie de registros máximos anuales, siendo más aproximados los resultados si se disponen de una gran cantidad de registros.

Se utilizan distribuciones de probabilidad, que se definen como la función que puede tomar valores en el campo de los números reales. Dicha función, es la probabilidad de que la variable aleatoria X (lluvia o escurrimiento), tome valores menores o iguales que un valor fijo " x ", la cual queda expresada como:

$$F(X) = P(X \leq x) \quad \text{--- (2.34)}$$

También se nombra como la probabilidad de no ocurrencia, por lo tanto se tiene:

$$Tr = \frac{1}{P(X \geq x)} = \frac{1}{1 - P(X \leq x)} \quad \text{--- (2.35)}$$

Sustituyendo la definición de distribución para escurrimiento, y despejando de la ec. (2.32), se tiene:

$$F(Q) = P(Q < q) = 1 - \frac{1}{Tr} \quad \text{--- (2.36)}$$

Que representa la probabilidad que no se presente una avenida mayor que "q".

El diseño de una obra de drenaje está relacionado con eventos futuros, por lo que es necesario utilizar distribuciones de probabilidad para deducir los métodos estadísticos.

a) METODO DE GUMBEL.

Considera que el gasto máximo para un período de retorno determinado, se expresa de la siguiente manera:

$$Q_{\max} = Q_m - \frac{S_a}{0.8N} \left[Y_N + \ln \ln \left(\frac{Tr}{Tr - 1} \right) \right] \quad \text{--- (2.37)}$$

$$S_a = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}}{N - 1} \quad \text{--- (2.38)}$$

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad \text{--- (2.39)}$$

donde:

$Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo, en $m^3 / \text{seg.}$

Q_m gasto medio, en $m^3 / \text{seg.}$

Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3 / seg

S_o desviación estándar de los gastos máximos.

N número de años de registro.

α_N, γ_N constantes, función de N , se obtienen de la tabla 2.9

b) METODO DE NASH.

Utiliza la misma distribución de probabilidad Gumbel, pero -
ajustada por mínimos cuadrados, la ecuación del gasto máximo para
un determinado período de retorno, es la siguiente:

$$Q_{m\acute{a}x} = a + c \ln \ln \left(\frac{Tr}{Tr - 1} \right) \quad \text{--- (2.40)}$$

donde:

$Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo, para un período de retorno seleccionado,
en $m^3 / \text{seg.}$

a, c parámetros en función de los registros.

Tr período de retorno, en años.

Los parámetros a y c , se calculan de la información regis-
trada de la siguiente forma:

$$a = Q_m - c X_m \quad \text{--- (2.41)}$$

N	Y_N	\bar{C}_N
8	.4843	.9043
9	.4902	.9288
10	.4952	.9497
11	.4996	.9676
12	.5035	.9833
13	.5070	.9972
14	.5100	1.0095
15	.5128	1.0207
16	.5157	1.0316
17	.5181	1.0411
18	.5202	1.0493
19	.5220	1.0566
20	.52355	1.06283
21	.5252	1.0696
22	.5268	1.0754
23	.5283	1.0811
24	.5296	1.0864
25	.53086	1.0916
26	.5320	1.0961
27	.5332	1.1004
28	.5343	1.1047
29	.5353	1.1086
30	.53622	1.11238
31	.5371	1.1159
32	.5380	1.1193
33	.5388	1.1226
34	.5396	1.1258
35	.54034	1.12847
36	.5410	1.1313
37	.5418	1.1339
38	.5424	1.1363
39	.5430	1.1386
40	.54362	1.14132
41	.5442	1.1436
42	.5448	1.1458
43	.5453	1.1480
44	.5458	1.1499
45	.5463	1.15185
46	.5468	1.1538
47	.5473	1.1557
48	.5477	1.1574

N	Y_N	\bar{C}_N
49	.5481	1.1590
50	.54854	1.16066
51	.5489	1.1623
52	.5493	1.1638
53	.5497	1.1653
54	.5501	1.1667
55	.5504	1.1681
56	.5508	1.1696
57	.5511	1.1708
58	.5515	1.1721
59	.5518	1.1734
60	.55208	1.17467
62	.5527	1.1770
64	.5533	1.1793
66	.5538	1.1814
68	.5543	1.1834
70	.55477	1.18536
72	.5552	1.1873
74	.5557	1.1890
76	.5561	1.1906
78	.5565	1.1923
80	.55688	1.19382
82	.5572	1.1953
84	.5576	1.1967
86	.5580	1.1980
88	.5583	1.1994
90	.5586	1.20073
92	.5589	1.2020
94	.5592	1.2032
96	.5595	1.2044
98	.5598	1.2058
100	.56002	1.20649
150	.56461	1.22534
200	.56715	1.23598
250	.56878	1.24292
300	.56993	1.24786
400	.57144	1.2543
500	.57240	1.2588
750	.57377	1.26506
1000	.57460	1.26851
	.57722	1.28255

60

Table 2.9

$$C = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i}{\sum_{i=1}^N X_i^2} - \frac{N X_m Q_m}{N X_m^2} \quad \text{--- (2.42)}$$

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad \text{--- (2.43)}$$

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad \text{--- (2.44)}$$

$$X_i = \text{Ln Ln} \left(\frac{\text{Tr}}{\text{Tr} - i} \right) \quad \text{--- (2.45)}$$

donde:

Q_m gasto medio, en $m^3 / \text{seg.}$

X_m valor medio de las X_i .

X_i valor para cada gasto registrado.

Q_i gasto máximo de años registrados.

N número de años de registros.

Tr período de retorno, para cada " Q_i ", se calcula con la ec. (1.6)

c) METODO DE LEBEDIEV.

El gasto máximo se calcula con las siguientes expresiones:

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (k C_v + 1) \quad \text{--- (2.46)}$$

donde:

$Q_{\text{máx}}$ gasto máximo, para el periodo de retorno determinado, en $m^3 / \text{seg.}$

k coeficiente que depende de la probabilidad, en porcentaje, de que se presente el gasto máximo, ec. (1.1) y del coeficiente de asimetría " C_s ", tabla 2.10.

C_s coeficiente de asimetría, se calcula con la siguiente fórmula:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3} \quad \text{--- (2.47)}$$

Q_i gastos máximos anuales, en $m^3 / \text{seg.}$

Q_m gasto medio, ec. (2.43), en $m^3 / \text{seg.}$

N número de años de observación.

C_v coeficiente de variación, se valua con la siguiente expresión:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad \text{--- (2.48)}$$

Valores de K

C _s	P en %																			C _s			
	001	01	05	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.87	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.3	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.66	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.86	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-3.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.86	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.96	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.66	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.86	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.2	4.16	3.39	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.66	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.86	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.08	-2.60	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.06	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40	0.5
0.55	4.94	3.86	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	5.05	3.95	3.13	2.75	2.36	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.46	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.95	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.86	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.36	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.95	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

Tabla 2.10

Valores de K

C _s	P en %																			C _s			
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9
1.8	7.78	5.64	4.15	3.50	2.95	2.46	1.99	1.52	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.87	5.70	4.19	3.52	2.96	2.48	1.99	1.52	0.64	0.41	0.23	-0.05	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.96	5.77	4.23	3.55	2.98	2.49	2.00	1.51	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.99	2.50	2.00	1.50	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.98	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.50	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.95	-0.97	-0.99	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.50	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.93	-0.95	-0.96	-0.97	2.05
2.1		6.04	4.38	3.66	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.86	-0.91	-0.93	-0.94	-0.95	2.1
2.15		6.09	4.42	3.69	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.36	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.84	-0.89	-0.91	-0.92	-0.93	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.18	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.82	-0.86	-0.88	-0.90	-0.91	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.82	-0.86	-0.87	-0.88	-0.89	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.96	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.81	-0.85	-0.85	-0.86	-0.87	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.80	-0.83	-0.84	-0.84	-0.85	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.79	-0.82	-0.82	-0.83	-0.84	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.35	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.78	-0.80	-0.81	-0.81	-0.81	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.78	-0.79	-0.80	-0.80	-0.80	2.5
2.55		6.52	4.63	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.09	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.75	-0.77	-0.78	-0.78	-0.78	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.08	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.74	-0.76	-0.76	-0.77	-0.77	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.07	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.74	-0.75	-0.75	-0.75	-0.75	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.07	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.73	-0.73	-0.73	-0.74	-0.74	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.06	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.71	-0.72	-0.72	-0.72	-0.72	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.06	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.70	-0.71	-0.71	-0.71	-0.71	2.8
2.85		6.93	4.89	3.98	3.12	2.65	2.00	1.18	0.42	0.21	0.04	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.69	-0.70	-0.70	-0.70	-0.70	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.18	0.41	0.20	0.04	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.68	-0.69	-0.69	-0.69	-0.69	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.03	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.67	-0.67	-0.67	-0.67	-0.67	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.02	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.66	-0.66	-0.66	-0.66	-0.66	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.01	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.65	-0.65	-0.65	-0.65	-0.65	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.00	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.64	-0.64	-0.64	-0.64	-0.64	3.1
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.98	1.10	0.36	0.16	0.00	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.63	-0.63	-0.63	-0.63	-0.63	3.15
3.2		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.98	1.09	0.35	0.15	-0.00	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.62	-0.62	-0.62	-0.62	-0.62	3.2
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.98	1.08	0.34	0.14	-0.01	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.02	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.02	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.57	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	3.35
3.4		7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.03	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.06	0.30	0.09	-0.04	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.04	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.56	-0.56	-0.56	-0.56	-0.56	3.5

Tabla 2.10 (continuación)

Valores de K

C _S	P en %																			C _S				
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9	
3.55	7.68	5.27	4.22	3.18	2.66	1.93	1.03	0.28	0.072	0.060	-0.28	-0.41	-0.49	-0.54	-0.55	-0.55	-0.562	-0.564	-0.564	-0.564	-0.564	-0.564	-0.564	3.55
3.6	7.72	5.30	4.24	3.17	2.66	1.93	1.03	0.28	0.064	0.072	-0.28	-0.42	-0.49	-0.54	-0.55	-0.555	-0.555	-0.555	-0.555	-0.555	-0.555	-0.555	-0.555	3.6
3.66	7.79	5.32	4.25	3.17	2.66	1.92	1.02	0.27	0.065	0.078	-0.28	-0.42	-0.48	-0.53	-0.53	-0.54	-0.548	-0.549	-0.549	-0.549	-0.549	-0.549	-0.549	3.66
3.7	7.86	5.35	4.26	3.18	2.66	1.91	1.01	0.26	0.048	0.078	-0.29	-0.42	-0.48	-0.52	-0.53	-0.54	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	3.7
3.75	7.91	5.37	4.27	3.18	2.66	1.90	1.00	0.25	0.040	0.089	-0.29	-0.42	-0.48	-0.51	-0.52	-0.53	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	3.75
3.8	7.97	5.40	4.29	3.18	2.65	1.90	1.00	0.24	0.032	0.095	-0.30	-0.42	-0.46	-0.51	-0.52	-0.52	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	3.8
3.85	8.02	5.42	4.31	3.19	2.65	1.90	0.99	0.23	0.028	0.103	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.51	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	3.85
3.9	8.08	5.45	4.32	3.20	2.65	1.90	0.98	0.23	0.029	0.11	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.51	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	3.9
3.95	8.12	5.47	4.33	3.20	2.65	1.90	0.97	0.22	0.045	0.11	-0.30	-0.41	-0.46	-0.49	-0.50	-0.50	-0.508	-0.508	-0.508	-0.508	-0.508	-0.508	-0.508	3.95
4.0	8.17	5.50	4.34	3.20	2.65	1.90	0.96	0.21	0.010	0.12	-0.31	-0.41	-0.46	-0.49	-0.50	-0.50	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	4.0
4.05	8.23	5.52	4.35	3.21	2.65	1.89	0.96	0.20	0.005	0.12	-0.31	-0.41	-0.46	-0.48	-0.487	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	4.05
4.1	8.29	5.55	4.36	3.22	2.65	1.89	0.95	0.20	0.005	0.13	-0.31	-0.41	-0.46	-0.48	-0.484	-0.486	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	4.1
4.15	8.33	5.57	4.37	3.23	2.65	1.88	0.94	0.19	0.005	0.13	-0.31	-0.41	-0.45	-0.47	-0.478	-0.480	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	4.15
4.2	8.38	5.60	4.39	3.24	2.64	1.88	0.93	0.19	0.010	0.13	-0.31	-0.4	-0.45	-0.47	-0.473	-0.475	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	4.2
4.25	8.43	5.62	4.39	3.24	2.64	1.87	0.92	0.18	0.015	0.13	-0.31	-0.4	-0.44	-0.46	-0.467	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	4.25
4.3	8.49	5.65	4.40	3.24	2.64	1.87	0.92	0.17	0.021	0.14	-0.32	-0.4	-0.44	-0.46	-0.462	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	4.3
4.35	8.54	5.67	4.41	3.24	2.64	1.86	0.91	0.16	0.028	0.14	-0.32	-0.40	-0.44	-0.455	-0.458	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	4.35
4.4	8.60	5.69	4.42	3.25	2.63	1.86	0.91	0.15	0.032	0.15	-0.32	-0.40	-0.44	-0.451	-0.454	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	4.4
4.45	8.64	5.71	4.43	3.25	2.63	1.85	0.90	0.14	0.037	0.15	-0.32	-0.40	-0.43	-0.446	-0.449	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	4.45
4.5	8.69	5.74	4.44	3.26	2.62	1.85	0.89	0.14	0.042	0.16	-0.32	-0.40	-0.43	-0.441	-0.444	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	4.5
4.55	8.74	5.76	4.45	3.26	2.62	1.84	0.88	0.13	0.047	0.16	-0.32	-0.40	-0.42	-0.436	-0.439	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	4.55
4.6	8.79	5.79	4.46	3.27	2.62	1.84	0.87	0.13	0.052	0.17	-0.32	-0.40	-0.42	-0.432	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	4.6
4.65	8.84	5.81	4.47	3.27	2.61	1.83	0.86	0.12	0.058	0.17	-0.32	-0.40	-0.42	-0.428	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	4.65
4.7	8.89	5.84	4.49	3.28	2.61	1.83	0.85	0.11	0.064	0.18	-0.32	-0.40	-0.42	-0.424	-0.425	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	4.7
4.75	8.92	5.86	4.49	3.28	2.61	1.82	0.83	0.10	0.069	0.18	-0.32	-0.395	-0.415	-0.420	-0.420	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	4.75
4.8	8.96	5.89	4.50	3.29	2.60	1.81	0.82	0.10	0.075	0.19	-0.32	-0.39	-0.41	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	4.8
4.85	9.00	5.89	4.50	3.29	2.60	1.80	0.81	0.09	0.081	0.19	-0.32	-0.398	-0.405	-0.411	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	4.85
4.9	9.04	5.92	4.51	3.30	2.60	1.80	0.80	0.094	0.087	0.19	-0.33	-0.396	-0.401	-0.407	-0.408	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	4.9
4.95	9.08	5.92	4.52	3.31	2.60	1.79	0.79	0.096	0.093	0.19	-0.33	-0.393	-0.398	-0.403	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	4.95
5.0	9.12	5.94	4.54	3.32	2.60	1.78	0.78	0.098	0.099	0.20	-0.33	-0.390	-0.395	-0.399	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	5.0
5.05	9.16	5.95	4.55	3.32	2.50	1.77	0.77	0.099	0.105	0.20	-0.33	-0.378	-0.391	-0.395	-0.398	-0.398	-0.398	-0.398	-0.398	-0.398	-0.398	-0.398	-0.398	5.05
5.1	9.20	5.96	4.57	3.32	2.50	1.76	0.76	0.091	0.110	0.21	-0.33	-0.376	-0.389	-0.391	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	5.1
5.15	9.23	6.00	4.58	3.32	2.60	1.75	0.74	0.093	0.115	0.21	-0.33	-0.373	-0.385	-0.387	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	5.15
5.2	9.27	6.02	4.59	3.33	2.60	1.74	0.73	0.093	0.120	0.21	0.33	0.370	0.382	0.384	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	5.2

Tabla 2.10 (continuación)

Lebediev recomienda los siguientes valores; cuando es reducido el número de registros:

- Cs = 2 Cv avenidas producidas por deshielo.
- Cs = 3 Cv avenidas producidas por tormentas.
- Cs = 5 Cv avenidas producidas por tormentas ciclónicas.

II.3 METODOS HIDRAULICOS.

Los métodos hidráulicos se basan en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, consideran explícitamente las características fisiográficas de la cuenca con diversos grados de simplificación.

a) METODO DE HENDERSON.

Su aplicación fundamental se realiza en superficies planas - con pendientes transversales respecto a la estructura que se pretende diseñar, permite eliminar la determinación del tiempo de concentración por los procedimientos tradicionales. Para describir el método, es necesario hacer las siguientes consideraciones: se analiza un elemento de área tributaria de 1.0 metro de ancho, de superficie plana con pendiente lateral "So" y longitud "L", desde el parteaguas hasta la zanja de intercepción, como se ilustra en la fig. (2.13).

Considerando que se conoce la intensidad de precipitación en exceso, constante y uniformemente distribuida para la tormenta seleccionada, la cual debe ser igual a la intensidad total menos

las pérdidas por infiltración, captación de construcciones y plantas, evaporación, etc.

Henderson realizó la integración de las ecuaciones diferenciales del flujo transitorio a superficie libre y determinó una serie de ecuaciones bastante simples para calcular el tiempo de concentración "tc", en el cual se establece el gasto máximo por unidad de ancho y el valor del gasto al final de la superficie plana.

Las ecuaciones deducidas son las siguientes:

$$V_0 = \frac{i}{3.6 \times 10^6} \quad \text{--- (2.49)}$$

$$a = \frac{\sqrt{S_0}}{n} \quad \text{--- (2.50)}$$

$$T_e = \left[\frac{L}{a (V_0)^{0.667}} \right]^{0.6} \quad \text{--- (2.51)}$$

$$q = a (V_0 t)^{1.667} \quad \text{cuando } 0 < t < t_e$$

$$q = a (V_0 t_e)^{1.667} \quad \text{cuando } t_e < t < d$$

donde:

- V₀ Intensidad de precipitación, en m / seg.
- i Intensidad de precipitación, en mm / hr.
- a Factor que depende de la pendiente media y el coeficiente de rugosidad de la superficie, adimensional.
- S₀ Pendiente media de la superficie en m / m.

- n Coeficiente de rugosidad de Manning.
- L Longitud desde el parteaguas de la cuenca hasta el canal o zanja de intercepción, en m.
- te Tiempo de equilibrio, en el cual se presenta el q máx, en seg.
- t Tiempo, en seg.
- d Duración de la tormenta, en seg.
- q Gasto en el instante t, en $m^3 / \text{seg} / m$.
- $q_{\text{máx}}$ Gasto máximo, en $m^3 / \text{seg} / m$.

Con la longitud del canal o de la estructura que ha sido propuesta, se puede obtener el gasto total que conducirá.

En las anteriores ecuaciones no se considera que el flujo puede tener características desde laminar hasta turbulento, ya que el coeficiente de Manning es válido sólo en el caso de flujo turbulento. Se han realizado investigaciones para considerar los diferentes tipos de resistencia del flujo y los cambios en la intensidad de lluvia, siendo más complicado y poco práctico; las investigaciones sólo se refieren a superficies pavimentadas a base de concreto hidráulico.

Este método, considera que la duración de la lluvia debe ser por lo menos igual al tiempo pico ($d = t_p$), y no toma en cuenta la posibilidad de encharcamiento; se considera de utilidad por su fácil aplicación.

b) METODO DE IZZARD.

El método es aplicable para flujo laminar sobre superficies planas y es una solución empírica al flujo espacialmente variado y da una respuesta aproximada al problema. Izzard desarrolló ex-

perimentos de laboratorio y de los análisis de los hidrogramas resultantes de lluvias simuladas de ritmo constante, sobre una superficie de pendiente no mayor de 0.04, determinó que la forma del hidrograma en su rama ascendente se puede representar por una curva simple adimensionada, fig. (2.14).

donde:

- q Gasto de flujo superficial, en $m^3 / \text{seg.}$ por cada metro de ancho de superficie, en el instante "t" desde que la lluvia inició.
- qe Gasto de flujo superficial, en $m^3 / \text{seg} / m$, en el equilibrio; cuando la intensidad de precipitación, es igual al gasto de salida.
- Siendo "i" la intensidad de lluvia, en mm / hr y "L", la longitud en m, hasta la cual se mide "q". entonces:

$$q = \frac{i L}{3.6 \times 10^6} \quad \text{--- (2.52)}$$

- t Tiempo desde que inició la lluvia, en min.
- te Tiempo de equilibrio, en min, expresado por:

$$te = 0.1094 \frac{De}{qe} \quad \text{--- (2.53)}$$

De Valor almacenaje en el equilibrio, en m^3 , expresado por:

$$De = 0.205 K L qe^{1/3} \quad \text{--- (2.54)}$$

Se encontró, que el exponente varía desde aproximadamente -

0.2 para pavimento muy liso, hasta 0.4 para superficie de pasto. El factor adimensional K, depende de la intensidad "i", la pendiente de la superficie "S", en mm, y el factor de rugosidad "C"; se calcula con la siguiente expresión:

$$K = \frac{0.0000275 \ i + C}{S^{1/3}} \quad - \quad - \quad - \quad (2.55)$$

El factor "C" de rugosidad, se presenta en la tabla 2.11 .

El tiempo de recesión (tr), desde el inicio del receso hasta el punto q / qe = r, del hidrograma considerado, se calcula como:

$$tr = \frac{D_0 \ F(r)}{60 \ q_e} \quad - \quad - \quad - \quad (2.56)$$

donde:

- D₀ Almacenaje correspondiente a "De", después del cese de la lluvia, utilizar las ecs. (2.52) y (2.53) para i=0.
- La función de "r" se valua con la siguiente expresión:

$$F(r) = 0.5 (r^{2/3} - 1) \quad - \quad - \quad - \quad (2.57)$$

Conocida la intensidad y características de la superficie analizada, se puede construir la rama ascendente del hidrograma - para el escurrimiento superficial utilizando el hidrograma adimensional y las ecuaciones expuestas con anterioridad, se proponen - valores de "t" y con la relación "t/te" se emplea el hidrograma adimensional para determinar el valor de "r=q/qe", se despeja "q" y se gráfica el correspondiente valor de "t"; se repiten estos -

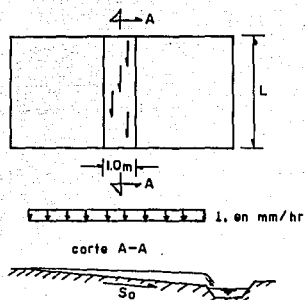


Fig. 2.13

Tipo de superficie	Valor de C
Pavimento de asfalto muy liso	0.0070
Pavimento de concreto en condiciones normales	0.0120
Cubiertas planas de grava	0.0170
Areas desnudas compactas	0.0320
Pasto cortado al ras	0.0460
Cubierta de hierba densa	0.0600

Tabla 2.11 Coeficiente de rugosidad

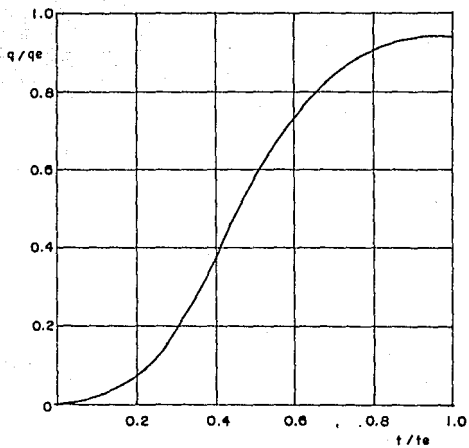


Fig. 2.14 Hidrograma Adimensional.

pasos, tantas veces sea necesario el gasto máximo se obtiene cuando $t = t_c$. Si se requiere determinar la curva de recesión del hidrograma, se utilizan las ecs. (2.54) y (2.55). Este método se limita a casos donde el producto de la intensidad, en mm / hr y la longitud de la superficie, en m, es menor de 3871.

c) METODO DEL CUERPO DE INGENIEROS.

Para determinar el gasto de diseño, se utiliza una solución desarrollada por R.E. Horton para escurrimiento superficial con flujo turbulento, dicha ecuación fue modificada por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, como sigue:

$$q = 0.0275 \sigma \tan h^2 [0.3194 t_c (\sigma/nL)^{0.50} S^{0.25}] \quad (2.58)$$

donde:

- q Gasto máximo en el extremo de una franja elemental de una superficie pavimentada, con pasto o descubierta, en $m^3 / seg / ha$.
- σ Intensidad de precipitación en exceso, en cm / hr.
 $\sigma = I_c - \theta$
- I_c Intensidad de precipitación para una duración igual al tiempo de concentración, en cm / hr.
- θ Capacidad de infiltración, en cm / hr, tabla 2.12
- t_c Tiempo de concentración (criterios expuestos con anterioridad), en min.
- $\tan h$ Tangente hiperbólica, calculada con la siguiente fórmula:

Tabla 2.12 Valores de infiltración

Descripción del suelo	Símbolo S.U.C.S.	Infiltración ϕ cm/hr
Mezcla de arena y grava	GW , GP SW , SP	2.0 - 2.5
Gravas y arenas limosas o limo orgánico y margas descubiertas.	GM , SM ML , MH, OL	0.3 - 1.5
Arena limoarcillosa o arcilla arenosa.	SC , CL	0.5 - 0.8
Arcillas, inorgánicas y orgánicas	CH , OH	0.25 - 0.5
Roca desnuda no demolida fracturada	- -	0.0 - 0.25
Superficie pavimentada	- -	0.0

Tabla 2.13 Valores del coeficiente '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

$$\tan h (x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} \quad - - - (2.59)$$

- n Factor de rugosidad, adimensional, tabla 2.13
- L Longitud efectiva, en m, del punto más alejado del par-teaguas hasta el punto de concentración.
- S Pendiente media de la superficie, en decimales.

Los valores de infiltración en la tabla 2.12, son para suelos sin compactar, si están compactados aumentan del 25 al 75%, dependiendo del grado de compactación y tipo de suelo. Para superficies cubiertas de pasto, se utiliza generalmente una capacidad de infiltración de 1.25 cm / hr.

Este método es aplicable al diseño de drenaje interior de aeropuertos y se utiliza en superficies de poca pendiente y sensiblemente planas, en las que el escurrimiento fluye en forma de lámina, como es el caso de las pistas.

CAPITULO III CONCEPTOS HIDRAULICOS

INTRODUCCION.

El diseño hidráulico del drenaje en caminos y aeropistas, requiere del conocimiento de algunos principios básicos del flujo de fluidos, particularmente aquellos que se relacionan con canales abiertos y conductos cerrados. Estos conceptos permitirán determinar la capacidad de la estructura empleada y el perfil que presentará la superficie libre del agua dentro de éstas, así como las condiciones de entrada y salida del flujo.

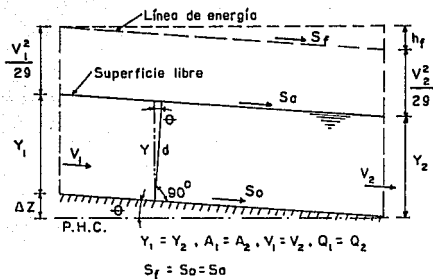
III.1 FLUJO A SUPERFICIE LIBRE.

Se pueden distinguir algunos tipos de flujo a superficie libre que, por sus características particulares, permiten hacer simplificaciones en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica. A continuación se definen algunos de los que se utilizan frecuentemente en la práctica:

a) FLUJO UNIFORME, se refiere a la condición según la cual la profundidad, pendiente, velocidad y sección transversal es idéntica en cualquier punto de escurrimiento, $S_f = S_o$, fig. (3.1).

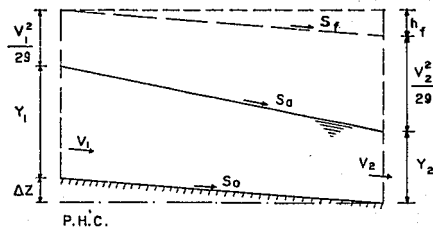
b) FLUJO VARIADO, cuando la velocidad media cambia a lo largo de la conducción, fig. (3.2). Este tipo de flujo se puede clasificar a su vez en gradual, rápida y espacialmente variado, según el cambio sea gradual, abrupto o se presenten modificaciones en el gasto de sección a sección.

Fig. 3.1 Flujo uniforme.



- S_f = pendiente de la línea de energía
- S_a = pendiente de la superficie libre del agua
- S_0 = pendiente de la plantilla
- P.H.C. = plano horizontal de comparación
- Y = tirante en forma vertical
- d = profundidad normal

Fig. 3.2 Flujo variado.



- $Y_1 \neq Y_2, A_1 \neq A_2, V_1 \neq V_2, Q_1 \neq Q_2$
- $S_f \neq S_0 \neq S_a$

III.1.1. GEOMETRIA DE CANALES.

Los elementos geométricos de una sección de canal (se refiere a la sección transversal, normal a la dirección del flujo), quedan definidos por la geometría de la sección y profundidad del flujo.

Los canales artificiales, se diseñan con formas geométricas regulares, así la forma trapecial es común en canales no revestidos, pues sus taludes suministran estabilidad, la rectangular en canales construidos de materiales estables, la triangular para pequeñas zanjas y en las cunetas de caminos, y la circular para alcantarillas y colectores.

Los elementos geométricos de la sección de un canal, son los siguientes:

Tirante Y , es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal hasta la superficie libre de agua. La profundidad de la sección del flujo es la profundidad normal del canal. - Para canales con pendiente longitudinal de ángulo $\theta \ll 6^\circ$, la profundidad de la sección es igual al tirante (Y).

El ancho de la superficie libre " B ", es la sección del canal en la superficie libre.

El perímetro mojado " P ", es la distancia de la superficie mojada de la sección transversal del canal.

El área hidráulica " A ", es la superficie del flujo.

El radio hidráulico R_h , es la relación del área hidráulica y el perímetro mojado:

$$R_h = A / P$$

$$- - - (3. 1)$$

El tirante hidráulico medio, es la relación del área hidráulica y el ancho de la superficie libre.

$$Y_m = A / B \quad \text{--- (3. 2)}$$

A continuación se presentan los elementos geométricos para secciones comúnmente utilizadas:

Sección trapecial ($k_1 \neq k_2 \neq 0$), fig. (3.3.a) :

$$A = \left[Y \left(\frac{k_1 + k_2}{2} \right) + b \right] Y \quad \text{--- (3. 3)}$$

$$P = b + Y \left(\sqrt{k_1^2 + 1} + \sqrt{k_2^2 + 1} \right) \quad \text{--- (3. 4)}$$

$$B = b + k_1 Y + k_2 Y \quad \text{--- (3. 5)}$$

La sección trapecial ($k_1 = k_2$), rectangular y triangular, son casos especiales de la trapecial ($k_1 \neq k_2$).

Sección circular, fig. (3.3.b) :

$$\theta = 2\pi - 2 \cos^{-1} \left(\frac{2Y}{D} - 1 \right) \quad \text{--- (3. 6)}$$

$$A = \frac{D^2}{8} \theta - \text{sen } \theta \quad \text{--- (3. 7)}$$

$$P = \frac{D}{2} \theta \quad \text{--- (3. 8)}$$

$$B = D \left(\text{sen } 1/2 \theta \right) \quad \text{--- (3. 9)}$$

III.1.2 ECUACIONES QUE SE UTILIZAN EN EL ANALISIS DE LOS CANALES ABIERTOS.

1) ECUACION DE CONTINUIDAD. Es una consecuencia del principio de la conservación de la masa, para flujo permanente es:

$$Q = V A = \text{constante.} \quad \text{--- (3.10)}$$

donde:

- Q Gasto que escurre a través de todas las secciones.
- V Velocidad del flujo.
- A Area hidráulica de la sección.

1.a) FLUJO UNIFORME. Manning utilizó la fórmula de Chezy, deducida para régimen uniforme:

$$V = C \sqrt{R_h S} \quad \text{--- (3.11)}$$

y para valuar el coeficiente de fricción "C", observó que :

$$C = R_h^{1/6} / n \quad \text{--- (3.12)}$$

sustituyendo la ec. (3.12) en (3.11), se tiene:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{--- (3.13)}$$

que sustituyendo en la ecuación de continuidad, ec. (3.10), se determina la siguiente relación, para flujo uniforme:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{--- (3.14)}$$

donde:

Q, A, R_h Definidos con anterioridad.

n Coeficiente de rugosidad, que depende del material de la sección, tabla 3.1

S Pendiente de la plantilla del canal.

La ecuación anterior fue propuesta por Manning e indica que para una condición dada de " Q ", " n " y " S " existe un tirante único, " Y_n ". que la cumple y se designa como tirante normal.

Para calcular " Y_n ", se pueden separar las incógnitas, - en la siguiente expresión:

$$A R^{2/3} = \frac{Q n}{S^{1/2}} \quad \text{--- (3.15)}$$

utilizando el radio hidráulico, ec. (3.1) en (3.15) y despejando los términos conocidos, se tiene:

$$\frac{A^5}{P^2} = \left(\frac{Q n}{S^{1/2}} \right)^3 \quad \text{--- (3.16)}$$

el problema se resuelve por iteraciones, una vez definidos el ancho de la plantilla y la inclinación de taludes.

2) ECUACION DE LA ENERGIA. Se obtiene al considerar la energía que posee un fluido en movimiento. La carga total dis-

Valores representativos del coeficiente de Manning
'n', para varios revestimientos de canales.

Tipo de revestimiento	Valor de 'n'
Tierra nivelada y alisada	0.025
Cemento bien pulido	0.010
Concreto acabado normal	0.014
Concreto áspero	0.020
Roca partida o piedra tosca	0.040
Piedra lisa	0.020
Pasto bien conservado	0.040

Ver Hidráulica de canales abiertos de Ven Te Chow (capítulo 5)

Valores del coeficiente de Manning 'n', para
varios materiales de alcantarilla.

Clase de alcantarilla	Valor de 'n'
Tubo de concreto con juntas ásperas	0.013
Tubo de concreto, juntas ordinarias razonablemente lisas	0.012
Tubo de concreto, juntas excelentes, formas de acero	0.011
Alcantarillas de cajón de concreto, formas de madera, lisas	0.012
Alcantarillas de cajón de concreto, forma ordinaria	0.013
Alcantarillas de cajón de concreto, ásperas, con depósitos sedimentarios	0.016
Tubo de arcilla vitrificada	0.014
Tubo de metal corrugado	0.024
Tubo de metal corrugado, plantilla pavimentada	0.021

Tabla 3.1

ponible en una sección, se define como:

$$H = Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad \text{--- (3.17)}$$

donde:

Z Carga de posición, medida a partir del plano horizontal de comparación (P.H.C.).

P Carga de presión, siendo, γ , el peso específico del agua. Para flujo a superficie libre es igual al tirante del agua "Y".

$\frac{v^2}{2g}$ Carga de velocidad, donde g, es la aceleración de la gravedad.

2.a) ENERGIA ESPECIFICA.

La energía específica se define como la energía por unidad de peso que fluye a través de la sección medida con respecto al fondo y está expresada como:

$$E = Y + \frac{v^2}{2g} = Y + \frac{Q^2}{A^2 2g} \quad \text{--- (3.18)}$$

con esta ecuación se construye la curva de energía contra tirantes, fig. (3.4); se observa que a la energía mínima para el gasto dado, le corresponde un sólo tirante llamado crítico y las características hidráulicas de este escurrimiento se designan con el nombre de flujo crítico, además para un mismo valor de energía existen dos tirantes que la satisfacen, a los cuales se les llama alternos.

Fig. 3.3 Elementos geométricos de canales.

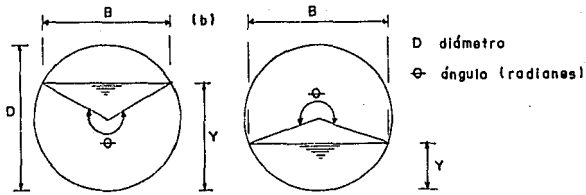
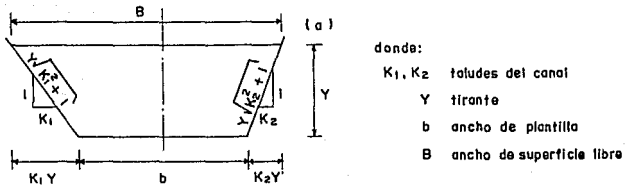
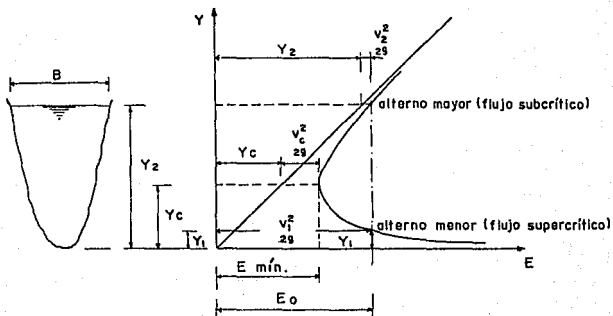


Fig. 3.4 Curva de energía específica.



2.b) FLUJO CRITICO. Para definir el tipo de régimen que se presente en un caso dado, se compara el tirante de flujo con el tirante crítico, si es mayor al crítico se dice que el régimen es subcrítico y si es menor se dice que el régimen es supercrítico.

Para determinar el tirante crítico se utiliza el criterio de la primera derivada a la ec. (3.16); derivando la energía con respecto al tirante:

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{\rho^2}{2g} (-2) A^{-3} \frac{dA}{dy} \quad \text{--- (3.19)}$$

además:

$$dA / dY = B \quad \text{--- (3.20)}$$

igualando a cero, sustituyéndola ec. (3.20) en (3.19) y despejando, se establece la condición para flujo crítico:

$$\frac{\rho^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc} \quad \text{--- (3.21)}$$

el término de la izquierda es constante, resolviéndose la expresión por iteraciones, una vez conocido el gasto y la geometría de la sección, el tirante, se utiliza para determinar la pendiente crítica:

$$Sc = \left(\frac{Vc \cdot n}{Rhc} \right)^2 \quad \text{--- (3.22)}$$

comparando la ec. (3.22) con la pendiente del terreno : "So", se define el régimen del flujo:

$S_c > S_o$ Régimen supercrítico.

$S_c < S_o$ Régimen subcrítico.

En ocasiones para definir el régimen del flujo es conveniente utilizar un parámetro adimensional llamado número de Froude, que relaciona las fuerzas de peso (gravedad) e inercia; dicho número se define con la siguiente expresión:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g (A/B)}} \quad \text{--- (3.23)}$$

Si el número de Froude es igual a uno, se dice que el flujo es crítico, si es mayor que uno supercrítico, y si es menor de uno subcrítico.

3) ECUACION DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO.

Para flujo permanente, esta ecuación se expresa como:

$$\Sigma F = \frac{\gamma}{g} Q V \quad \text{--- (3.24)}$$

donde:

γ Peso específico del agua.

ΣF Suma algebraica de las fuerzas que intervienen en el escurrimiento.

Una forma alternativa de expresar esta ecuación entre 2 secciones, considerando una distribución hidrostática de presiones es:

$$\frac{Q^2}{g A_1^2} + \bar{Y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{g A_2^2} + \bar{Y}_2 A_2 \quad \text{--- (3.25)}$$

donde:

\bar{Y} La distancia del centro de gravedad de la sección con área A_i , fig. (3.5)

Se designa como **momentum** o fuerza específica al siguiente valor:

$$M = \frac{Q^2}{g A} + Y A \quad \text{--- (3.26)}$$

3.a) **SALTO HIDRAULICO** (flujo variado rápidamente). Es aquel fenómeno en el cual el tirante del flujo se eleva en forma brusca en una distancia relativamente corta provocado por el cambio de régimen supercrítico a subcrítico, acompañado con una considerable pérdida de energía. Para su calculo se utiliza la ecuación de momentum, ec. (3.26) antes y después del salto, fig. (3. 5), determinando los tirantes conjugados. Para una sección rectangular, se tiene:

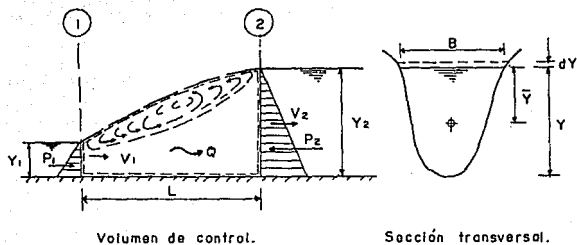
$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} \right) - 1 \quad \text{--- (3.27)}$$

conocido el régimen supercrítico.

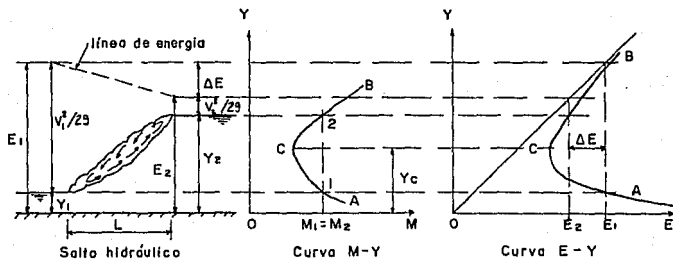
III.1.3 PERDIDAS.

Generalmente en el escurrimiento a superficie libre, la pérdida que se considera es la de fricción y para calcularla, se em-

Fig. 3.5 Salto hidráulico.



Análisis del salto hidráulico.



Curvas de momentum y energía específica
para un salto hidráulico.

plea la siguiente ecuación:

$$h_f = \left(\frac{V \cdot n}{R_h} \right)^2 L \quad \text{--- (3.28)}$$

donde:

- h_f Pérdida por fricción entre dos secciones.
- n Coeficiente de fricción.
- V Velocidad promedio.
- R_h Radio promedio.
- L Distancia entre las secciones 1 y 2.

III.2 ESCURRIMIENTO A PRESION.

Las ecuaciones que se utilizan en el escurrimiento a presión son la ecuación de continuidad, la ecuación de la energía y la ecuación de la cantidad de movimiento, descritos en III.1.

a) ECUACION DE LA ENERGIA APLICADA ENTRE DOS SECCIONES.

Aplicando la ecuación de la energía entre dos secciones, se tiene:

$$E_1 = E_2 + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h \quad \text{--- (3.29)}$$

donde:

E₁, E₂ Energía total entre las secciones 1 y 2, respectivamente.

Σ h_f Pérdidas por fricción.

Σ h Pérdidas menores o locales.

Las pérdidas por fricción se producen a lo largo del

conducto y las menores dependen de cambios locales en la geometría de la conducción.

b) PERDIDAS.

El escurrimiento a presión se puede presentar en alcantarillas y las pérdidas que se consideran además de las de fricción, son las de tipo local, que se expresan en términos de la carga de velocidad y se utiliza la siguiente expresión:

$$h_l = K \frac{v^2}{2g} \quad \text{--- (3.30)}$$

donde:

h_l Pérdida de energía local.

K Coeficiente adimensional, que depende del tipo de pérdida que se trate.

$\frac{v^2}{2g}$ Carga de velocidad, aguas abajo.

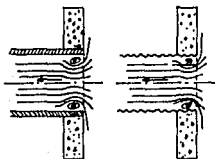
En la fig. (3. 6) se muestran los valores de "K", para la pérdida por entrada, ya que es la más frecuentemente empleada.

III.3 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

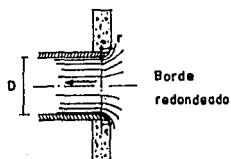
El flujo gradualmente variado es aquel que tiene como característica principal la variación relativa del tirante a lo largo del canal. Para la obtención de la ecuación dinámica, se consideran dos secciones separadas a una distancia "dx", fig. (3. 7).

Se supone que la pendiente del canal es pequeña y se aplica

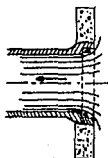
Fig. 3.6 Coeficientes de pérdida (por entrada) para diferentes formas.



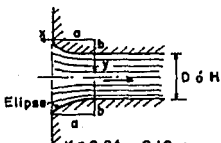
Borde afilado $K = 0.5$



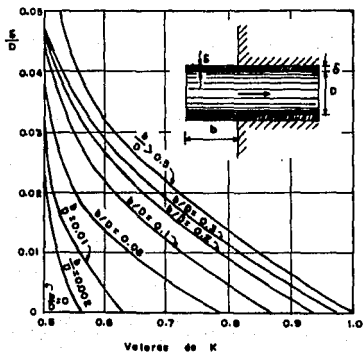
r/D	0	0.04	0.08	0.12	0.16	>0.20
K	0	0.26	0.15	0.09	0.06	>0.03



Borde ranurado
 $K = 0.1$



$K = 0.04$ a 0.10 para tubo circular; ó 0.07 a 0.2 para tubo rectangular.



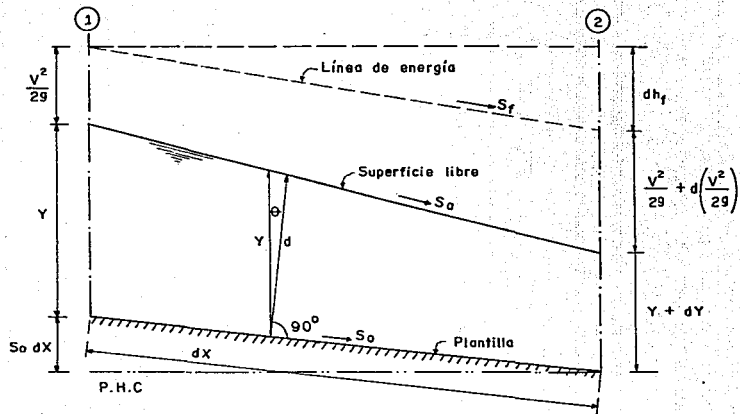


Fig. 3.7 Derivación de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado.

la ecuación de la energía entre las dos secciones:

$$S_0 dx + Y + \frac{V^2}{2g} = Y + dY + \frac{V^2}{2g} + d\left(\frac{V^2}{2g}\right) + dhr \quad \text{--- (3.31)}$$

donde:

$$\frac{dY}{dX} = S_0 - \frac{1}{2g} \frac{d(V^2)}{dX} - \frac{dhr}{dX} \quad \text{--- (3.32)}$$

simplificando, se obtiene la ecuación dinámica, cuando se calcula la variación del tirante con respecto a un incremento de distancia:

$$\frac{dY}{dX} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2} \quad \text{--- (3.33)}$$

siendo:

$$S_f = \left(\frac{Qn}{A R_h^{2/3}} \right)^2 \quad \text{--- (3.34)}$$

La clasificación de los perfiles depende de la posición del tirante real respecto al tirante normal y el tirante crítico y de la pendiente del canal. Los perfiles se determinan en función de la pendiente de la plantilla del canal; si es subcrítica o suave el perfil del flujo se determina como "M"; cuando la pendiente es pronunciada o supercrítica se designa como "S"; cuando es crítica y la normal, y la zona 1 por arriba de la última -

línea.

Para determinar la forma que adopta el perfil de la superficie libre, se considera el signo de la ec. (3.33), ya que de és te depende de la magnitud de "Y"; los distintos tipos de flujo son los siguientes:

$\frac{dY}{dX} > 0$ Flujo uniforme retardado (remanso), el perfil de la su perficie libre diverge de la plantilla.

$\frac{dY}{dX} = 0$ Se presenta un régimen uniforme, ya que el perfil es paralelo a la plantilla.

$\frac{dY}{dX} < 0$ Flujo uniforme acelerado, el perfil de la superficie libre converge a la plantilla.

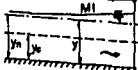
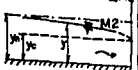
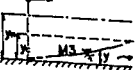
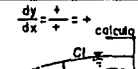
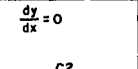
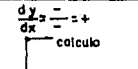
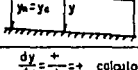
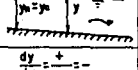
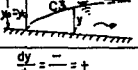
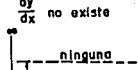
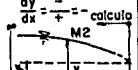
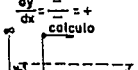
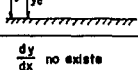
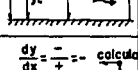
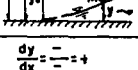
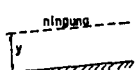
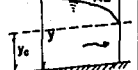
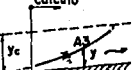
En la fig. (3. B) se muestran las diferentes formas para el perfil de la superficie libre, tomando en cuenta las anteriores consideraciones.

Para el cálculo de perfiles de flujo gradualmente variado existen varios métodos: cuando se tienen como datos el tirante inicial y la distancia a la que se desea calcular el tirante final, se utilizan los métodos de Runge - Kutta, integración directa e incrementos finitos; si se tienen como datos los tirantes y se re quiere calcular la distancia entre éstos, se utilizan el método - de integración gráfica y el de incrementos finitos.

III.4 FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO.

En el análisis hidráulico a superficie libre, se presenta

Fig. 3.8 Clasificación de los perfiles en flujo gradualmente variado.

	Perfiles en la zona 1 $y > y_n$; $S_0 > S_f$ $y > y_c$; $Fr < 1$	Perfiles en la zona 2 $y_n > y > y_c$; $S_0 < S_f$; $Fr < 1$ $y_n > y > y_c$; $S_0 < S_f$; $Fr < 1$	Perfiles en la zona 3 $y < y_n$; $S_0 < S_f$ $y < y_c$; $Fr > 1$
Pendiente positiva $S_0 > 0$	Subcríticos: $y_n > y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ calculo 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ calculo 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ calculo 
	Críticos: $y_n = y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ calculo 	$\frac{dy}{dx} = 0$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ calculo 
	Supercríticos: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ calculo 	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$ calculo 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ calculo 
Pendiente horizontal $S_0 = 0$	$\frac{dy}{dx}$ no existe ninguna 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ calculo 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ calculo 
	$\frac{dy}{dx}$ no existe ninguna 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ calculo 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ calculo 
Pendiente negativa $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx}$ no existe ninguna 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ calculo 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ calculo 

este tipo de flujo cuando a lo largo de su curso se adiciona - agua "q", teniendo como consecuencia una descarga resultante no uniforme; como sucede en las zanjas de intercepción de una aeropista.

El estudio de este tipo de flujo se realiza con base en la solución de ecuaciones diferenciales, deducidas al aplicar la ley de impulso y cantidad de movimiento, ec. (3.24), entre las - secciones 1 y 2 de la fig. (3. 9) e igualando con todas las fuer- zas extremas que actúan sobre el volumen de control analizando, - considerando un rápido establecimiento del flujo permanente, aun en el caso de una lluvia de corta duración; se determina la si- guiente expresión:

$$\gamma A (S_0 - S_f) \Delta X - \gamma A \Delta Y = \frac{\gamma}{g} Q \Delta V + \frac{\gamma}{g} \Delta Q (V + \Delta V) \quad (3.35)$$

tomando diferenciales.

$$\frac{1}{g} [QdV + dQ (V + dV)] = A (S_0 - S_f)dx - AdY \quad (3.36)$$

Dedido a que la integración resulta problemática, se solu- ciona por el método de incrementos finitos: de la fig. (3. 9), la caída en la elevación de la superficie del agua entre las secciones 1 y 2, es:

$$\Delta Y' = S_0 \Delta X + (Y_1 - Y_2) \quad (3.37)$$

el cual varía con el incremento finito de la longitud del canal,

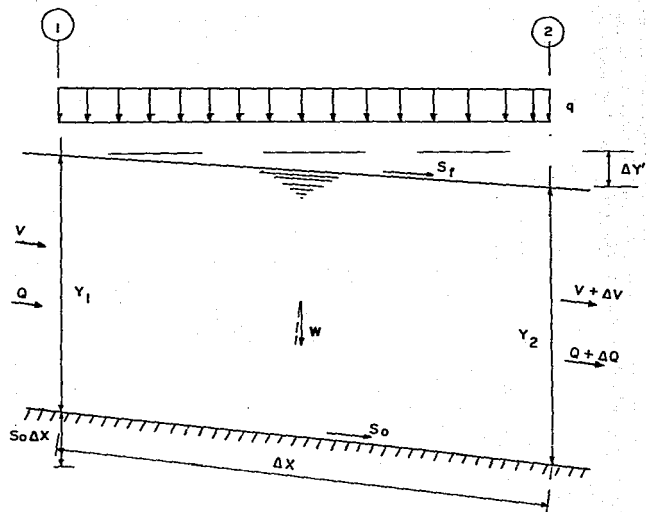


Fig. 3.9 Análisis del flujo espacialmente variado.

esto es:

$$Q = q \Delta X \quad \text{--- (3.38)}$$

además:

$$Q_2 = Q_1 + \Delta Q \quad \text{--- (3.39)}$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V \quad \text{--- (3.40)}$$

el área promedio se considera:

$$A = \frac{Q_m}{V_m} = \frac{Q_1 + Q_2}{V_1 + V_2} \quad \text{--- (3.41)}$$

sustituyendo las expresiones anteriores en la ecuación diferencial (3.36) y desarrollando se obtiene finalmente:

$$Y' = \frac{1}{g} \left(\frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \right) Q_1 \left[(V_2 - V_1) + \frac{(Q_2 - Q_1) V_2}{Q_1} \right] + Sf \Delta X \quad \text{--- (3.42)}$$

el primer término representa el efecto de la pérdida de impacto y el segundo el efecto de fricción.

Resolviendo el sistema de ecuaciones (3.37) y (3.42), se obtiene el perfil de la superficie libre del agua del canal.

III.5 PROGRAMAS PROPUESTOS.

a) Programa TIRANTE NORMAL.

A continuación se resuelve la ecuación de Manning, para calcular el tirante normal por iteraciones, se utilizará el método de Newton - Raphson. La ec. (3.16), puede ser representada de la siguiente forma:

$$f(Y) = \left(\frac{Q n}{S} \right)^3 - \frac{A^5}{P^2} \quad \text{--- (3.43)}$$

derivando la función, se tiene:

$$f'(Y) = - \frac{5 A^4 (dA/dY)}{P^2} + (-2) \frac{A^2}{P^3} \frac{dP}{dY} \quad \text{--- (3.44)}$$

sustituyendo el radio hidráulico, ec. (3.1) y simplificando:

$$f'(Y) = \frac{A^4}{P^2} \left(-5 \frac{dA}{dY} + 2R \frac{dP}{dY} \right) \quad \text{--- (3.45)}$$

De las ecs. (3. 3) y (3. 4), para sección trapezoidal, se tiene:

$$\frac{dA}{dY} = b + Y (k_1 + k_2) \quad \text{--- (3.46)}$$

$$\frac{dP}{dY} = \sqrt{k_1^2 + 1} + \sqrt{k_2^2 + 1} \quad \text{--- (3.47)}$$

De las ecs. (3. 6), (3. 7) y (3. 8), para sección circular - se tiene:

$$\frac{d\theta}{dY} = \frac{4}{D \sqrt{1 - \left(\frac{2Y}{D} - 1\right)^2}} \quad \text{--- (3.48)}$$

$$\frac{dA}{dY} = \frac{D^2}{8} \frac{d\theta}{dY} (1 - \cos \theta) \quad \text{--- (3.49)}$$

$$\frac{dP}{dY} = \frac{D}{2} \frac{d\theta}{dY} \quad \text{--- (3.50)}$$

Las ecuaciones anteriores se utilizan en el método, además de su fórmula de recurrencia:

$$X = Y - \frac{f(Y)}{f'(Y)} \quad \text{--- (3.51)}$$

donde:

Y Valor inicial del tirante.

X Valor aproximado del tirante en la siguiente interacción.

En la fig. (3.10), se muestra el diagrama de flujo del programa.

b) Programa TIRANTE CRITICO.

De la siguiente forma se calcula el tirante crítico; considerando la ec. (3.21) es igual a la siguiente expresión:

$$0 = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dY} \quad \text{--- (3.52)}$$

que multiplicando por A, se tiene:

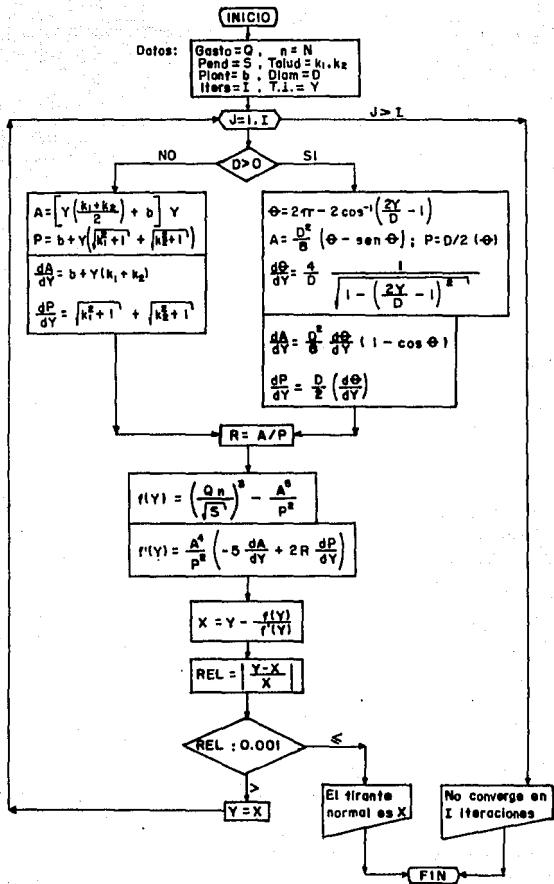


Fig. 3.10

$$f(Y) = A^3 - \frac{\theta^2}{g} \frac{dA}{dY} \quad \text{--- (3.53)}$$

derivando la función:

$$f'(Y) = 3A^2 \frac{dA}{dY} - \frac{\theta^2}{g} \frac{d^2 A}{dY^2} \quad \text{--- (3.54)}$$

la derivada de la ec. (3.46), para sección trapecial, es:

$$\frac{d^2 A}{dY^2} = k_1 + k_2 \quad \text{--- (3.55)}$$

Para sección circular, la derivada de las ecs. (3.48) y (3.49), respectivamente son:

$$\frac{d^2 \theta}{dY^2} = \frac{B}{D^2} \left\{ \left[1 - \left(\frac{2Y}{D} - 1 \right)^2 \right]^{-3/2} \left(\frac{2Y}{D} - 1 \right) \right\} \quad \text{--- (3.56)}$$

$$\frac{d^2 A}{dY^2} = \frac{D^2}{8} \left\{ \frac{d^2 \theta}{dY^2} - \left[\left(\frac{d\theta}{dY} \right) (-\sin \theta) + \frac{d^2 \theta}{dY^2} (\cos \theta) \right] \right\} \quad \text{--- (3.57)}$$

Se utilizara el método de Newton - Raphson, ec. (3.51), en la fig. (3.11), se demuestra el diagrama de flujo.

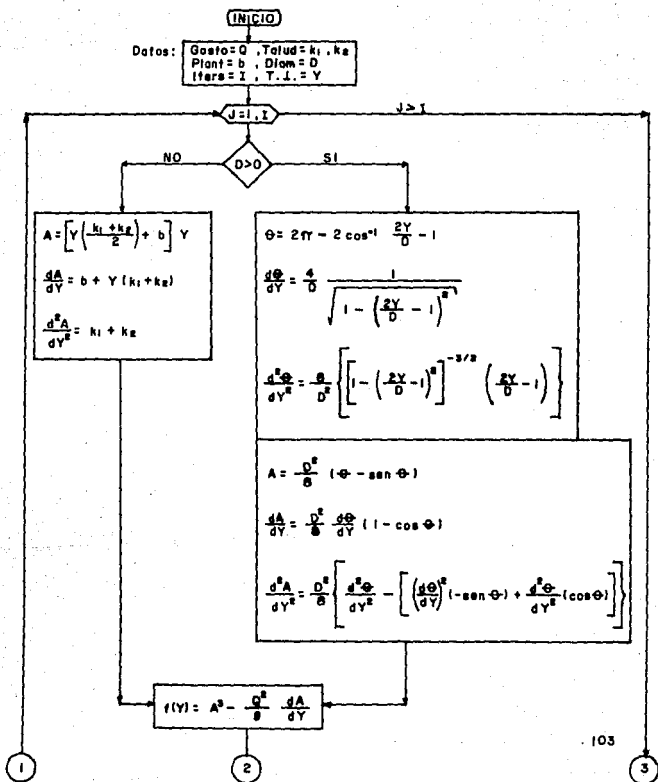


Fig. 3.11

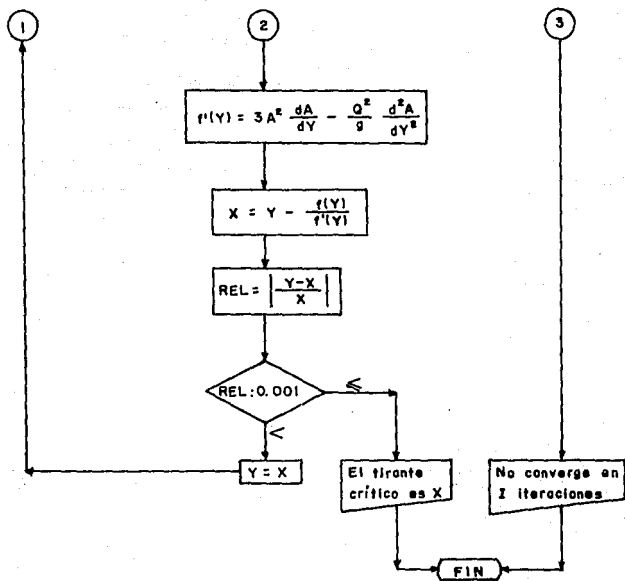


Fig. 3.11 (continuación)

CODIFICACION: "TIRANTE NORMAL".

```

2 PRINT " CALCULO DEL TIRANTE NORMAL"
5 PI=3.1416
7 REM DATOS
10 INPUT " Q=",Q:INPUT " n=",N:INPUT " Fend=",S
15 INPUT " K1=",T:INPUT " K2=",U:INPUT " Plant=",B
18 INPUT " Diam=",D:INPUT " Iters=",I:INPUT " T. t. =",Y
19 PRINT
20 PRINT "-----"
21 PRINT " ITERA- APROXIMACION VALOR DEL
22 PRINT " CION. RELATIVA. TIRANTE. "
23 PRINT "-----"
25 FOR J= 1 TO I
30 IF D > 0 THEN G5
35 REM SECCION TRAPEZIAL, RECTANGULAR Y TRIANGULAR.
37 REM AREA
40 A = ((Y^2)*((T+U)/2)) + (B*Y)
42 REM PERIMETRO
45 P = B + (Y*((SQR(T^2+1)) + (SQR(U^2+1))))
47 REM dA/dY
50 C = B + (Y*(T+U))
52 REM dP/dY
55 H = (SQR(T^2+1)) + (SQR(U^2+1))
60 GOTO 100
65 REM SECCION CIRCULAR
67 REM ANGULO θ, EN RAD
68 NG = ((2*Y)/D) - 1
69 INVC = ATN ((SQR(1-(NG^2)))/NG) : IF INVC > 0 THEN
GOTO 72
70 INVC = INVC + PI
72 G = (2*PI) - (2*INVC)
73 REM AREA
80 A = (D^2/8) * (G-(SIN(G)))
82 REM PERIMETRO
85 P = (D/2) * G
86 REM dθ/DY
87 CONST = SQR (1-(NG^2))
88 M = (4/D) * (1/CONST)
89 REM dA/dY
90 C = (D^2/8) * M * (1-(COS(G)))
91 REM dP/dY
92 H = (D/2) * M

```

```

95  REM RADIO HIDRAULICO
100 R = A/P
105 REM f(Y)
110 E = ((Q*N/SQR(S))3) - (A5/P2)
115 REM f'(Y)
120 F = (A4/P2) * ((-5*C)+(2*R*H))
130 REM TIRANTE EN LA SIGUIENTE ITERACION
140 X = Y - (E/F)
145 REM RELACION RELATIVA
150 L = ABS((Y - X)/X)
160 PRINT USING "      ####          ##.###   ##.###   ";J,L,X
170 IF L<.001 THEN 210
180 Y = X
190 NEXT J
200 PRINT "NO CONVERGE": GOTO 220
210 PRINT "-----"
215 PRINT "          TIRANTE NORMAL="; X
220 END

```

CODIFICACION: "TIRANTE CRITICO".

```

2 PRINT " CALCULO DEL TIRANTE CRITICO"
5 PI=3.1416
7 REM DATOS
10 INPUT " Q=",Q
15 INPUT " K1=",T,INPUT " K2=",U,INPUT " Plant=",B
18 INPUT " Diam=",D,INPUT "Iters=",I,INPUT " T.i.=",Y
19 PRINT
20 PRINT "-----"
21 PRINT " ITERA- APROXIMACION VALOR DEL "
22 PRINT " CION. RELATIVA. TIRANTE. "
23 PRINT "-----"
30 FOR J= 1 TO I
40 IF D > 0 THEN G5
45 REM SECCION TRAPEZIAL, RECTANGULAR Y TRIANGULAR.
47 REM AREA
50 A = ((Y^2)*((T+U)/2)) + (B*Y)
55 REM dA/dY
60 C = B + (Y*(T+U)
62 REM d2A/dY2
65 F = T+U
67 GOTO 140
68 REM SECCION CIRCULAR
69 REM ANGULO θ, EN RAD
70 NG = ((2*Y)/D) - 1
75 INVC = ATN ((SQR(1-(NG^2)))/NG) : IF INVC > 0 THEN
GOTO 72
77 INVC = INVC + PI
80 G = (2*PI) - (2*INVC)
85 REM AREA
90 A = (D^2/8) * (G-(SIN(G)))
95 REM dθ/dY
97 CONST = SQR (1-(NG^2))
100 M = (4/D) * (1/CONST)
105 REM dA/dY
110 C = (D^2/8) * M * (1-(COS(G)))
115 REM d2θ/dY2
120 E = (8/D^2) * (((1-(NG^2))^(1.5))*(NG))
125 REM d2A/dY2
130 F = W * ((E) -((-(SIN(G))*M^2) + (E*(COS(G))))
135 REM f(Y)

```

```

140 O = (A^2) - ((Q^2)/P, S1)*C)
145 REM f'(Y)
150 F = (S*(A^2)*C) - ((Q^2)/P, S1)*F)
155 REM TIRANTE EN LA SIGUIENTE ITERACION
160 X = Y - (O/P)
165 REM RELACION RELATIVA
170 R = ABS((Y - X)/X)
180 PRINT USING "   ###      ##.###   ##.###   ";J,L,X
190 IF R<.001 THEN 210
200 Y = X
210 NEXT J
220 PRINT "NO CONVERGE"; GOTO 240
225 PRINT "-----"
230 PRINT "          TIRANTE CRITICO="; X
240 END

```

CAPITULO IV DRENAJE TRANSVERSAL

INTRODUCCION.

Las estructuras de drenaje en caminos, proporcionan los medios para recoger, conducir y evacuar el agua superficial que se precipita sobre éstos en zonas adyacentes, o que fluya en corrientes naturales que los cruzan o bordean; en la fig. (4.1.a), se muestra el drenaje en una carretera, y en la fig. (4.1.b) se observan los elementos que integran su sección transversal.

En un aeropuerto, el funcionamiento de una pista de aterrizaje y despegue, es adecuado, si el control y desfogue de las aguas superficiales se realizan sin suspender el servicio a las aeronaves; esto es, deben desalojarse los escurrimientos superficiales producidos por la lluvia, fuera del área del aeropuerto, a través del bombeo o pendiente transversal hacia los lados del pavimento y los canales de intercepción localizados a los lados de las pistas, evitando encharcamientos y la posible inundación de las mismas. Las filtraciones de la precipitación y el agua del subsuelo que producen daños a la base y sub - base del pavimento, se controlan por medio de drenes subterráneos.

IV.1 DRENAJE TRANSVERSAL.

Las obras de cruce, que son llamados también de drenaje transversal, tienen por objeto dar paso al agua que, por no tener otra forma de eliminarse, cruzan de un lado a otro del camino. Los principales cruces de agua lo constituyen las alcantarillas y los puentes, se reserva el primer nombre para las estructuras -

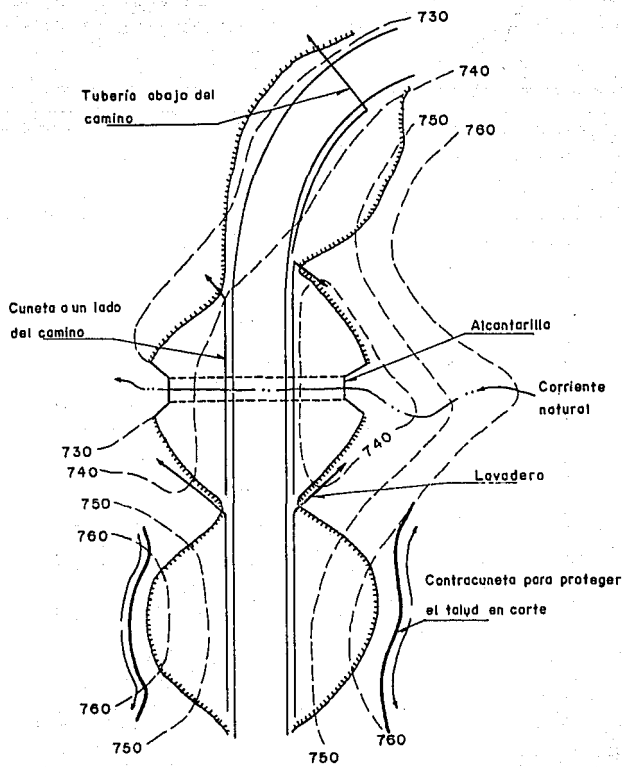
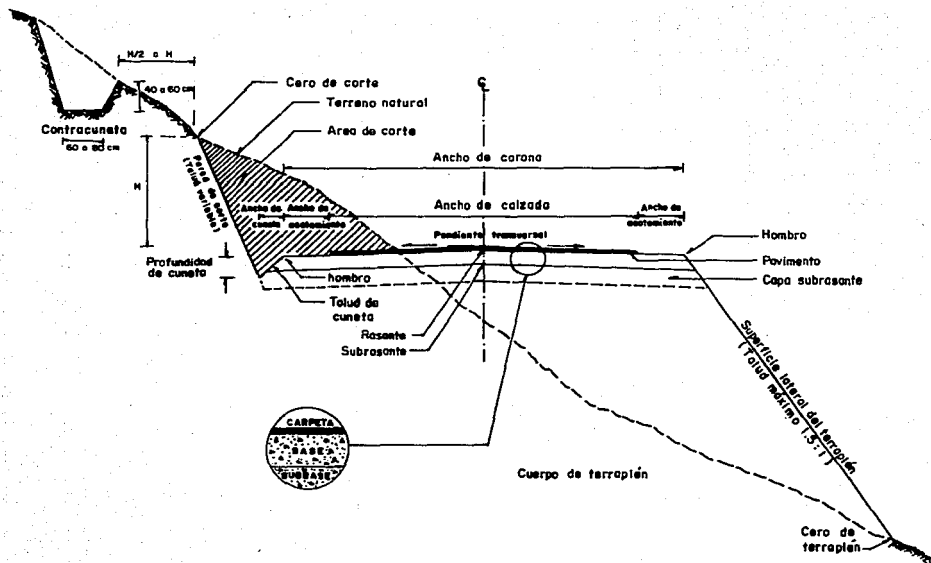


Fig. 4.1.a Planta de drenaje en un carretero.



4.1.b Sección transversal típica mixta (corte y terraplén).

de claro menor de 6m y el nombre del puente para claros mayores de 6m.

IV.1.1 ALCANTARILLAS.

Las alcantarillas son conductos que dan paso a aguas de lluvia a través de un terraplén, provenientes de cauces naturales, cunetas o contracunetas muy largas que necesitan una obra de alivio.

Las alcantarillas se construyen con materiales rígidos como mampostería o concreto y materiales flexibles a base de lámina corrugada; la elección del tipo de alcantarilla depende del suelo y de las dimensiones de la estructura.

De acuerdo a su forma y material de fabricación, se clasifican en:

1) De tubo. Estas alcantarillas son construidas con tubos prefabricados, pueden ser de concreto o lámina corrugada, la ventaja que presentan es la rapidez en su construcción, siendo necesario disponer de un colchón mínimo de 60 cm y una buena preparación de la plantilla donde se va a desplantar.

2) De cajón. Son construidos con concreto reforzado de sección rectangular. Este tipo, se utiliza en suelos de poca resistencia, ya que la carga se trasmite uniformemente y para claros de 0.6 a 1.5 mt.

3) De bóveda. Son estructuras en las cuales un arco de mampostería o concreto armado, recibe la carga del camino y pueden ser sencillas o múltiples, la ventaja en este tipo de alcantarillas es su estabilidad.

4) De losa. Es empleada para claros de 1.5 m a 6.0 m, se

construye sobre estribos de mampostería o de concreto. Su empleo es común cuando no es posible usar una batería de tubos debido a la magnitud del gasto por drenar.

IV.1.1.a LOCALIZACIÓN.

Las alcantarillas se localizan tomando en cuenta que es un paso obligado de una corriente, en su instalación intervienen el alineamiento y la pendiente del conducto con respecto al camino y a la corriente.

La localización de una alcantarilla consiste en que la corriente debe seguir el alineamiento en línea recta del cauce natural, cualquier cambio brusco de dirección ocasiona el retardo de la corriente y obliga a emplear un conducto de mayor sección. La entrada y salida en línea recta se puede lograr cambiando la dirección del cauce, fig. (4.2.a) para que el eje de la alcantarilla sea normal al camino o alineandola oblicuamente con respecto al eje del camino fig. (4.2.b), siendo más larga y los muros de iniciales y los finales necesitarán una construcción más completa, - siendo preferible por trastornar menos el régimen hidráulico y tener más seguridad en su funcionamiento.

Cuando la oblicuidad de una corriente sea menor de 5 grados, se recomienda hacer la alcantarilla normal al camino suprimiendo ésta, rectificando el cauce y el costo del cambio del cauce puede ser compensado por la economía del acortamiento.

En terreno plano donde se presentan meandros, es conveniente rectificar o encausar las corrientes en una alcantarilla que no siga el curso de la corriente fig. (4.3), localizando la entrada y salida en puntos del cauce antiguo. En ocasiones el cauce se loca

liza paralelo al camino del lado de aguas arriba fig.(4.4) por lo que debe evitarse, encausando la corriente a una alcantarilla para evitar deslizamientos del terraplén.

Se recomienda que la pendiente de la alcantarilla sea la del cauce natural o aquella que no ocasione sedimentación ni velocidad excesiva, para evitar la erosión. Las velocidades de más de 3 m/s causan erosión en la estructura aguas abajo y al conducto mismo; a fin de evitar sedimentación, se aconseja una pendiente mínima de 0.5 % .

Normalmente se hace coincidir la pendiente del fondo del cauce con el de la alcantarilla fig.(4.5); la desviación de este principio, se presenta en los siguientes casos:

1) En zonas relativamente suaves y niveladas donde se presenta sedimentación; la alcantarilla se coloca unos centímetros más alta, pero conservando la misma pendiente fig. (4.6).

2) Cuando la altura del terraplén es limitada y la alcantarilla se coloca más baja que el fondo del cauce reduciendo el área hidráulica; debe utilizarse una estructura ancha y de poca altura fig. (4.7), el relleno mínimo es de 0.5 la altura de la alcantarilla pero no menor de 60 cm.

3) En terrenos altos, donde se puede admitirse remanso, la alcantarilla se coloca en un nivel alto, reduciendo su longitud; para evitar la socavación, el terraplén debe de revestirse aguas abajo fig. (4.8).

4) En pendientes fuertes, donde no es necesario dar a la alcantarilla la pendiente del terreno natural fig. (4.9). La longitud de las alcantarillas depende del ancho de la corona del camino, altura del terraplén, taludes, pendientes y oblicuidad de la entrada y salida de la misma.

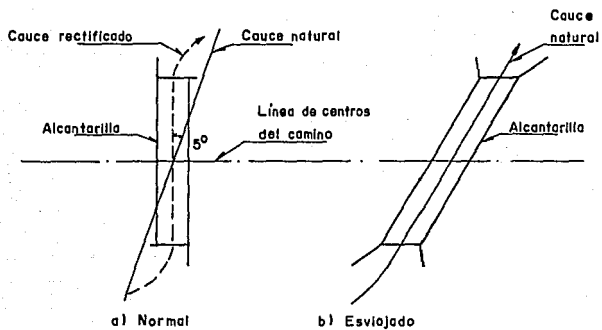


Fig. 4.2

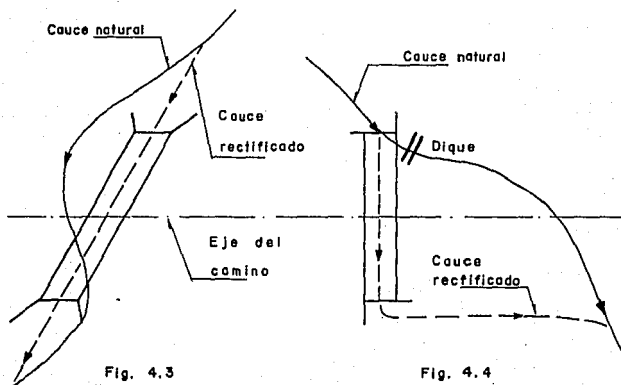


Fig. 4.3

Fig. 4.4

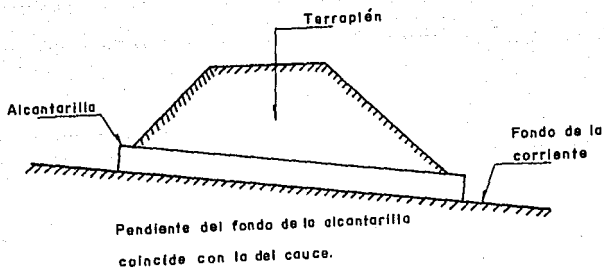
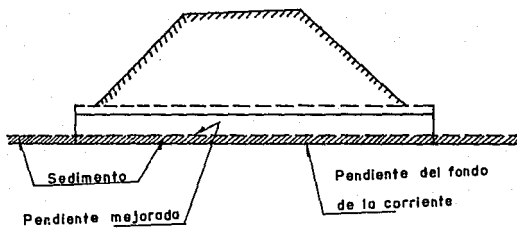


Fig. 4.5



Previéndose contra la sedimentación.

Fig. 4.6

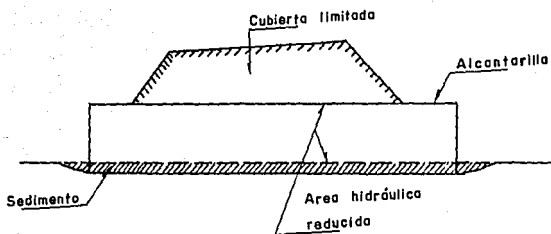


Fig. 4.7

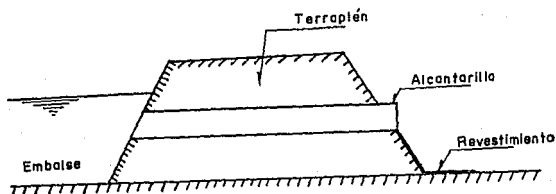


Fig. 4.8

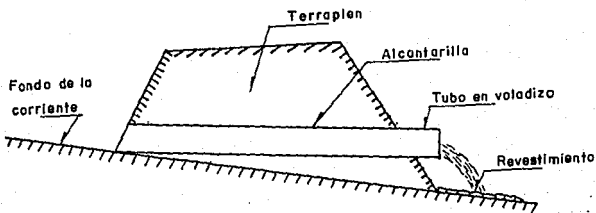


Fig. 4.9

El mejor método para determinar la longitud requerida es realizando un levantamiento topográfico del perfil de la sección transversal del terraplén y del perfil del cauce. Sobre este perfil se acomoda la línea que indica la plantilla de la alcantarilla.

IV.1.b. FORMAS DE ENTRADA Y SALIDA.

Las paredes de entrada en una alcantarilla dirigen el flujo hacia ésta, mientras que las finales proporcionan una transición de la alcantarilla al cauce natural, además de evitar la erosión en el terraplén.

Para retener los empujes del terraplén en la entrada y salida de la alcantarilla, es necesario construir muros de cabeza en donde los materiales empleados son generalmente de concreto reforzado o mampostería; estos muros pueden ser rectos y son empleados en alcantarillas pequeñas fig. (4.10.a), en terrenos planos y cuando el cauce natural es normal al eje del camino.

Las paredes iniciales del tipo "L", fig. (4.10.b) son necesarios cuando se requiere de un cambio brusco en la dirección de la corriente. Para grandes escurrimientos, es preferible el alero, fig. (4.10.c y d), que garantiza la estabilidad del terraplén.

En la fig. (4.11), se muestra la entrada recomendada para una alcantarilla de cajón. La entrada de la fig. (4.12), reduce la posibilidad de trabajar a tubo lleno; con las entradas de la fig. (4.13) se logra un llenado de la tubería. De modelos, se ha determinado que para pendientes de 4 y 8 por ciento los coeficientes de pérdidas promedio, para la fig. (4.13.a) es de 0.57 y pa-

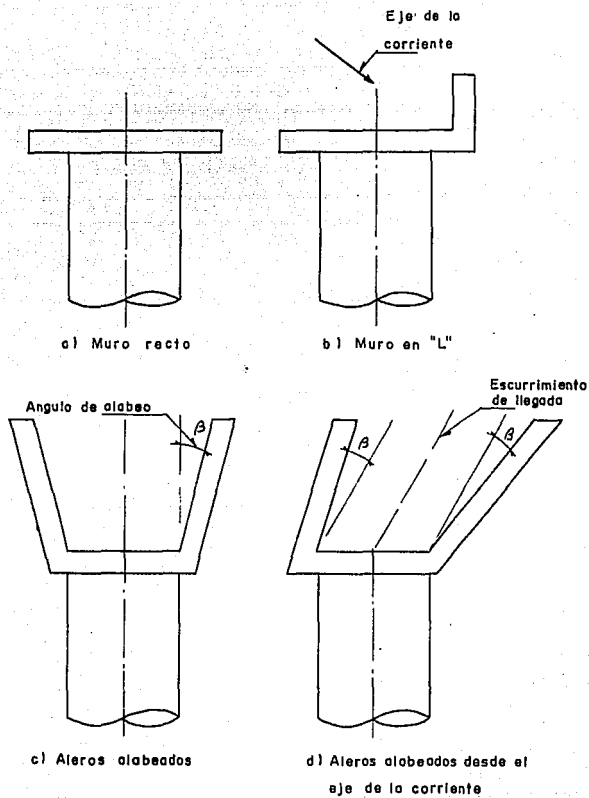
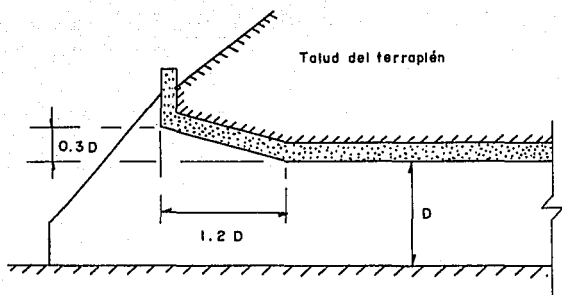
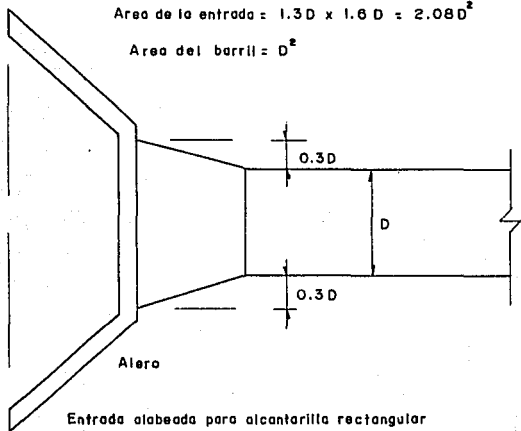


Fig. 4.10



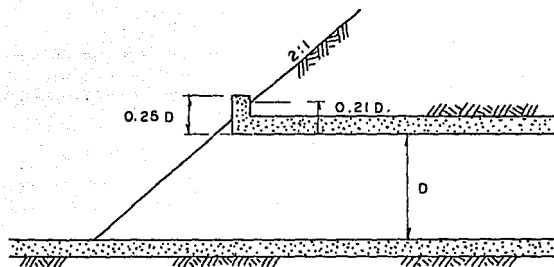
$$\text{Area de la entrada} = 1.3D \times 1.6D = 2.08D^2$$

$$\text{Area del barril} = D^2$$



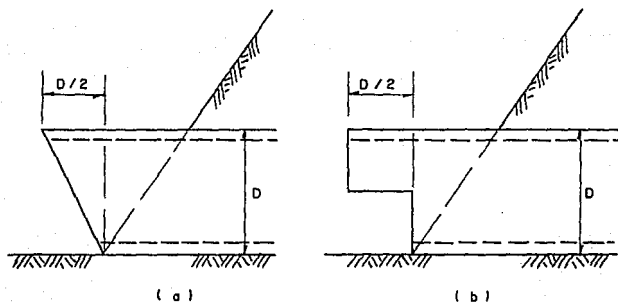
Entrada alabeada para alcantarilla rectangular

Fig. 4.11



Entrada con perfil de pendiente igual o la del toled del terraplén

Fig. 4.12



Tipos de entrada o alcantarillas

Fig. 4.13

ra la fig. (4.13.b) es de 0.67 .

La entrada de caída fig. (4.14), se puede utilizar donde existe poco espesor disponible en el terraplén, el coeficiente de pérdidas varia de 1.5 para codo cuadrado, hasta 0.45 para codo circular con radio "r" igual al diámetro "D".

Para velocidades moderadas, se puede construir a la salida aleros para mejorar la transición de la alcantarilla con el cauce natural, el ángulo " β " de transición, de acuerdo con la fig. (4.10.c y d) para escurrimiento supercrítico, según Izzard, debe ser aproximado a:

$$\tan \beta = \frac{1}{2 F} = \frac{\sqrt{g Y_m}}{2 V} \quad \text{--- (4.1)}$$

donde:

F Número de Froude, ec. (3.23), adimensional.

Y_m Tirante medio, ec. (3.2), en m.

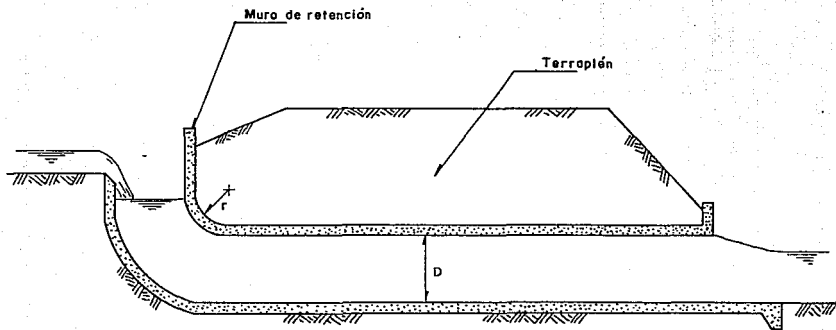
V Velocidad media, en m/s^2 .

g Aceleración de la gravedad, en m/s .

para escurrimiento subcrítico, se utilizan ángulos mayores.

Las corrientes frecuentemente arrastran arbustos y ocasionalmente ramas u otros objetos de gran tamaño, existiendo la posibilidad de que se obstruya la entrada a la alcantarilla, ocasionando la elevación en el nivel de aguas hasta que el camino es inundado, una solución a este problema es la instalación de rejillas aguas arriba a base de alambre, madera, rieles de acero u otros objetos para retener.

IV.1.1.c FLUJO A TRAVES DE ALCANTARILLAS.



Alcantarilla con caída para terraplén bajo

Fig. 4.14

El funcionamiento de las alcantarillas puede ser como un conducto a presión o a superficie libre. El flujo lleno se presenta cuando la salida está sumergida o cuando la carga en la entrada es alta y el tramo largo con la salida no sumergida, ver fig. (4.17). La alcantarilla restringe al cauce natural y forma un embalse aguas arriba de la estructura; considerando esto, se han realizado investigaciones de laboratorio, determinándose que la entrada de una alcantarilla no estará sumergida si la altura entre la plantilla de la entrada y el nivel de aguas arriba es menor a un valor crítico " H^* ", mientras la salida no esté sumergida. El valor de " H^* " varía de 1.2 a 1.5 veces la altura o diámetro de la alcantarilla, utilizándose el valor superior para un análisis preliminar.

Se considera una alcantarilla hidráulicamente corta si no se llena, debido a que no es suficientemente larga para que el tirante se incremente por la reducción de la velocidad y llegue hasta la clave del conducto, en caso contrario es larga.

Para determinar si una alcantarilla es corta o larga, se debe considerar su longitud, pendiente, tamaño, geometría a la entrada, nivel de aguas arriba, condiciones a la entrada y salida, etc. Las gráficas de las fig. (4.15) y (4.16), permiten definir un criterio para analizar si la alcantarilla es hidráulicamente corta o larga, considerando " D " (diámetro), " L " (longitud) y " r " (redondeamiento de aristas), en la fig. (4.15), " n " es el factor de rugosidad de Manning, adimensional, " H^* " en mt y " R_h ", radio hidráulico, en mt.

Prácticamente, el flujo en alcantarillas se clasifica en seis tipos, de acuerdo con la fig. (4.17), la explicación se puede dar de la siguiente manera:

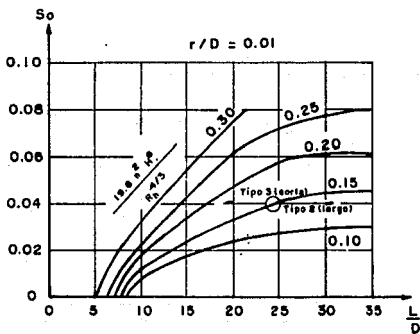
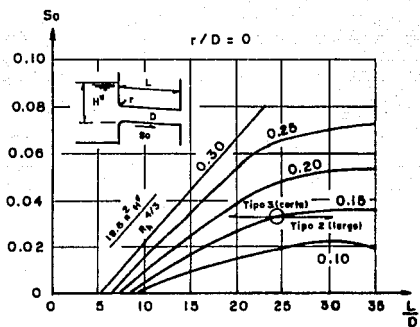


Fig. 4.15 Criterio para definir si una alcantarilla es hidráulicamente corta o larga.

Barril construido de metal corrugado.

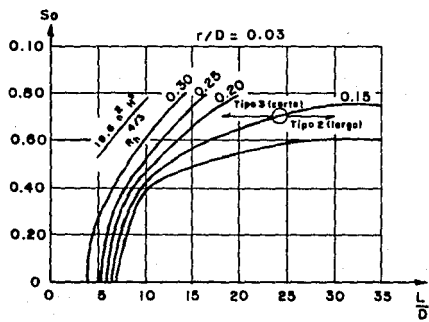
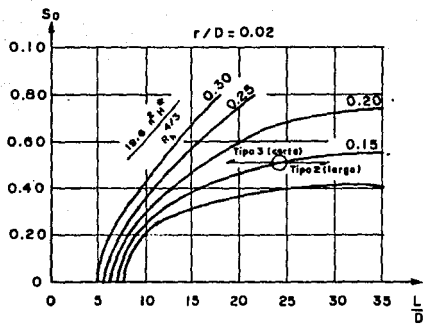


Fig. 4.15 (Continuación)

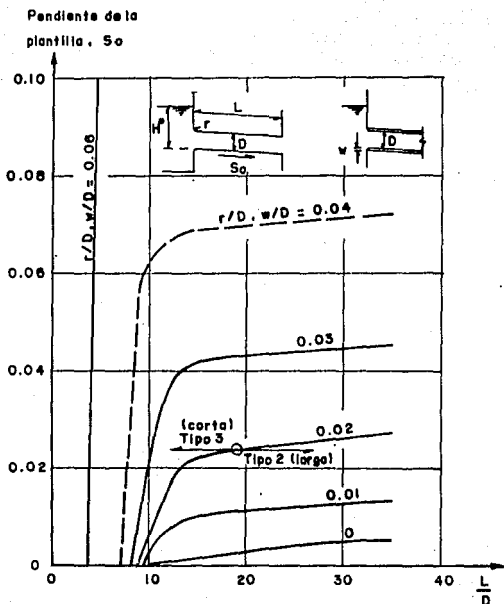


Fig. 4.16 Curvas para definir si una alcantarilla es hidráulicamente larga o corta. Alcantarillas de concreto con bordes a la entrada tanto redondeados como afilados, con o sin muro de cabeza y/o deros para encauzar.

Tipo de flujo
 1) Salida sumergida
 $H > D$
 $Y_f > D$
 Flujo lleno

2) Salida no sumergida
 $H > H^*$
 $Y_f < D$
 Flujo lleno

3) Salida no sumergida
 $H > H^*$
 $Y_f < D$
 Flujo parcialmente lleno

4) Salida no sumergida
 $H < H^*$
 $Y_f > Y_c$
 Flujo subcrítico

5) Salida no sumergida
 $H < H^*$
 $Y_f < Y_c$
 Flujo subcrítico
 Control a la salida

6) Salida no sumergida
 $H < H^*$
 $Y_f < Y_c$
 Flujo supercrítico
 Control a la entrada

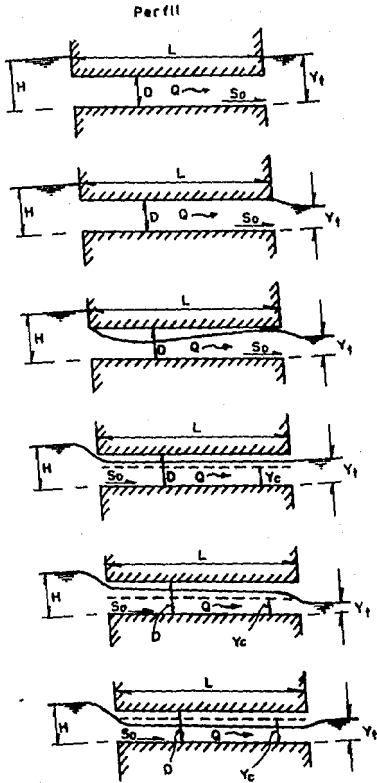


Fig. 4.17 Tipos de flujo en alcantarillas.

A. Salida sumergida	Tipo 1
B. Salida no sumergida	
1. Carga a la entrada mayor que " H^* "	
a) Alcantarilla hidráulicamente larga	Tipo 2
b) Alcantarilla hidráulicamente corta	Tipo 3
2. Carga a la entrada menor que " H^* "	
a) Carga a la salida por arriba del tirante crítico.	Tipo 4
b) Carga a la salida por debajo del tirante crítico.	
i) Pendiente subcrítica	Tipo 5
ii) Pendiente supercrítica	Tipo 6

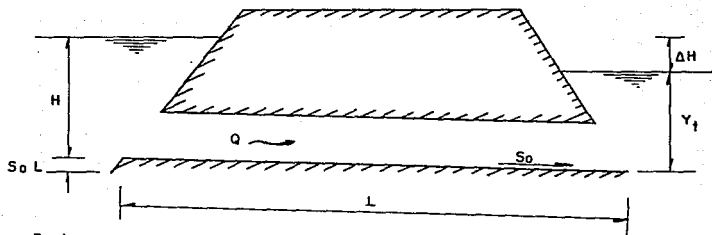
A continuación se explican los tipos de flujo descritos:

FLUJO TIPO 1. Se presenta cuando la salida está sumergida, esto ocurre en terrenos planos, o en casos en que el agua a la salida no circule con la suficiente rapidez, la alcantarilla trabajará a presión, debido a que la pendiente es pequeña. La relación carga-gasto, para condiciones estables se determinan a partir de las ecuaciones de energía y continuidad, ver fig. (4.18); por lo tanto, se tiene:

$$S_o L + H = Y_t + \frac{v^2}{2g} + h_l + h_f \quad \text{--- (4. 2)}$$

sustituyendo la ecuación de continuidad,

$$H = Y_t + \frac{q^2}{2gA^2} + h_l + h_f - S_o L \quad \text{--- (4. 3)}$$



Donde:

H altura del nivel aguas arriba, a partir del punto más bajo en la sección de entrada, en m

Y_t altura del nivel aguas abajo, respecto al punto más bajo de la sección de salida, en m

Q gasto en la alcantarilla, en m^3/s

L longitud de la alcantarilla, en m

S_0 pendiente de la alcantarilla, en milésimas

Fig. 4.18 Análisis de flujo a través de alcantarillas.

donde:

- H Altura del nivel aguas arriba, a partir del punto más bajo de la sección de entrada, en m.
- Yt Altura del nivel aguas abajo respecto al punto más bajo de la sección de salida, en m.
- Q Gasto en la alcantarilla, en m³ / seg.
- A Area de la sección transversal del conducto, en m² .
- g Aceleración de la gravedad, en m² / seg .
- L Longitud de la alcantarilla, en m.
- So Pendiente de la alcantarilla, en milésimas
- hl Pérdida de energía a la entrada, en m, ec. (3.30)
- hr Pérdida por fricción, en m, ec. (3.28)

El gasto depende de la diferencia de niveles entre la superficie libre aguas arriba y aguas abajo. De esta forma, se tiene lo siguiente:

$$\Delta H = H + SoL - Yt + \frac{Q^2}{2gA^2} + hl + hr \quad \text{--- (4. 4)}$$

FLUJO TIPO 2. Cuando la alcantarilla es hidráulicamente larga y la salida no está sumergida, se presenta este tipo de flujo. Para definir si la alcantarilla es hidráulicamente larga o corta se utilizan las figs. (4.15) y (4.16).

El valor de la carga hidráulica aguas arriba "H", se determina aplicando las ecuaciones de energía y continuidad (ver procedimiento en Flujo Tipo 1), considerando el nivel de aguas abajo "Yt" como el tirante normal de la alcantarilla.

FLUJO TIPO 3. La pendiente geométrica y las pérdidas por fricción tienen poca importancia en este flujo; más bien, el gasto depende del nivel de la sección de entrada y el grado de redondeamiento de sus aristas. Se presenta cuando la alcantarilla hidráulicamente corta y su comportamiento es la de una compuerta al producir una contracción del flujo a la entrada a partir de valores $H/D > 1.2$.

Para alcantarillas rectangulares, $H/D > 1.2$, el gasto puede calcularse con la siguiente fórmula de orificios:

$$Q = C_h B D \sqrt{2g (H - C_h D)} \quad \text{--- (4.5)}$$

donde:

C_h Coeficiente de contracción, en promedio:

$C_h = 0.8$ para bordes redondeados.

$C_h = 0.6$ para bordes afilados.

D Altura de la alcantarilla, en m.

B Ancho de la alcantarilla, en m.

H Carga a la entrada, en m.

La fig. (4.19), muestra la solución gráfica de la ec. (4.5).

Para alcantarillas circulares, el gasto se valua con la siguiente ecuación:

$$Q = C_c C_v \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2g (H - D/2)} \quad \text{--- (4.6)}$$

donde:

C_c coeficiente de contracción, en promedio:

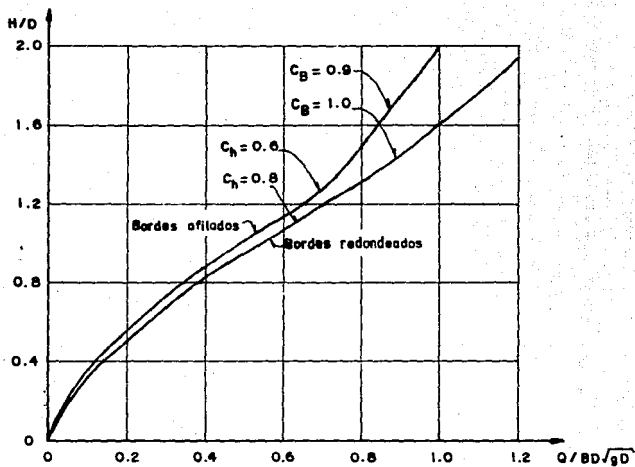


Fig. 4.19 Características de la descarga en alcantarillas cortas de cajón.
Flujo controlado por las condiciones a la entrada.

$C_c = 0.61$ para bordes afilados.

$C_c = 0.50$ para borde saliente y afilado.

C_v coeficiente de velocidad, se calcula con la siguiente expresión:

$$C_v = 1 - \frac{1}{128 (H/D - 1/2)^2} \quad \text{--- (4.7)}$$

La fig. (4.20), muestra la solución gráfica de la ec. (4. 6) para aristas en ángulo recto y redondeadas.

FLUJO TIPO 4. Se presenta cuando $Y_c < Y_t < D$, y el flujo que se presenta es subcrítico, donde Y_c se calcula con la ec. (3.21) y para determinar el régimen del flujo, se compara S_c (pendiente crítica) con S_o (pendiente de la alcantarilla).

El tirante Y_t controla las condiciones del flujo, siendo la longitud de la alcantarilla generalmente corta, la ecuación de la energía entre las secciones de entrada y salida, queda definida de la siguiente forma:

$$Y_e + \frac{Q^2}{2g A_e^2} + S_o L = Y_t + \frac{Q^2}{2g A_t^2} + \left(\frac{V_m n}{R_{hm}} \right)^2 L \quad \text{--- (4. 8)}$$

donde:

Q, g, S_o, L, Y_t Mencionados con anterioridad.

A_e Area hidráulica en la sección de entrada, en m^2 .

A_t Area hidráulica en la sección de salida, en m^2 .

V_m Velocidad promedio de las secciones de entrada y salida, en m.

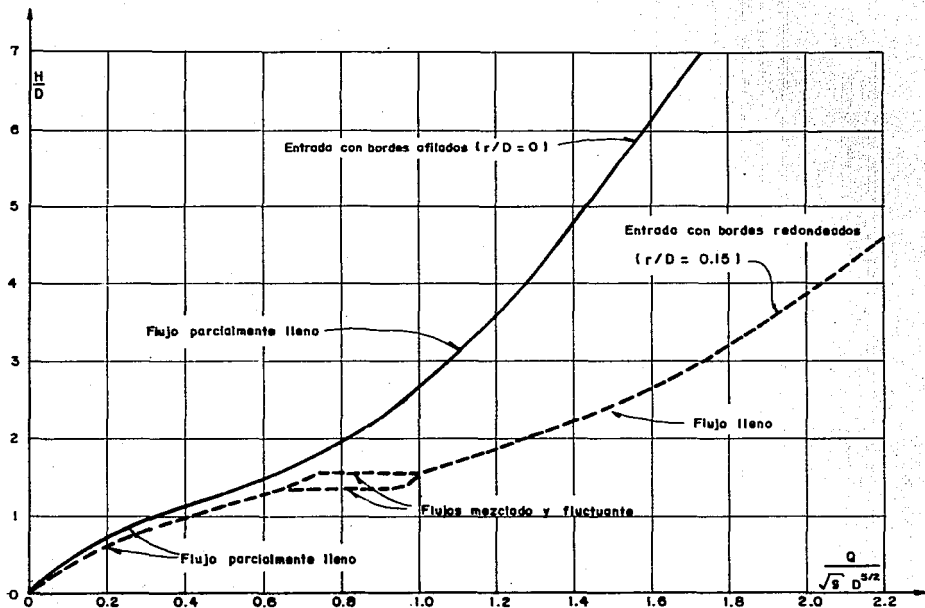


Fig. 4.20 Relación H-Q en alcantarillas cortes circulares. Flujo controlado por las condiciones en la entrada.

n Factor de rugosidad de Manning, adimensional, tabla (3. 1) .

R_{hm} Radio hidráulico promedio de las secciones de entrada y salida, en m.

Ye Tirante en la sección de entrada, en m.

Se debe satisfacer la ecuación de continuidad:

$$V_e A_e = V_i A_i \quad \text{--- (4. 9)}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (4. 8) y (4. 9), se obtienen las condiciones de entrada y después al aplicar la ecuación de la energía sobre el nivel de aguas detrás de la alcantarilla y la sección de entrada, se tiene:

$$H = Y_e + (1 + k_e) \frac{Q^2}{2g A_e^2} \quad \text{--- (4.10)}$$

Siendo "k_e" el coeficiente de pérdida por entrada; ver sub-capítulo (III.2) en las ecuaciones anteriores, se conoce el gasto y con éste se calcula H, el cual debe ser menor que H .

FLUJO TIPO 5. Se presenta un flujo subcrítico, la sección de control se localiza cerca de la sección final del conducto. El procedimiento de cálculo es idéntico al flujo 4, utilizándose a la salida el tirante crítico.

FLUJO TIPO 6. El flujo es supercrítico, esto es, S₀ > S_c, la alcantarilla funciona como vertedero de cresta ancha, siendo - "H" su carga.

La sección de control se presenta a la entrada de la alcantarilla, siendo el tirante crítico "Yc" mayor que el tirante normal, el análisis para determinar las condiciones aguas arriba es análogo al flujo tipo 4.

Para alcantarillas circulares, se tiene la siguiente ecuación de gasto:

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g (H - Y_c)} \quad \text{--- (4.11)}$$

donde:

C_d coeficiente de descarga, varía de 0.39 - 0.98, dependiendo del tipo de bordes.

Para alcantarillas de cajón y la relación H/D < 1.2, el gasto se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} C_b B H \sqrt{\frac{2}{3} g H} \quad \text{--- (4.12)}$$

donde:

C_b Coeficiente de contracción lateral, en promedio:

C_b = 0.9 Para bordes verticales.

C_b = 1.0 Para bordes redondeados, cuando el radio es > 0.1 B

B Ancho de la alcantarilla, en m.

H Carga en la sección de entrada, en m.

g Aceleración de la gravedad, en m/seg².

En la fig (4.19), se muestra la solución de la ec. (4.13).

IV.1.1.d PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS.

Para efectuar el estudio el drenaje transversal, es necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos:

1) Información hidrológica disponible en la zona donde se localiza el cruce.

2) Planos topográficos del área de drenaje para determinar las características de la cuenca del cauce que cruzará el camino.

3) Con la información descrita en los puntos 1 y 2, se obtiene el gasto de diseño para la obra de cruce; seleccionando la relación precipitación - escurrimiento, según la información disponible y las recomendaciones de cada método.

4) Contar con el perfil del fondo del cauce y secciones transversales en la zona de cruce, así como el perfil del terraplén que se va a cruzar; lográndose así la selección del tipo de obra, pendiente y alineamiento.

5) Con el gasto de diseño se calcula la forma y dimensiones necesarias que debe tener la obra de cruce, para determinar el área hidráulica necesaria que permita el paso del gasto máximo, se pueden utilizar los siguientes procedimientos:

a) METODO DE COMPARACION, su aplicación requiere la investigación del tamaño, forma y condición de las obras aguas arriba y aguas abajo del drenaje en un camino localizado en una zona cercana y semejante a la analizada; cuando se tienen como datos los niveles máximos de las crecientes o cuando se pueda obtener información del lugar relativa al nivel más alto ocurrido en un periodo no menor de 10 años, en los dos casos, se puede determinar por comparación la sección transversal de la obra de cruce.

b) USO DE FORMULAS EMPIRICAS para calcular directamente el

área hidráulica necesaria de la obra de cruce, se aplica cuando - no se cuenta con datos hidrológicos y consecuentemente no se puede aplicar el método de comparación, la fórmula que más se utiliza en este caso, es la de Talbot.

c) TENIENDO COMO DATO EL GASTO DE DISEÑO, se utiliza otra fórmula para determinar la sección adecuada que permita descargar dicho gasto:

c.1) UTILIZANDO LA FORMULA DE KING propuesta por el manual de hidráulica de King (ref. 5), considerando secciones circulares con escurrimiento parcialmente lleno, que es deducida a partir de la ecuación de Manning, ec. (3.13), y despejando el diámetro, se tiene la fórmula de King :

$$d = \left(\frac{Q n}{k' S} \right)^{3/8} \quad \text{--- (4.13)}$$

donde:

- d Diámetro de la alcantarilla, en m.
- Q Gasto de diseño, en m³/seg.
- n Coeficiente de rugosidad, tabla 3.1 .
- S Pendiente de la alcantarilla, en por ciento.
- k' Factor de gasto, tabla 4.1, se obtiene eligiendo un porcentaje de llenado, en la columna de la relación D/d y , se interpola en la tabla; siendo:
- D Tirante del agua, en m, que esta considerado en el porcentaje de llenado de la alcantarilla.

La ec (4.13), proporciona el diámetro requerido para el gasto de diseño considerado, este diámetro se aproxima a uno comercial; este procedimiento es adecuado para calcular el diámetro

D = profundidad del agua , d = diámetro del conducto

D / d	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0		0.000047	0.00021	0.00050	0.00093	0.00149	0.00221	0.00306	0.00406	0.00521
0.1	0.00651	0.0079	0.00955	0.0112	0.0131	0.0151	0.0173	0.0196	0.0220	0.0246
0.2	0.0273	0.0301	0.0331	0.0361	0.0393	0.0426	0.0461	0.0496	0.0533	0.0571
0.3	0.0610	0.0650	0.0691	0.0733	0.0776	0.0819	0.0864	0.0910	0.0955	0.1003
0.4	0.1050	0.1099	0.1147	0.1197	0.1247	0.1298	0.1349	0.1401	0.1453	0.1506
0.5	0.156	0.161	0.166	0.171	0.177	0.182	1.168	0.193	0.198	0.204
0.6	0.209	0.214	0.220	0.225	0.231	0.235	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	0.305	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	0.335	0.335	0.335	0.334	0.332	0.329	0.325
1.0	0.311									

Tabla 4.1 Valores de K' para canales circulares.

de alcantarillas, considerando un porcentaje de llenado.

c.2) CONSIDERAR LAS INVESTIGACIONES DE LABORATORIO, expuestas en 4.1.1.c., para diseñar la alcantarilla se supone un diámetro, a partir del cual se calcula el tirante a la entrada para verificar si sobrepasa la altura del terraplén; si es así, obligará a cambiar la sección del conducto. Se debe definir si la alcantarilla es hidráulicamente corta o larga con las figs. (4.15) y (4.16), analizando que tipo de flujo se presentará y utilizando las figuras o fórmulas correspondientes, para calcular la carga a la entrada, además de clasificar el tipo de régimen.

Con la carga a la entrada, se calcula el tirante a la salida de la alcantarilla, aplicando la ecuación de la energía entre estas secciones; para determinar el tirante a la salida, se calcula por medio de iteraciones en la ecuación de la energía planteada; con este se calculará la velocidad a la salida y se determinará la necesidad de colocar alguna estructura que evite o aminore la socavación a la salida.

c.3) OTRA ALTERNATIVA es calcular el perfil que se presenta en la alcantarilla, teniendo en cuenta las consideraciones del subcapítulo III.3; utilizando el corte del perfil medio del fondo del cauce, con las secciones transversales de éste, aguas arriba y abajo de la estructura de drenaje, se calcula el tirante normal correspondiente al gasto de diseño, empleando el criterio de sección - pendiente y así definir las condiciones hidráulicas en la entrada y salida respectivamente.

I.V.1.1.e DISIPACION DE ENERGIA EN ALCANTARILLAS.

Las alcantarillas con pendiente pronunciada siempre descargan a velocidades altas (mayor de 5.5 m/seg) y pueden provocar problemas de erosión, por lo que es necesario disipar la energía excesiva del escurrimiento a la salida de estas estructuras, pudiendo ser con un tanque de amortiguación o utilizar un tramo de tubo más largo y de mayor diámetro, para dar protección al terraplén y alejar la salida del flujo.

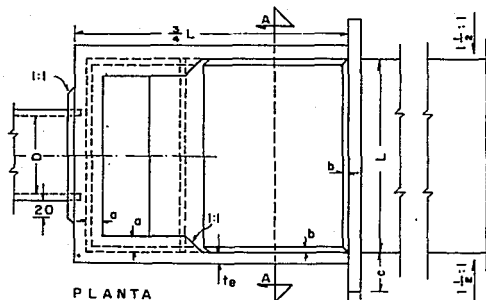
Un dispositivo para lograr la disipación de energía, es construir una estructura amortizadora del tipo impacto como el mostrado en la fig. (4.21), que se ha probado para velocidades de 9 m/s y gastos inferiores a 12 m /seg.

La disipación se obtiene haciendo chocar el flujo de llegada con un deflector vertical suspendido de las paredes del tanque, y por los remolinos que se forman por el cambio de dirección después de impactarse con el amortiguador.

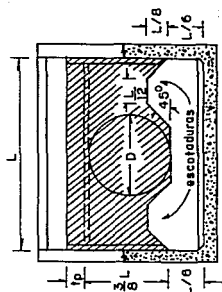
El mejor amortiguamiento se obtiene cuando el tirante de descarga se aproxima, pero no excede, de un nivel a la mitad de la altura del deflector y su borde inferior debe colocarse al nivel del fondo del conducto.

En la tabla 4.2, se indican las dimensiones para varios gastos y la fig. (4.22) relaciona el gasto con el ancho del tanque. Se protegerán con enrocamiento el fondo y los taludes adyacentes a la estructura, para evitar la tendencia a la socavación del canal de descarga, otra alternativa es colocar aleros aguas abajo con un ángulo de 45° .

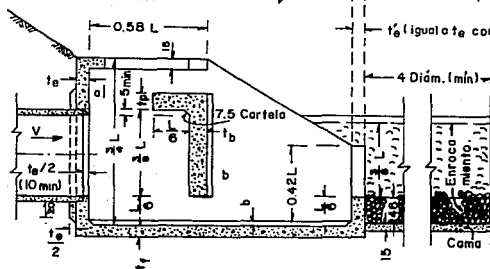
IV.1.2 PUENTES.



PLANTA



CORTE A-A



CORTE
LONGITUDINAL

D es el diámetro del tubo
Anotaciones en centímetros.

Fig. 4.21 Forma y dimensiones del
tanque de amortiguación.

Gasto (m ³ /s)	a (cm)	b (cm)	c (cm)	t _a (cm)	t _f (cm)	t _b (cm)	t _p (cm)
3	25	7.5	90	20	20	25	20
6	30	10	90	25	28	25	20
9	35	15	90	30	30	30	20
12	40	15	90	30	33	30	20

El espesor mínimo de los elementos será de 15 cm

Tabla 4.2

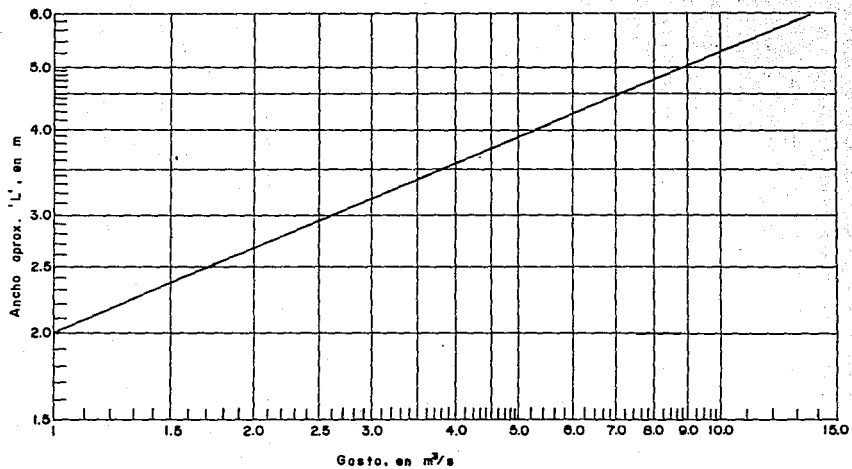


Fig. 4.22 Dimensionamiento hidráulico del estanque amortiguador.

Los puentes son estructuras de cruce que permiten el paso de una corriente o cualquier otro cuerpo de agua y presentan claros mayores de 6 m. Los requerimientos hidráulicos en los puentes son la localización y área hidráulica.

La localización del puente depende del trazo del camino, tipo de suelo donde se va a cimentar y en caso de tener varias opciones deben de preferirse desarrollos rectos de cruce, considerando la alternativa más económica, además de prever el comportamiento de divagación del cauce a través de fotografías aéreas de diferentes épocas del año, evitando al mínimo trabajos de encauzamiento.

El gasto de diseño se calcula considerando la información disponible en las estaciones hidrométricas más cercanas; si se cuenta con diferentes registros de gastos máximos anuales, el gasto se determina con algún método estadístico expuesto en II.2.3, para el período seleccionado según la importancia y valor de la estructura; otros métodos utilizados son los de campo (II.1), cuando se utilizan estos es necesario realizar los estudios en la sección del cruce y dos estaciones auxiliares aguas arriba y aguas abajo, a una distancia de 200 m a cada lado del eje, el gasto de diseño será el promedio de los escurrimientos en dichas secciones.

El gasto obtenido es utilizado para el cálculo de la socavación y la sobre-elevación producida por el puente y sus accesos carreteros asociados; la sobre-elevación del nivel natural del agua es reducida por el efecto de socavación general en el estrechamiento. Cuando las consecuencias del remanso son importantes, es aconsejable estimar la sobre-elevación, suponiendo que la socavación no se presenta; la teoría básica en

canales con estrechamiento, está definida en la ref. de Chow, se pueden utilizar diagramas y coeficientes basados en experimentos de laboratorio, contenidos en la misma referencia.

La ecuación que se emplea generalmente para el cálculo de la sobre-elevación en puentes, es la siguiente:

$$Se = \frac{V_2 - V_1}{2g} \quad \text{--- (4.14)}$$

donde:

- Se Sobre-elevación provocada por estrechamiento, en m.
- V₂ Velocidad bajo el puente, se calcula con la ec. (3.10), en m/s.
- V₁ Velocidad natural del cauce o de llegada, se calcula con la ec. (3.13) y utilizando el método de sección-pendiente, sección (II.1), en m/s.
- g Aceleración de la gravedad, en m/seg².

Para seleccionar la altura mínima de la superestructura del puente, se debe considerar el nivel de aguas máximas registrado en el lugar, verificando la credibilidad de la información; otra alternativa es derivar el nivel del agua del gasto de diseño calculado por un análisis de frecuencias, por medio de la fórmula de Manning o por la curva elevación-gasto. La altura libre entre el nivel de aguas máximas considerado y la parte más baja de la superestructura, debe permitir el paso de objetos en flotación llevados por la corriente, tránsito del río, en caso de ser navegable y considerar la sobre-elevación del tirante si es necesario.

El proyecto estructural del puente se realiza planteando las

alternativas de solución, tales como ancho, altura, niveles críticos de agua, profundidades de socavación, forma de pilas y tipo de cimentación, para seleccionar la más viable.

Cuando la estructura es importante o costosa, el estudio con un modelo hidráulico puede lograr economías considerables en el costo total del proyecto; visualizando los problemas de diseño, comportamiento de la distribución de socavación y tendencias, para proponer soluciones, que son ensayadas y analizar los resultados obtenidos. Se relaciona cualitativamente las variables que influyen en el comportamiento del río (ref.13), el gasto líquido de la corriente y gasto sólido del río que se relacionan, mediante la siguiente expresión:

$$Q_s \sim d \sim Q \ S \quad \text{--- (4.15)}$$

donde:

- Q_s Gasto del material sólido del fondo.
- Q Gasto líquido de la corriente.
- d Tamaño representativo del material arrastrado.
- S Pendiente del fondo del cauce.

Esta expresión representa el comportamiento dinámico del río y el equilibrio entre las variables; señalando cualitativamente las respuestas al alterar alguna o algunas de estas variables, otras relaciones útiles para predecir cambios en un cauce cuando se impone alguna condición, se representa en la tabla 4.3 .

IV.1.2.2 SOCAVACION.

La socavación es un problema de flujo de agua que se

Efectos impuestos	Cambios principales provocados	Fórmula gruesa para indicar sensibilidad al cambio
Reducción en el ancho (como por un estrechamiento)	Incremento en la profundidad por socavación	Profundidad $\propto 1/B^{3/4}$
Incremento en la pendiente (como por una reducción de longitud en el cauce)	Incremento en la velocidad Aumento considerable en el transporte de sedimentos por efecto de la erosión; incremento en el movimiento del cauce tanto aguas arriba como aguas abajo	Velocidad $\propto S^{1/2}$ Arrostre de fondo $\propto S^3$
Incremento en gasto dominante (como por la unión de diversos cauces)	Incremento en ancho, profundidad y erosión; reducción de la pendiente por degradación	Ancho $\propto Q^{1/2}$ Profundidad $\propto Q^{1/3}$ Pendiente $\propto 1/Q^{1/4}$
Reducción en carga de sedimentos (como por represa)	Reducción de la pendiente aguas abajo por degradación	Depende en gran medida de la naturaleza del lecho del río y del mg. material de arrastre
Incremento en carga de sedimentos (como por descuido en cambios del uso de la tierra)	Incremento en la pendiente por acumulación; incremento en la tendencia a desviarse, incremento en el ancho)	Pendiente \propto carga de sedimentos ^{1/3}

Los exponentes no deben tomarse como generalmente aplicables; están incluidos para dar una idea gruesa de la sensibilidad, y varian de acuerdo con el tipo de río y numerosos factores. B es el ancho del cauce, S la pendiente y Q el gasto formativo.

Tabla 4.3 Relaciones cuantitativas entre efectos impuestos y los cambios que éstos provocan en el régimen de un río.

presenta cuando una avenida provoca el descenso por erosión en el fondo del cauce, para determinarla se requiere: del gasto de diseño, tirante en la sección de estudio para ese gasto, perfil estratigráfico y características del material (diámetro medio o peso específico).

Los principales tipos de socavación en puentes son: socavación general, debida a un escurrimiento y la socavación local al pie de pilas o estribos, producida por la resistencia al flujo de estas obstrucciones. Los factores que más afectan la socavación son: Pendiente y variaciones del cauce, tipo del material del lecho, contracción o alineamiento del flujo, geometría y alineamiento de pilas.

A) SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL.

Este fenómeno se presenta cuando se reduce el área hidráulica útil, se utiliza el criterio de Leischtván-Lebediev, para clasificarla, según sea el cauce definido o indefinido, así como el tipo y distribución del suelo:

	Cauce:	Material del fondo:	Distribución de estratos:
Socavación general.	A.1 Definido.	{ cohesivo no cohesivo	homogéneo. o heterogéneo.
	A.2 Indefinido	{ cohesivo no cohesivo	

Se describen a continuación estos criterios.

A.1) SOCAVACION EN CAUCES DEFINIDOS.

Al descender el fondo del cauce debido a que se presenta el gasto de diseño calculado, aumenta el área poco a poco y la velocidad media de la corriente disminuye, teniendo como consecuencia la reducción de la capacidad de arrastre hasta que llega a una socavación máxima, es decir, se alcanza el estado de equilibrio: la velocidad de la corriente (V_r) y la velocidad de arrastre (V_e) son iguales; una vez pasada la avenida, el material arrastrado es depositado nuevamente.

A.1.1) SOCAVACION EN SUELOS HOMOGENEOS.

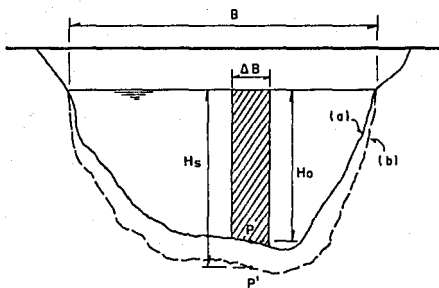
i) MATERIAL COHESIVO.

La solución consiste en determinar la socavación máxima general bajo un puente, conociendo el gasto de diseño para un periodo de retorno seleccionado y la elevación de la superficie del agua para este gasto. Es necesario igualar " V_r " y " V_e ", para determinar la socavación; analizando la relación de ambas velocidades con la ecuación de Manning y continuidad, para una franja de altura " H_o " y ancho " H ", fig. (4.22), se obtiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{--- (4.16)}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} \mu \beta B_e} \quad \text{--- (4.17)}$$

$$H_m = \frac{A_{he}}{B_e} \quad \text{--- (4.18)}$$



- H_0 tirante en el punto P antes de la erosión
 H_s tirante de socavación del punto P'
 B ancho de la superficie libre
 (a) perfil antes de la erosión
 (b) perfil después de la erosión

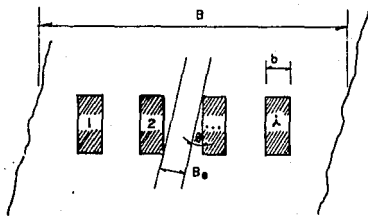


Fig. 4.22 Profundidad de socavación y significado de B_e

$$B_e = \sum_{i=1}^n B_{ei} \quad \text{--- (4.19)}$$

donde:

- H_e Tirante de sovación en el punto de análisis, en m.
- α Coeficiente de distribución del gasto, ec. (4.17).
- H_0 Tirante en el punto de análisis antes de la erosión, en m.
- β Coeficiente de paso, en función de la frecuencia de la avenida, tabla 4.4
- γ_e Peso volumétrico del material seco bajo el punto de análisis o el estrato considerado, en tn/m^3 .
- X Exponente variable que depende de γ_e , tabla 4.5
- Q_d Gasto de diseño, en m^3/seg .
- μ Coeficiente de contracción, tabla 4.6
- H_m Tirante medio de una sección, ec. (4.18), en m.
- B_e Ancho efectivo de la superficie libre del agua, en m.
- A_{he} Area hidráulica efectiva, en m^2 .
- δ Angulo de esviajamiento de la corriente y el eje de las pilas, ver fig. (4.22) .

ii) MATERIAL NO COHESIVO.

Se realiza un análisis similar al anterior, siendo la velocidad erosiva en función de su diámetro medio, obteniendo la siguiente expresión:

$$H_e = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{--- (4.20)}$$

donde:

Porcentaje de probabilidad de que se presente el gasto de diseño	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla 4.4. Obtención del coeficiente β

Suelos cohesivos

s	x	$\frac{l}{l+x}$	s	x	$\frac{l}{l+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79

Suelos no cohesivos

Dm (mm)	x	$\frac{l}{l+x}$	Dm (mm)	x	$\frac{l}{l+x}$
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
10.00	0.34	0.75	470.00	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76			

Tabla 4.5. Valores de x y $l/(l+x)$, para suelos cohesivos y no cohesivos.

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en m												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 ó mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 4.6 Coeficiente de contracción μ

H_u , α , H_o y X , similares a los descritos en la expresión (4.16) .

D_m Diámetro medio representativo de un material, en mm; existen criterios como el Soviético o bien, el gráfico mediante su curva granulométrica.

$$D_m = \frac{\sum P_i D_i}{100} \quad \text{--- (4.21)}$$

siendo:

- P Porcentaje en peso del material, que queda retenida en una malla dada.
- D Diámetro medio de las partículas "i" retenidas (diámetro de la malla que la retiene).

A.1.2) SOCAVACION EN SUELOS HETEROGENEOS.

Suelos heterogéneos son aquellos formados por estratos con características físicas distintas, la profundidad de equilibrio o de socavación se puede obtener analíticamente a base de tanteos, utilizando las ecs. (4.16) y (4.20), dependiendo del material de que estén formados los estratos, se calcula la profundidad "Hs" para cada estrato debajo del punto "P_i" escogido, fig. (4.23), el cálculo se inicia del manto superior a las capas profundas; considerando "H_o" del estrato superior para todos los mantos y comparando la profundidad de socavación "Hs" obtenida para cada estrato con sus respectivos niveles (superior e inferior); se observa si cae dentro de alguno de éstos, donde se cumpla esta condición, se tiene la profundidad de socavación del punto "P_i" considerado; suspendiéndose los tanteos.

Esto se repite para varios puntos de la sección, que al unirlos, se tiene el perfil después de la erosión, fig. (4.23.a).

Puede aplicarse el método semigráfico a un punto "P." con una profundidad inicial "H₀"; conociendo las fronteras entre los estratos y utilizando las siguientes ecuaciones:

$$V_e = 0.60 \gamma_s^{1.18} \beta H_s \quad (\text{suelos cohesivos}) \quad _ _ _ (4.22)$$

$$V_e = 0.68 D_m^{0.28} \beta H_s \quad (\text{suelos no cohesivos}) \quad _ _ (4.23)$$

donde:

V_e , γ_s , D_m , β , H_s , definidos con anterioridad

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s} \quad _ _ _ (4.24)$$

donde:

V_r , H_0 Descritos en la ec. (2.16)

H_s Profundidades escogidas arbitrariamente.

Se grafican las curvas para " V_e " y " V_r " contra profundidades " H_s ", como se muestra en la fig. (4.23.b); la intersección de las curvas indica la profundidad de equilibrio de la erosión en el punto "R." y la velocidad media a la que se presenta; este procedimiento se repite para varios puntos de la sección y al unirlos se tendrá el perfil de equilibrio tras la erosión.

A.2) SOCAVACION EN CAUCES INDEFINIDOS EN SUELO HOMOGENEO Y HETEROGENEO.

Estos ríos no tienen un cauce bien definido; es decir,

cambian de posición con relativa facilidad, para las cuales se cumplen las siguientes condiciones:

$$1) \frac{Qp}{Qa} \leq 0.25$$

$$2) \frac{Bo}{Br} \approx 0.80$$

donde:

Qp Gasto aportado por el cauce principal en época de estiaje, en m³/seg, ver fig. (4.24)

Qa Suma de gastos, de los que transitan por los cauces, cuando se presenta la avenida, en m³/seg.

Bo Ancho del río para un nivel normal del agua, en m.

Br Ancho total formado entre los bordos del cauce de avenidas, en m.

Para el cálculo de la socavación se considera la velocidad no erosionable (Vc), ver tabla 4.7 para material no cohesivo y la tabla 4.8, para material cohesivo y cualquier otro material, en general:

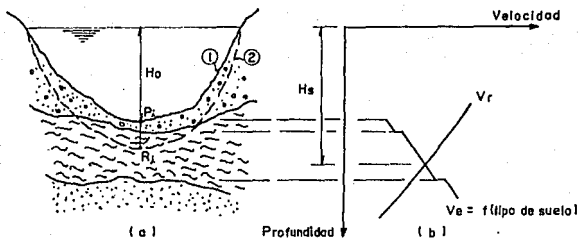
$$Vc = Vcl Hs^{0.2} \quad \text{--- (4.25)}$$

donde:

Vcl Velocidad máxima no erosionable con un tirante igual a 1.0 mt, obtenidas de las tablas 4.7 y 4.8, en la columna correspondiente a H = 1 m.

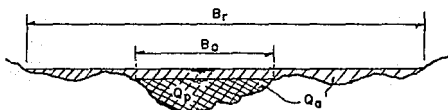
Hs Tirante de socavación, en m.

Igualando la velocidad de la corriente (Vr), ec. (4.24) con



- ① Perfil transversal antes de la erosión
 ② Perfil transversal después de la erosión

Fig. 4.23



- Q_p gasto aportado por el cauce principal en época de estiaje
 Q_a suma de gastos, de los que transitan por los cauces, cuando se presenta la avenida
 B_o ancho del río para un nivel normal del agua
 B_r ancho total formado entre los bordos del cauce de avenidas

Fig. 4.24

Denominación de los suelos	Diámetro medio de los partículas, (mm)	Tirante medio de la corriente, en m					
		0.40	1.00	2.00	3.0	5.0	más de 10.0
Polvo y limo	0.005-0.05	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.65
Arena fina	0.05-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70	0.65-0.80
Arena media	0.25-1.00	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85	0.80-0.95
Arena gruesa	1.00-2.50	0.50-0.65	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00	0.95-1.20
Gravilla fina	2.50-5.00	0.65-0.80	0.75-0.85	0.80-1.00	0.90-1.10	1.00-1.20	1.20-1.50
Gravilla media	5.0-10.0	0.80-0.90	0.85-1.05	1.00-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45	1.50-1.75
Gravilla gruesa	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65	1.75-2.00
Grava fina	15-20	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.85-2.00	2.00-2.30
Grava media	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.00-2.45	2.30-2.70
Grava gruesa	40-75	1.50-2.00	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30	2.70-3.60
Guijarro fino	75-100	2.00-2.45	2.40-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80	3.60-4.20
Guijarro medio	100-150	2.45-3.00	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40	4.20-4.80
Guijarro grueso	150-200	3.00-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.00	4.50-5.40
Canto rodado fino	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.00-5.50	5.40-5.90
Canto rodado medio	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60	5.90-6.00
Canto rodado grueso	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.00	6.00-6.20
	o más						

Tabla 4.7 Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivos), para suelos no cohesivos, en m/seg

Velocidades medias de la corriente del agua que son admisibles
(no erosivos) para suelos cohesivos, en m/seg

Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas		Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1.66 ton/m ³				Suelos medianamente compactados, peso volumétrico del material seco, 1.20 a 1.66 ton/m ³				Suelos compactos, peso volumétrico del material seco, de 1.66-2.04 ton/m ³				Suelos muy compactos, el peso volumétrico del material seco de 2.04- 2.14 ton/m ³			
			0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0
Profundidades medias de la corriente, en m																		
	0.005	0.005-0.05	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0
Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	30-50	70-50	0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
Tierras ligeramente arcillosas	10-20	90-80	0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
Suelos de aluvión y arcillas margosas							0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7
Tierras arenosas	5-10	20-40	Según la tabla 4.7 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas.															

Tabla 4.8

Vc, se tiene:

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s} V_c \quad \text{--- (4.26)}$$

donde:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{V_{cl}} \right) 0.833 \quad \text{--- (4.27)}$$

B) SOCAVACION LOCAL EN PILAS.

La profundidad local de socavación depende de la forma de la pila, alineamiento con la corriente, tirantes del flujo, tipo del material del fondo; se han realizado pruebas en modelos y determinado relaciones que proporcionan el valor aproximado de la socavación.

Los criterios que han prevalecido para determinar la socavación local, son: el propuesto por Laursen y Toch, donde la socavación depende principalmente del tirante y en segundo término de la forma de la pila; el segundo criterio, se debe a resultados de mediciones hechas en varios puentes de la Unión Soviética por Yaroslavtziev, la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente, del tamaño de los granos del fondo y geometría de la pila.

Maza A. y Sánchez B. realizaron un estudio en el Instituto de Ingeniería, analizando las divergencias entre los criterios citados, agrupando los parámetros hidráulicos y otros más que intervienen en la socavación, considerad 4 tipos de materiales y 3 formas de pilas para determinar la socavación

local.

IV.1.3 LAVADEROS.

Los lavaderos o vertedores, son obras de cruce que se construyen en las cunetas o bordillos para conducir el gasto total o parcial de las mismas, a través de zanjas instaladas sobre los taludes hasta las partes bajas del terraplén; y de ahí, seguir los cauces naturales de drenaje; pueden ser de mampostería o de concreto, ver fig. (4.25), la separación entre lavaderos depende de la pendiente longitudinal del camino y de su capacidad para desalojar el gasto conducido por las cunetas o bordillos, generalmente se disponen a cada 60 ó 100 mt.

La entrada utilizada es la de un umbral colocado longitudinalmente en una escotadura del bordillo y su capacidad depende del gasto que intercepta, de la separación entre lavaderos y del tirante de la cuneta inmediatamente antes del umbral. Para calcular la longitud del umbral que intercepta el gasto total que llega desde la cuneta, se utiliza la siguiente expresión:

$$L_a = \frac{Q_a}{0.386 (a + y)^{3/2}} \quad \text{--- (4.28)}$$

donde:

L_a Longitud del umbral, en m.

Q_a Gasto de llegada, en $m^3/\text{seg.}$

a Desnivel entre el fondo de la cuneta y el umbral, en m (comúnmente del orden de 0.06 mt.) .

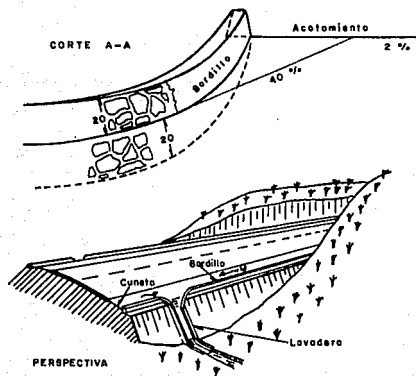
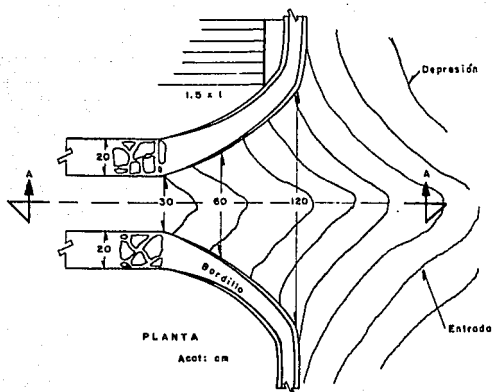


Fig. 4.25 Lavadero

Y Tirante en cuneta de llegada, en mt.

Esta expresión, se encuentra resuelta gráficamente en la fig. (4.26.a) .

Cuando se utilizan varios lavaderos para desalojar el gasto total, es necesario determinar la capacidad parcial de cada uno, esto se logra utilizando la fig. (4.26.b), donde "L" es la longitud de entrada considerada como estándar para los lavaderos y "G" el gasto interceptado; conociendo Y, a, L, G_a, se utiliza la fig. (4.26.a) para obtener la longitud "L_a" necesaria para captar todo el gasto que llega al lavadero y después con el valor de "L" y con la fig. (4.26.b), se calcula G.

Para diseñar la zanja que conduce el agua a la parte baja del terrapién se utilizan los principios y ecuaciones que rigen el escurrimiento a superficie libre, considerando que en el umbral de entrada se forma el tirante crítico, dado que la pendiente cambia de una superficie relativamente plana a otra inclinada.

En ocasiones las dimensiones y forma de los lavaderos quedan definidos por el criterio y experiencia del diseñador.

IV.1.4 DIVERSOS.

a) BOMBEO.

Se llama bombeo o pendiente transversal a la forma que se da a la sección del camino para permitir drenaje lateral hacia los lados, conduciendo el agua a cunetas o bordillos; evitando el estancamiento e infiltraciones que pudieran destruir el camino. La pendiente transversal depende de la clase de superficie, se acostumbra emplear un bombeo de 2 % para caminos asfaltados y

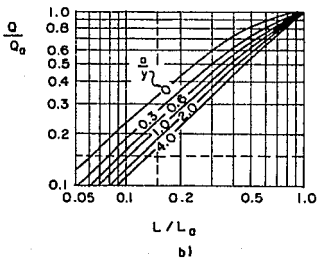
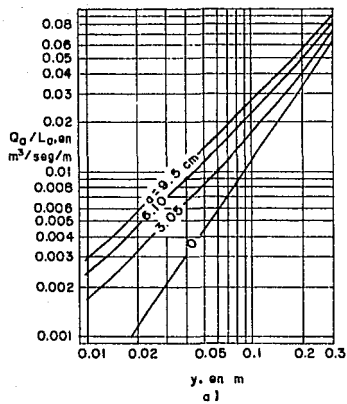


Fig. 4.26

de 1.5 % para los concretos hidráulicos, aumentando para una superficie rugosa y de poca compactación.

En aeropistas, se utiliza generalmente una pendiente de 1.5 %, desde el eje hacia los hombros, para conducir el agua a canales abiertos ubicados a los lados de la pista con inclinación máxima en los taludes de 7 : 1, por ser el sistema más funcional y económico utilizados en nuestro país, ver fig. (4.27) .

b) IMBORNALES.

Se utilizan para recoger el agua proveniente de su respectiva zona tributaria, conduciéndola a la tubería de drenaje conectada a zonas de desagüe, ver fig (4.28), y consiste en una caja de concreto armado, cuya tapa debe soportar el paso de las aeronaves; su diseño hidráulico está relacionado con las pendientes y magnitud del área tributaria de cada imbornal a partir del gasto calculado en el análisis hidrológico.

La localización de los imbornales depende de la configuración del aeropuerto y la del terreno, siendo recomendable que estén a distancias mayores de 25 mt, con respecto al borde del pavimento, en la fig.(4.28) se muestra el drenaje para zonas pavimentadas.

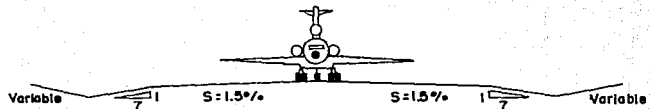
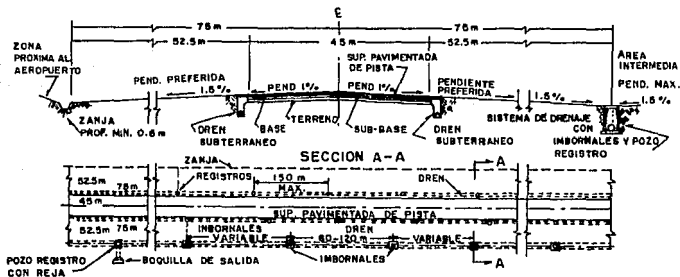
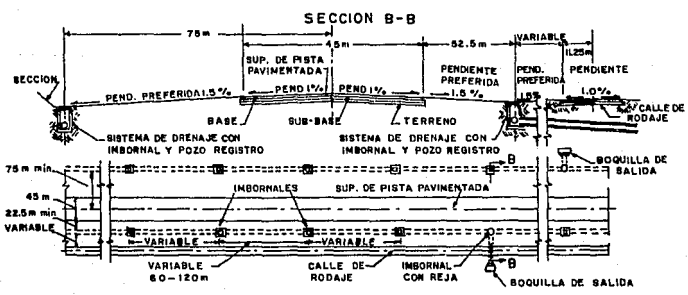


Fig. 4.27 Bombeo en aeropistas y canales tipo.



(a) DRENAJE PARA PISTA



(b) DRENAJE DE RODAJE Y PISTA

Fig. 4.28

CAPITULO V. DRENAJE LONGITUDINAL.

El diseño de drenaje longitudinal en caminos (cunetas y contracunetas), está basado en los principios de flujo a superficie libre, al igual que las zanjas de intercepción de una aeropista. De acuerdo con lo anterior, en seguida se definen algunos conceptos básicos.

V.1 CANALES.

El drenaje de aeropistas en ocasiones requiere de la construcción de un canal lateral, el cual debe interceptar los escurrimientos naturales que la crucen, así como los que provienen de la pista y áreas tributarias, evitando inundaciones; conduciéndolas a zonas alejadas.

Para el diseño hidráulico de un canal, se calcula previamente el gasto que debe transportar, empleando para ello el método hidrológico más adecuado, además considerar la pendiente disponible de acuerdo con la topografía del terreno; la geometría de la sección se determina de la siguiente manera:

a) Elegir el valor del talud "k" de la sección, de acuerdo con el tipo de suelo por excavar, tabla (5. 1); siendo el volumen de excavación y la superficie de revestimiento los factores que más afectan el costo del canal.

b) En función del material que se utilizará para revestimiento, seleccionar el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, tabla (3. 1).

MATERIAL :	TALUD:
ROCA	Casi vertical
ROCA FRACTURADA O ALTERADA.	1/4:1
ARCILLA MUY COMPACTADA, CON RECUBRIMIENTO DE CONCRETO.	1/2:1 a 1:1
TIERRA CON RECUBRIMIENTO DE PIEDRA.	1:1
ARCILLA O PEQUEÑOS CANALES EN TIERRA	1 1/2:1
TIERRA ARENOSA SUELTA	2:1
ARCILLA POROSA	3:1

Tabla 5.1 Taludes recomendados para los lados de canales trapeciales.

c) Proponer un ancho de plantilla razonable.

d) Con los datos anteriores calcular el tirante normal, resolviendo la ecuación (3.19) por iteraciones, así se determinará la sección mínima, para el gasto de diseño.

e) Para prevenir las variaciones del nivel de la superficie del agua que puede ocasionar desbordamiento en el canal, la altura del bordo libre generalmente se recomienda entre 5 y 30 por ciento del tirante del canal, en la fig. (5. 1), se dan recomendaciones al respecto.

f) Sección hidráulica óptima, analizando la fórmula de Manning ecuación (3.18), se concluye que es la sección que transporta el máximo gasto y se presenta cuando el radio hidráulico es máximo y el perímetro mojado es mínimo; esto implica reducir el costo de excavación que depende del área de la sección y el de la superficie de revestimiento que es función del perímetro mojado; se analizará la sección trapezoidal por ser la más utilizada en canales, se tiene:

despejando "b" de la ec. (3. 3) y sustituyendo en la ec. (3.

5)

$$P = \frac{A}{Y} - k Y + 2Y \sqrt{k^2 + 1} \quad \text{--- (5. 1)}$$

derivando con respecto al tirante, se tiene:

$$\frac{dP}{dY} = \frac{-A}{Y^2} - k + 2 \sqrt{k^2 + 1} \quad \text{--- (5. 2)}$$

igualando a cero y sustituyendo el valor de "A", se tiene:

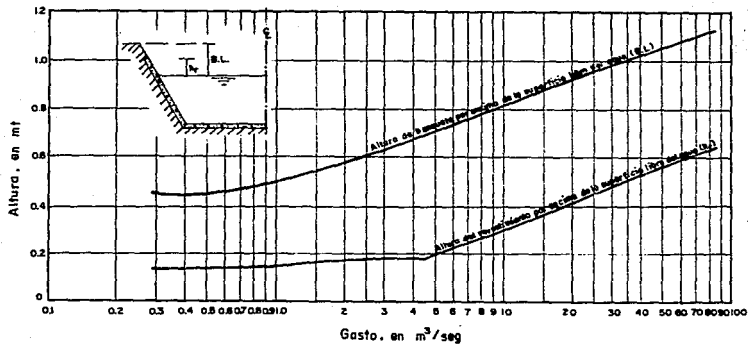


Fig. 5.1 Borde y altura de banqueta recomendados para canales revestidos.

$$b = 2Y \left(\sqrt{k^2 + 1} - k \right) \quad \text{--- (5. 3)}$$

La ecuación (5. 3) representa la condición para que un canal funcione con máxima eficiencia hidráulica.

El talud de máxima eficiencia hidráulica, se obtiene, determinando el valor de "k" que hace a "P" mínimo; considerando a 'k' como variable y derivando la ec. (5. 1), se obtiene:

$$\frac{dP}{dk} = -Y + 2Y \frac{k}{\sqrt{k^2 + 1}} \quad \text{--- (5. 4)}$$

igualando a cero, y resolviendo para 'k', se tiene:

$$k = \frac{1}{3} = \cot \phi \quad \text{donde: } \phi = 60^\circ$$

que representa la parte inferior de un hexágono.

Realizando un análisis semejante, se han determinado las mejores secciones hidráulicas en canales, tabla (5. 2), éstas se construyen cuando es posible llevarlo a la práctica.

V.1.a SALTO HIDRAULICO Y SU USO COMO DISIPADOR. (LECHO AMORTIGUADOR).

Cuando la energía de flujo en un canal (régimen supercrítico) debe disiparse, a fin de reducir la velocidad del escurrimiento y así evitar la erosión del canal aguas abajo, los tanques amortiguadores son un medio efectivo para disminuir la energía del flujo, ya que confinan parcialmente o enteramente el salto hidráulico utilizado como disipador; existen diseños

SECCION TRANSVERSAL:	AREA A	PERIMETRO MOJADO P	ANCHO DE SUP. LIBRE B
TRAPECIAL, MITAD DE UN HEXAGONO.	$\sqrt{3} Y^2$	$2\sqrt{3} Y$	$4/3\sqrt{3} Y$
RECTANGULO, MITAD DE UN CUADRADO.	$2 Y^2$	$4 Y$	$2 Y$
TRIANGULO, MITAD DE UN CUADRADO.	Y^2	$2\sqrt{2} Y$	$2 Y$
SEMICIRCULO.	$\frac{\pi}{2} Y^2$	πY	$2 Y$
PARABOLA. B = $2\sqrt{2} Y$	$4/3\sqrt{2} Y$	$8/3\sqrt{2} Y$	$2\sqrt{2} Y$

DONDE: 'Y' ES EL TIRANTE NORMAL.

Tabla 5.2

generalizados, en el cual el salto que se produce tiene forma definida y las características de su régimen puede relacionarse al factor cinético V^2/gY , del flujo que entra al estanque; con el tirante crítico Y_c ; o al número de Froude.

El proyecto del estanque en relación con el número de Froude de llegada, Fr_1 , se describe a continuación:

a) Cuando Fr_1 es menor de 1.7, no es necesario emplear tanques amortiguadores.

b) Para Fr_1 entre 1.7 y 2.5 . En la corriente no se presenta turbulencia, por lo cual no son necesarios pantallas ni umbrales, el único requerimiento necesario es suministrar la longitud del estanque, además de la altura de las paredes de retención, a través de los tirantes conjugados; empleando la fig. (5. 2) .

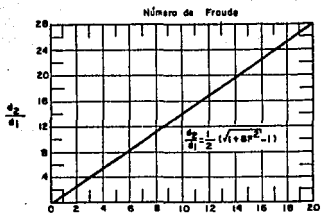
c) Número de Froude entre 2.5 y 4.5, se presenta un salto oscilante, común en canales, se recomienda el estanque de la fig. (5. 3).

Para números de Froude mayores de 4.5, es necesario instalar bloques, defletores y umbrales, para estabilizar el salto, se utiliza el estanque de la fig. (5. 4).

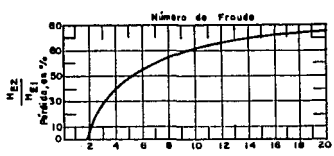
Los elementos asociados con los estanques amortiguadores, que se observan en las figuras, se describen a continuación:

a) Bloques de caída. Se ubican en la sección final del canal de descarga y a la entrada del lecho; canalizan el flujo y su función es acortar la longitud del salto y estabilizarlo.

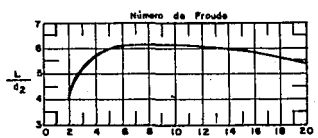
b) Umbral o escalón, dentado o continuo. Se emplea en la sección final del tanque para reducir, aún más, la longitud del salto y controlar la socavación a la salida.



a) Relación de los tirantes conjugados, $\frac{d_2}{d_1}$



b) Pérdida de energía en el resalto.



c) Longitud del resalto.

Fig. 5.2 Propiedades del resalto hidráulico con relación al número de Froude.

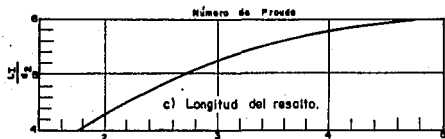
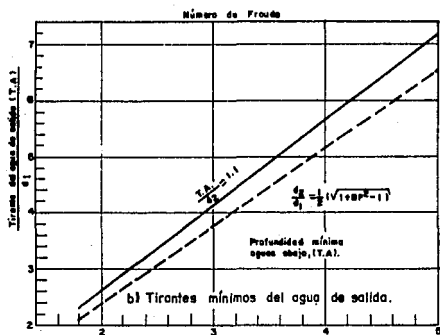
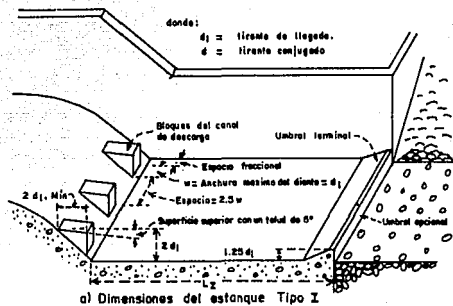
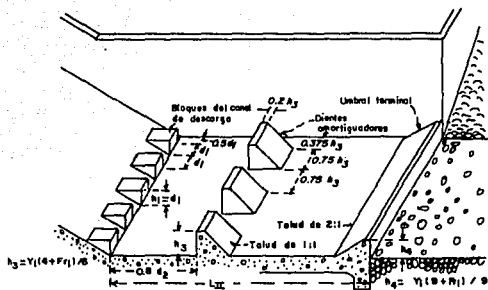


Fig. 5.3 Características de los tanques amortiguadores para números de Froude entre 2.5 y 4.5



a) Dimensiones del estanque Tipo II

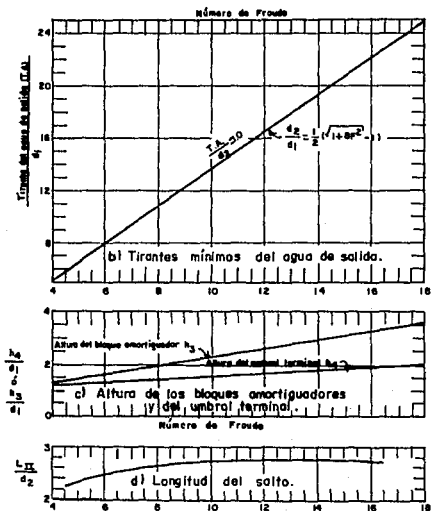


Fig. 5.4 Características de los tanques amortiguadores para números de Froude de 4.5, con v_{el} de llegada menor de 18 m/seg.

c) Pilas dissipadoras o dentellones. Se localizan en secciones intermedias del tanque y se utilizan para disipar energía por la acción de impacto.

Otros tipos de estructuras que sirven para la formación del salto hidráulico y la consecuente disipación de energía, son: el vertedor de cresta delgada y cresta ancha, el escalón de subida abrupta y el de caída abrupta; que se analizan en la referencia de French.

V.1.b CUNETAS.

Las cunetas son canales paralelos al eje del camino, que se localizan en los bordes de la corona y su función es la de captar el agua pluvial que escurre de la superficie del camino debida al bombeo, así como de los taludes cuando existen cortes y en ocasiones la de áreas pequeñas adyacentes; para conducirla a una corriente natural o una obra transversal (alcantarilla o lavadero), alejándola del terraplén.

Para determinar la sección más conveniente para una cuneta, se considera el flujo que va a circular por éstas, su longitud y pendiente que puede proyectarse; se debe ajustar a las necesidades hidráulicas y se diseñan con los principios del flujo en canales abiertos, considerando las siguientes variables:

1) Gasto de diseño, se considera la precipitación de la zona y el tipo de terreno del área por drenar.

2) Forma, se emplea la forma triangular, con talud del lado - del camino lo más tendido posible y del lado exterior el lado del corte, sus dimensiones se determinan de acuerdo con su escurrimiento, su profundidad varia de 30 a 90 cm.

Para evitar la erosión en las cunetas, se disminuye la velocidad del flujo, reduciendo su pendiente, aumentando la sección o revestir considerando las velocidades máximas recomendables, tabla (5. 3) .

En el diseño de cunetas, interviene la comparación con lugares semejantes donde se ha probado el funcionamiento de éstas, considerando esto se han determinado cunetas tipo, en las cuales se cuenta con las velocidades y gastos que tienen para diferente pendientes longitudinales; encontrándose que en la mayoría de los casos es suficiente, una sección triangular, cuyo talud del lado de la corona sea de 3:1 y del lado del corte, la que corresponda, según el material que se encuentre, fig. (5. 5) .

V.1.c CONTRACUNETAS.

Son canales construidos paralelamente en el borde superior de los cortes del camino, a fin de que escurra a las cunetas más agua de la que tiene capacidad para desalojar, así como de evitar erosión en los taludes del corte.

Las contracunetas se proyectan considerando las condiciones hidráulicas y condiciones del terreno, tales como: geología y topografía; siendo necesario revestirlas y dar la suficiente pendiente para alejar rápidamente el agua que interceptan, y así, evitar filtraciones en el talud que provoque una falla.

Generalmente la sección de una contracuneta es trapezoidal, se diseñan igual que un canal, recomendándose una plantilla de 60 a 80 cm y sus taludes de acuerdo al tipo de suelo; los materiales utilizados para revestirlas son el concreto y el zampeado.

La distancia al borde del corte será como mínimo de 5 mt. o

Material:	Velocidad en . m/s
Arena fina	0.45
Arcilla arenosa	0.50
Arcilla ordinaria	0.85
Arcilla firme	1.25
Grava fina	2.00
Tepetates	2.00
Zampeado	3.4-4.5
Concreto	7.5-7.5

Tabla 5.3 Velocidades máximas.

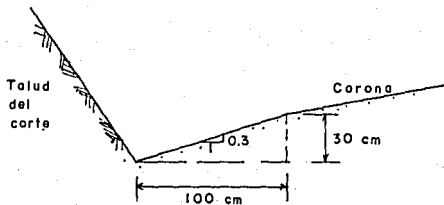


Fig. 5.5 Cuneta tipo.

una distancia igual a la altura del corte, ver fig. (4.1.b) .

V.2 DRENAJE SUBTERRANEO.

Al presentarse la precipitación sobre la superficie de la tierra, una parte se evapora, las otras escurren superficialmente y es interceptada por la vegetación y la otra se infiltra; los factores que intervienen en la capacidad de infiltración son: contenido inicial de agua y de saturación, tipo de suelo y permeabilidad del mismo

Es necesario realizar exploraciones y sondeos para determinar la localización, origen y dirección de las aguas subterráneas, así como las variaciones del nivel freático; el agua subterránea puede consistir en una corriente entre capas impermeables o un manto en suelos permeables; de las propiedades del suelo obtenidas en los sondeos se puede elegir el talud a emplear en los cortes y el drenaje necesario para el camino.

Los problemas que ocasiona el agua subterránea, son: las filtraciones laterales que pueden escurrir en los cortes del camino provocando erosión y en ocasiones fallas de talud, también fluyen bajo el camino disminuyendo su resistencia; otro problema en el nivel freático poco profundo y el consecuente ascenso del agua capilar. Los principales tipos de subdrenaje son los drenes longitudinales y transversales.

V.2.a DRENES LONGITUDINALES.

Se utilizan para intercepción y desviación de las corrientes de agua libre (originada por la gravedad) que fluyen hacia el

camino con el consecuente aumento de presiones neutrales en el suelo y disminución de su resistencia; la captación del flujo en el dren es debido al gradiente hidráulico producido al colocar éste, ya que descarga a la presión atmosférica. También se utilizan para abatir el nivel freático que provoca el flujo ascendente de agua capilar; otra manera de evitarse es mediante una capa de material mal graduado (un solo tamaño) bajo el terraplén, que impide el riesgo de estabilidad de la base, no ascendiendo al terraplén sino que escurre lateralmente, fig. (5.6.b).

Los drenes longitudinales se localizan al pie de los taludes del corte en zanjas llenas con material permeable (filtro); el dren es un tubo perforado que se coloca sobre una plantilla compactada, como se muestra en la fig. (5.6.a) y a través de la experiencia se demostró que hay menos obstrucciones cuando las perforaciones se encuentran en la mitad inferior del tubo y por lo menos a 22.5° y 45° debajo de la horizontal, recomendándose el diámetro de $3/8$ pulg., en condiciones ordinarias en caminos es suficiente un tubo de 4 pulg. de diámetro y rara vez el de 6 pulg.

El material filtrante debe permitir el flujo del agua hacia el tubo perforado y ser de una granulometría que evite el arrastre de partículas que pueden impermeabilizar el filtro; es necesario conocer la influencia que tiene a cada lado el tubo para la captación de aguas subterráneas y abatimiento del nivel freático, esto depende del tipo de suelo que drenará, en general abarca 15 mt. de ancho para la mayoría de los suelos, además de proporcionar una pendiente al dren para desalojar el agua captada a un bajo topográfico o a través de una obra transversal, fig.

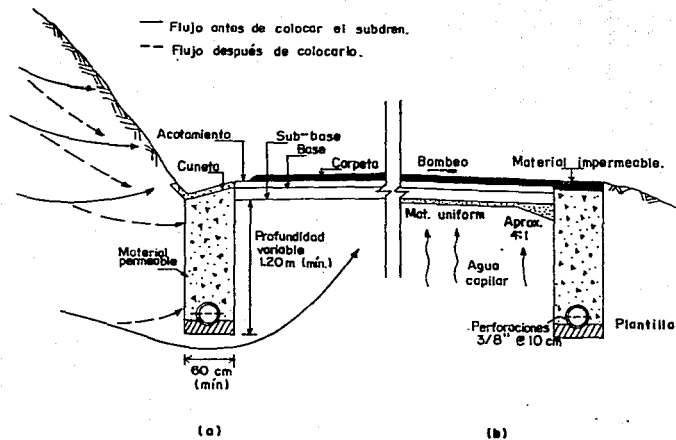
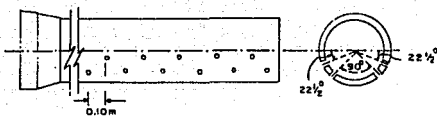
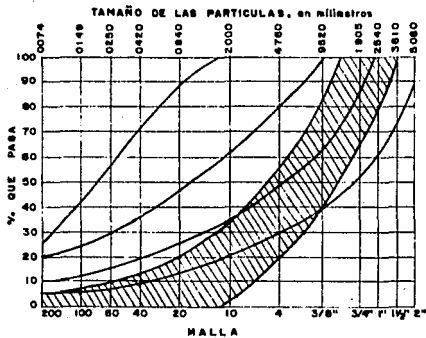


Fig. 5.6 Drenes longitudinales.



Disposición de perforaciones.

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



Zona granulométrica de material drenante

Tubo perforado y granulometría de filtro para drenes longitudinales.

Fig. 5.7

(5. 7).

V.2.b DRENES TRANSVERSALES.

Además de los drenes longitudinales, se utilizan los drenes transversales cuando el flujo es importante, su localización es a través de los taludes del corte, los cuales modifican la dirección de la corriente, captan las aguas internas y abaten las presiones neutrales estabilizando el suelo. Para la instalación de estos drenes, se hace una perforación, lateralmente a través de los taludes, para colocar los tubos de acero perforados de 5 cm y dar una pendiente de 3 a 10 % ; el número de drenes necesarios depende de la magnitud de las infiltraciones, su colocación es en hileras separadas 5 mt. una de otra y su longitud es variable, dependiendo de las fallas que puedan ocurrir.

Existen otros tipos de subdren, como son los pozos de alivio que se utilizan cuando existe subpresiones de gran magnitud, las trincheras estabilizadoras y galerías filtrantes que tienen un alto costo, se emplean cuando existen problemas mayores de filtración y en ocasiones reemplazan el sistema de drenes longitudinales y transversales, debido a que no son suficientes para eliminar las filtraciones, ver ref. 13.

CAPITULO VI EJEMPLOS DE APLICACION.

EJEMPLO 1:

a) Generalidades.

Se analizará el diseño del drenaje superficial del Aeropuerto de la Cd. de San Luis Potosí, describiendo el procedimiento utilizado. A continuación se mencionan algunas características generales de la zona.

San Luis Potosí, es la capital del Estado que lleva el mismo nombre, se encuentra localizado en el centro de la República Mexicana, sus coordenadas geográficas son las siguientes 22°11' latitud Norte y 100°58' longitud Oeste. Su elevación sobre el nivel del mar es de 1877 mt.

La topografía en la zona es casi homogénea y en su totalidad es plana. Al Occidente y Sur de la ciudad sobresale la Sierra Manzano que limita de manera natural el crecimiento de la zona urbana.

El Aeropuerto de San Luis Potosí se localiza al Norte, a 15 km de la ciudad, la vía de acceso es un ramal ubicado en el km 10 + 500 de la carretera San Luis Potosí - Matehuala. El área del aeropuerto está en la zona que delimita las vías de F.F.C.C. a Tampico y Saltillo, fig. (V.1).

El Aeropuerto consta de 2 pistas: la pista Principal (14 - 32) y la pista Secundaria (04 - 22). Las secciones y las franjas de seguridad se observan en las figs. (V.4, V.5 y V.6).

Considerando la topografía y en base al sentido de

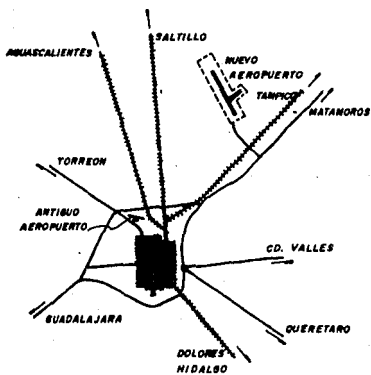


Fig.VI.1 Plano de localización, sillo Rinconada.

escurrimiento superficial, fig. VI.2 además del conocimiento de - que la zona es de baja precipitación pluvial y el tipo de terreno es arenoso, se concluye que una parte del agua recolectada por - las obras de drenaje se infiltrará y otra será alejada a zonas ba- jas.

b) Procedimiento de cálculo.

El drenaje se diseño considerando canales de pendiente mínima ubicados en las partes laterales de las pistas, por ser una solución económica y funcional.

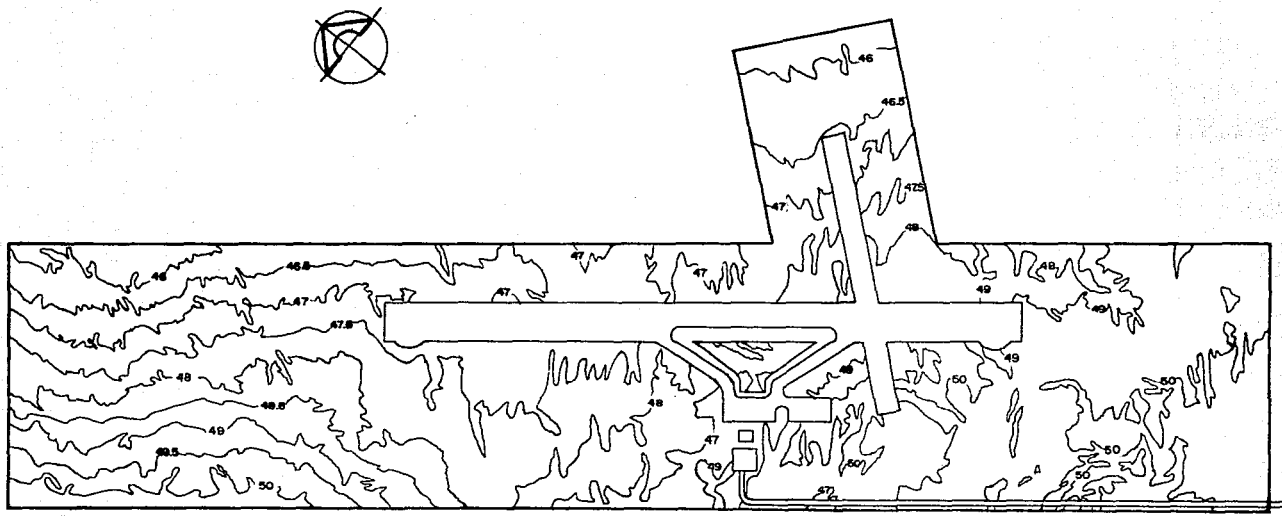
Se ubicó una alcantarilla, que cruza la calle de rodaje "A" descargando al inicio del canal 1 y drena el agua captada en la zona delimitada por las calles de rodaje, plataforma y pista principal, ver fig. (V.3).

Se ubicaron dos canales. El canal 1, que parte de la calle - de rodaje "A" (0 + 360) que sigue su contorno hasta llegar a la - pista Principal, alejándose para descargar en terreno natural, fig. (V.3) . El canal 2, inicia en la calle de rodaje "B" (0 + 378), rodeando la pista Secundaria por la cabecera 22, y la pista Principal por su cabecera 14, continuando hasta la pista Secundaria y descargando por la cabecera 04 a terreno natural, fig. (V.3).

El trazo de los canales se muestran en las figs. (V.7 y V.8), en las tablas se indican los elementos geométricos de cada uno de ellos.

b.1) Obtención de la intensidad de lluvia por hora.

El clima en la zona es semiseco y su temperatura se clasifi- ca como templada con una media anual de 17.9 °C; siendo Mayo el



PLANO TOPOGRAFICO.
Fig. VI. 2

NOMENCLATURA DE LOS SERVICIOS

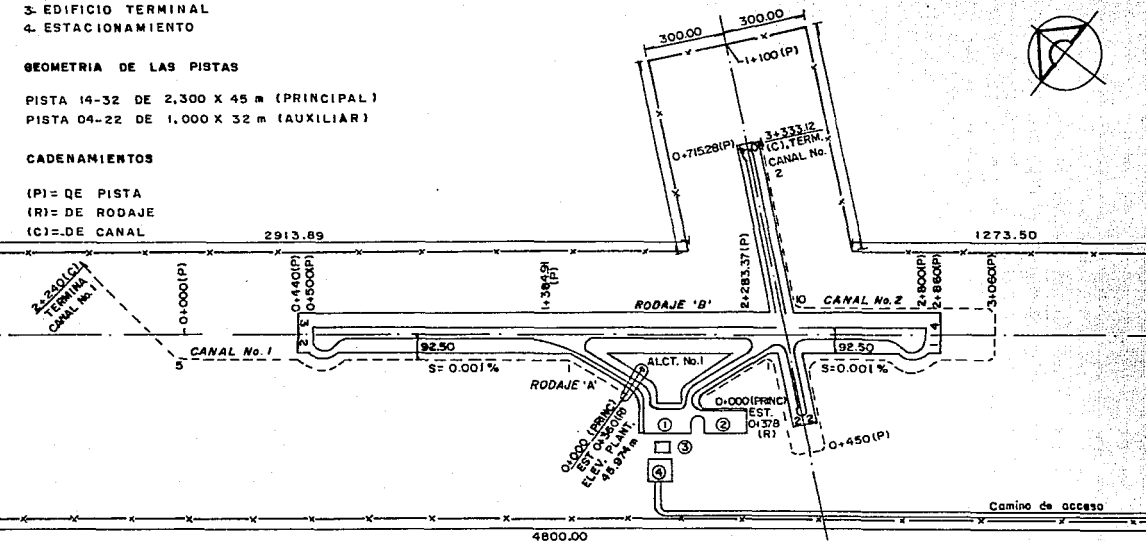
- 1. PLATAFORMA DE OPERACION 180 X 90 m
- 2. PLATAFORMA DE AVIACION GENERAL DE 50 X 90 m
- 3. EDIFICIO TERMINAL
- 4. ESTACIONAMIENTO

GEOMETRIA DE LAS PISTAS

- PISTA 14-32 DE 2,300 X 45 m (PRINCIPAL)
- PISTA 04-22 DE 1,000 X 32 m (AUXILIAR)

CADENAMIENTOS

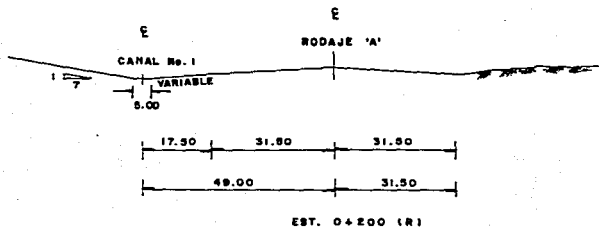
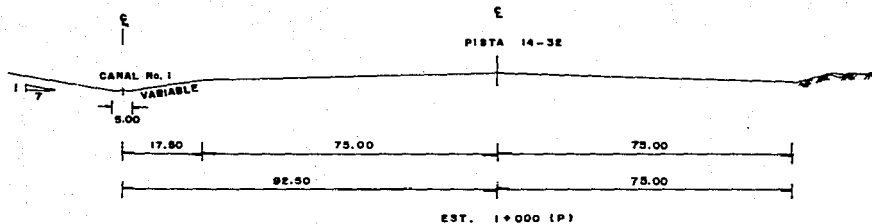
- (P) = DE PISTA
- (R) = DE RODAJE
- (C) = DE CANAL



0 100 200 350 500

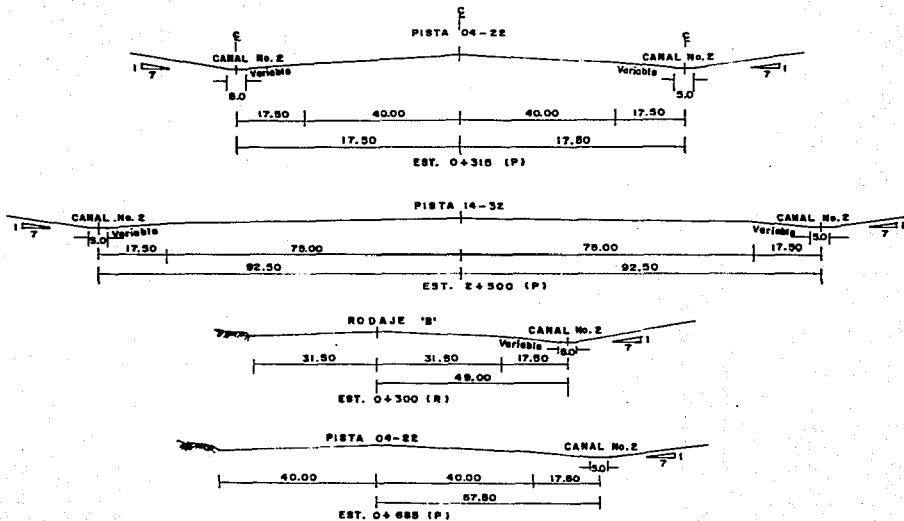
ESCALA GRAFICA
ACOT. EN MTS.

PLANO GENERAL DE DRENAJE.



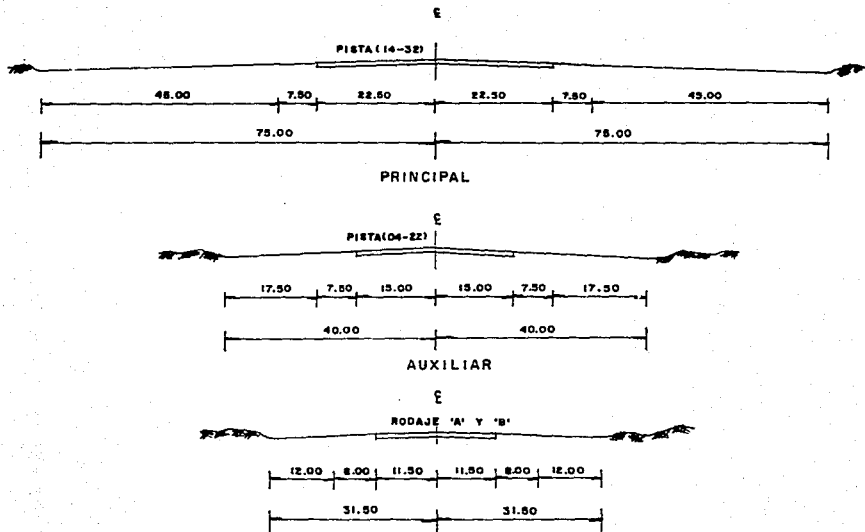
SECCIONES TRANSVERSALES CANAL No. 1

Fig. VI. 4



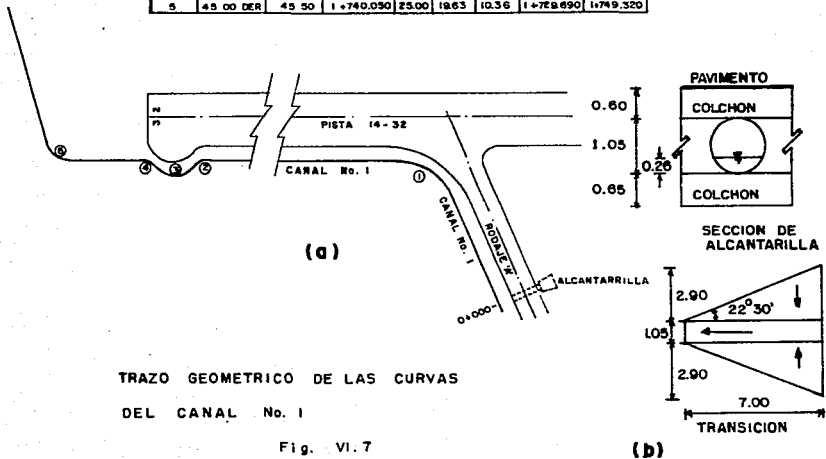
SECCIONES TRANSVERSALES CANAL No. 2

Fig. VI.5



SECCIONES TRANSVERSALES DE PISTAS
Y CALLES DE RODAJE.
Fig. VI.6

CURVA No.	A	G	PI	R	LC	ST	PC	PT
1	30 00 IZQ	45 50	0+259.870	25.00	13.09	6.70	0+253.170	0+286.260
2	45 00 IZQ	45 50	1+102.090	25.00	19.63	10.36	1+091.690	1+111.320
3	90 00 DER	11 36 19	1+210.080	98.74	55.10	98.74	1+111.320	1+267.420
4	45 00 IZQ	45 50	1+365.180	25.00	19.63	10.36	1+266.420	1+286.050
5	45 00 DER	45 50	1+740.090	25.00	19.63	10.36	1+729.690	1+749.230



CURVA No.	A	g	PI	R	LC	ST	PC	PT
1	108°09' DER	45°50'	0+303.547	25.00	47.789	34.504	0+271.083	0+318.882
2	90°00' IZQ	45°50'	0+687.413	25.00	38.289	25.000	0+642.413	0+681.882
3	90°00' IZQ	45°50'	0+786.682	25.00	38.289	25.000	0+741.682	0+780.951
4	101°51' DER	45°50'	1+102.451	25.00	44.44	30.790	1+071.681	1+116.101
5	45°00' DER	45°50'	1+408.240	25.00	19.63	10.380	1+387.859	1+417.509
6	90°00' DER	11°36'19"	1+516.250	48.74	95.10	98.740	1+417.508	1+572.809
7	45°00' IZQ	45°50'	1+582.870	25.00	19.63	10.380	1+572.608	1+592.239
8	90°00' IZQ	45°50'	1+808.293	25.00	38.289	25.000	1+778.239	1+820.508
9	90°00' IZQ	45°50'	1+920.308	25.00	38.289	25.000	1+886.508	1+924.777
10	74°08' IZQ	45°50'	2+707.070	25.00	34.089	20.899	2+686.770	2+720.870

TRAZO GEOMETRICO
DE LAS CURVAS
DEL CANAL No. 2

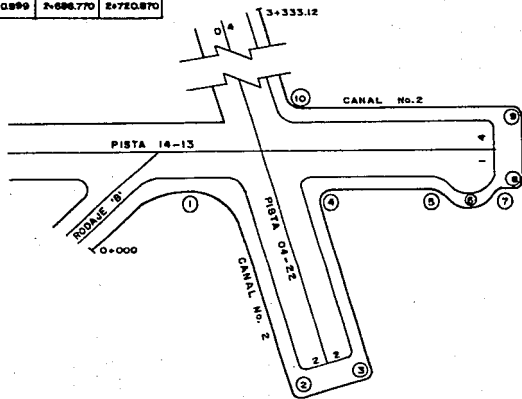


Fig. VI. 8

mes más caluroso y en orden decreciente Abril y Junio. La temporada de lluvias son en verano, con una precipitación media anual de 55.8 mm, teniendo en los meses de Junio con 84.1 y Agosto con 74.2 mm.

Debido a que la estación de medición de San Luis Potosí cuenta con pluviómetro y la estación pluviográfica más próxima no tiene influencia en dicha zona por estar distante; se procede a calcular la intensidad de lluvias, de la información disponible (precipitación máxima mensual en una hora), proporcionada por el Departamento de Climatología de la S.A.R.H., ver tabla 1.

Para determinar la intensidad de lluvia de los datos disponibles con respecto al periodo de retorno seleccionada $T_r = 5$ años (tabla 1.1), se utiliza el criterio del subcap. 1.3.3.a; se utiliza la función de distribución Gumbel:

$$F(X) = e^{-e^{-\alpha(X - \beta)}} \quad \text{--- (VI. 1)}$$

donde:

α, β parámetros, siendo:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad \text{--- (IV. 2)}$$

$$\beta = x - 0.45 \sigma \quad \text{--- (IV. 3)}$$

σ desviación estándar.

x media.

X precipitación buscada.

TABLA 1.

Fecha medición:	hr (mm)
1949, 6 Octubre	15.90
1950, 29 Mayo	32.90
1951, 2 Junio	36.80
1952, 8 Junio	40.50
1953, 10 Noviembre	63.60
1954, 15 Junio	41.90
1955, 19 Septiembre	60.00
1956, 18 Agosto	35.90
1957, 14 Junio	48.60
1958, 23 Junio	63.00
1959, 4 Junio	35.50
1960, 22 Agosto	40.00
1961, 8 Agosto	63.20
1962, 14 Agosto	39.40
1963, 12 Agosto	27.20
1964, 22 Agosto	59.00
1965, 31 Agosto	32.00
1966, 27 Mayo	30.00
1967, 22 Agosto	40.20
1968, 17 Agosto	31.50
1969, 7 Agosto	31.50
1970, 27 Junio	52.00
1971, 23 Junio	52.30
1972, 2 Julio	35.50
1973, 8 Julio	35.00
1974, 23 Septiembre	28.50
1975, 9 Agosto	57.20
1976, 12 Julio	58.00
1977, 2 Septiembre	42.90
1978, 7 Septiembre	26.40
1979, 7 Junio	65.50
1980, 24 Diciembre	22.00
1981, 10 Mayo	30.00
1982, 10 Julio	66.50
1983, 11 Septiembre	26.00

realizando operaciones:

$$\begin{aligned}\sigma &= 14.22 \\ x &= 42.47 \\ \alpha &= 0.0902 \\ \beta &= 36.071\end{aligned}$$

por lo tanto:

$$F(X) = e^{-0.0902 (X - 36.071)} - e^{-e^{-0.0902 (X - 36.071)}} \quad \text{--- (VI. 4)}$$

Para determinar la precipitación máxima que se presentará en el período de retorno seleccionado, $Tr = 5$ años, se utiliza la definición de distribución de probabilidad, ec. (2.34), por lo que se tiene:

$$\frac{Tr - 1}{Tr} = e^{-0.0902 (X - 36.071)} - e^{-e^{-0.0902 (X - 36.071)}} \quad \text{--- (VI. 5)}$$

donde:

$$X = 36.071 - \frac{1}{0.0902} \ln \ln \left(\frac{Tr}{Tr-1} \right) \quad \text{--- (IV. 6)}$$

la ec. (V.6), representa la intensidad de lluvia por horas:

sustituyendo valores:

$$X = 52.70 = 53.00 \text{ mm/hr}$$

$$\text{intensidad} = 5.3 \text{ cm/hr.}$$

b.ii) Areas de captación.

El cálculo de áreas, se basa en el trazo geométrico del aeropuerto, considerando diversas condiciones, como son:

a) Area de pavimento, corresponden a las áreas que se encuentran pavimentadas o cubiertas con concreto.

b) Area de terreno natural, es el área que corresponde a zonas verdes y de terreno natural.

Considerando las áreas tributarias y de acuerdo a la captación de escurrimientos de cada obra de drenaje, se determinarán la siguientes superficies:

ESTRUCTURA:	Ap (Ha)	An (Ha)
CANAL No. 1	3.1910	102.4740
CANAL No. 2	7.3398	118.1400
ALCANTARILLA	5.0920	8.7500

Siendo:

Ap área de pavimento.

An área de terreno natural.

b.iii) Determinación de gastos.

Para el cálculo del gasto de las obras de drenaje , se utiliza el método Racional A.R.M.C.O. (subcap. II.2.2.c), cuya fórmula de recurrencia, es:

$$Q = \frac{i \ A \ R}{36 \ f} \quad \text{--- (VI. 7)}$$

Determinación de parámetros:

a) Intensidad de lluvia, $R = 5.3 \text{ cm/hr}$, calculada en el inciso (bi).

b) Area "A", tabla 1.

c) Coeficiente de escurrimiento (i), de la tabla (2.4), se tiene:

Pavimento asfáltico	$I_p = 0.90$
Terreno natural	$I_n = 0.30$

d) Factor de compensación (f), tabla (2.5), para pendientes entre 0.5 y 1.0 %, se concluye:

$$f = 2.50$$

Conocidos estos valores se procede al cálculo de la ecuación (IV.7), considerando una constante:

$$K = \frac{i \ R}{36 \ f} \quad \text{--- (VI. 8)}$$

donde:

$$Q = K A \quad \text{--- (VI. 9)}$$

Para áreas pavimentadas:

$$K_p = \frac{0.90 \text{ (5.3)}}{36 \text{ (2.5)}}$$

$$K_n = \frac{0.30 \text{ (5.3)}}{36 \text{ (2.5)}}$$

donde:

$$K_p = 0.053$$

$$K_n = 0.018$$

valores utilizados para el cálculo del gasto de cada obra.

ALCANTARILLA:

$$Q_{alc} = K_p A_p + K_n A_n \quad \text{--- (VI.10)}$$

$$Q_{alc} = (0.053 \times 5.092) + (0.018 \times 8.75)$$

$$Q_{alc} = 0.4274 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CANAL No. 1:

$$Q_{c1} = K_p A_p + K_n A_n \quad \text{--- (VI.11)}$$

$$Q_{c1} = (0.053 \times 3.191) + (0.018 \times 102.474)$$

$$Q_{c1} = 2.0140 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CANAL No. 2:

$$Q_{c2} = K_p A_p + K_n A_n \quad \text{--- (VI.12)}$$

$$Q_{c2} = (0.053 \times 7.3398) + (0.018 \times 118.140)$$

$$Q_{c2} = 2.5155 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Finalmente, gastos que conducirá cada obra:

CANAL No. 1:	$Q_{c1} = 2.01 \text{ m}^3/\text{seg.}$
CANAL No. 2:	$Q_{c2} = 2.52 \text{ m}^3/\text{seg.}$
ALCANTARILLA:	$Q_{ALC} = 0.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$

c) Diseño de las obras.

c.i) Alcantarilla.

Esta obra capta las aguas que se almacenan entre las calles de rodaje "A" y "B", como la parte central de la pista 14-32.

La alcantarilla atravieza la calle de rodaje "A" en el km 0 + 360, aporta todo su caudal al canal No. 1 en el cadenamiento 0 + 000, el gasto de toda el área es de 0.43 m³/seg.

Considerando las elevaciones del terreno y para no alterar las condiciones de escurrimiento natural se determinó una pendiente $S = 0.05$, previendo que la alcantarilla será de lámina corrugada, se obtuvo el coeficiente de rugosidad, $n = 0.024$ (tabla 3.1).

Para calcular el diámetro requerido, se utiliza el criterio de King (subcap. IV.1.1.d), siguiendo recomendaciones de que la tubería debe transportar el gasto a tubo parcialmente lleno, se elige el porcentaje de 75 % y con la relación $D/d = 0.75$, se obtiene de la tabla 4.1 la constante: $K' = 0.284$, que se utiliza en la ec. de King. ec. (4.13) y sustituyendo los valores

correspondientes, se tiene:

$$d = \frac{Q \cdot n}{K' \cdot S^{3/8}} \quad \text{--- (VI.13)}$$

sustituyendo valores:

$$d = \frac{0.43 \times 0.024}{0.284 (0.05)^{3/8}}$$

se obtiene:

$$d = 0.506 \text{ mt} = 0.51 \text{ mt}$$

Con el diámetro de 0.51 mt, podrá circular el gasto de diseño, pero debido a que no se pueden utilizar diámetros pequeños, es decir se debe tener un diámetro adecuado para dar mantenimiento y considerando recomendaciones en la construcción de alcantarillas (ref. 11), se fija un diámetro comercial de 1.05 mt, para el cual se procede a calcular el tirante que circulará por dicho conducto, con la ec. de Manning, ec. (3.16), resuelta en el subcap. II.5.a, se tiene como datos:

$Q = 0.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $n = 0.024$
 $S = 0.05$
 $D = 1.05 \text{ mt.}$
 Iteraciones = 10
 $T \text{ inicial} = 0.30 \text{ mt.}$

ITERACION.	APROXIMACION RELATIVA.	VALOR DEL TIRANTE.
1	0.116	0.268
2	0.044	0.257
3	0.005	0.255
4	0.000	0.255

TIRANTE NORMAL = 0.255 MT.

Se procede a calcular la velocidad para el anterior tirante, ecs. 3.6 a 3.8 y ec. 3.13:

$$\begin{aligned}
 \theta &= 2.0657 \\
 A &= 0.1634 \text{ m}^2. \\
 P &= 1.0845 \text{ m.} \\
 R_h &= 0.1507 \text{ m.} \\
 V &= (1/0.024) \times (0.1507)^{(2/3)} \times (0.05)^{(1/2)} \\
 V &= 2.64 \text{ m/seg.}
 \end{aligned}$$

Dicha velocidad evita el depósito de azolves en el conducto,

además no es excesiva que pueda producir erosión, la sección queda, como se muestra en la fig. VI.7.(b).

c.ii) Canal No. 1.

El canal No. 1, inicia en el km 0 + 360 de la calle de rodaje continuando paralelamente a ésta, el canal continúa por los contornos de la pista principal hacia la cabecera 32 para realizar la descarga. La longitud total del canal es de 2,240.00 mt.

El canal no se revestirá, además a causa de las condiciones topográficas, la pendiente del canal será pequeña, $S = 0.001$; dicho canal está a un lado de las aeropistas por lo que debe ser lo más imperceptible posible, por lo cual se tendrán taludes laterales de 7×1 y a fin de que la profundidad sea mínima, se fija una plantilla ancha de $b = 5.00$ mt. El coeficiente de rugosidad es $n = 0.035$ para canales excavados en tierra, con curvas y en régimen lento, ver ref. 1.

A continuación se determina el tirante que transita por dicho canal, se utiliza la ec. de Manning, ec. (3.16), se tienen como datos:

$Q = 2.01 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $n = 0.035$
 $S = 0.001$
 $K_1, K_2 = 7$
Iteraciones = 10
T inicial = 0.40 mt.

ITERACION.	APROXIMACION RELATIVA.	VALOR DEL TIRANTE.
1	0.036	0.625
2	0.130	0.553
3	0.045	0.519
4	0.013	0.513
5	0.000	0.513

TIRANTE NORMAL = 0.513 MT.

Se procede a calcular la velocidad, ecs. 3.3, 3.4 y 3.13:

$$A = 4.4072 \text{ m}^2.$$

$$P = 12.2549 \text{ m}.$$

$$R_h = 0.3596 \text{ m}.$$

$$V = (1/0.035) \times (0.3596)^{(2/3)} \times (0.001)^{(1/2)}$$

$$V = 0.46 \text{ m/seg.}$$

que es una velocidad permisible, que no erosiona el canal.

c.iii) Canal No. 2.

Se consideran las mismas condiciones del Canal No. 1, por lo cual siendo diferente el gasto, se tienen como datos:

$Q = 2.52 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $n = 0.035$
 $S = 0.001$
 $K_1, K_2 = 7$
Iteraciones = 10
T inicial = 0.50 mt.

ITERACION.	APROXIMACION RELATIVA.	VALOR DEL TIRANTE.
1	0.179	0.609
2	0.051	0.579
3	0.008	0.575
4	0.000	0.574

TIRANTE NORMAL = 0.574 MT.

Se procede a calcular la velocidad, ecs. 3.3, 3.4 y 3.13:

$$A = 5.1763 \text{ m}^2.$$

$$P = 13.1176 \text{ m.}$$

$$R_h = 0.3946 \text{ m.}$$

$$V = (1/0.035) \times (0.3946)^{(2/3)} \times (0.001)^{(1/2)}$$

$$V = 0.49 \text{ m/seg.}$$

que es una velocidad permisible.

En base a los tirantes calculados para canales, se considera el tirante mayor $Y = 0.57$ mt., adicionando el bordo libre, utilizando la fig. 4.29 para un gasto de 2.52 se determina el bordo libre de 0.60 mt, a fin de dar la profundidad final para los canales de 1.20 mt.

EJEMPLO 2:

a) Generalidades.

Se realizará el análisis hidrológico y diseño hidráulico del cruce de la carretera de San Francisco del Rincón a León (capital del estado de Guanajuato), localizado en el km 5 + 952, fig. VI.9 .

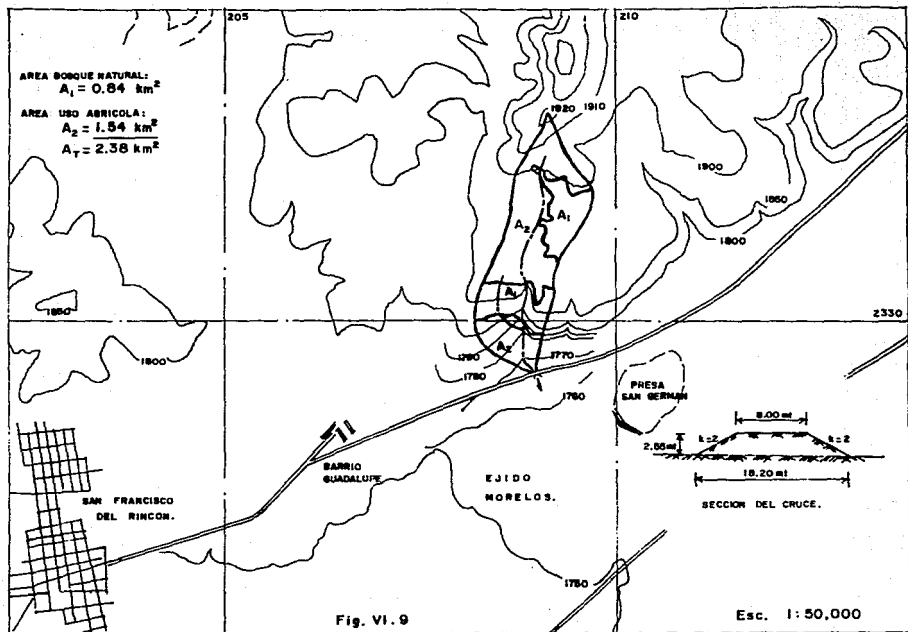
El poblado de San Francisco del Rincón se encuentra a 18 km. de la capital del estado, sus coordenadas geográficas son las siguientes: $21^{\circ} 01'$ latitud Norte y $101^{\circ} 51'$ longitud Oeste. Su elevación sobre el nivel del mar es de 1750 mt.

b) Procedimiento de cálculo.

b.1) Obtención de áreas.

Considerando la corriente que atravieza dicho cruce, se determinó el área de su cuenca, además de utilizar la carta de uso de suelo para la región analizada, se concluyó que existen dos porciones de bosque natural esparcidos (A_1) y dos de uso agrícola (A_2), ver fig VI.9, por lo que se tiene un área total de 2.38 km .

La longitud del cauce es de 3,275 mt con un desnivel de 153 mt, por lo que su pendiente , es:



$$S = \frac{153.00}{3,275.00} = 0.047$$

bii) Obtención de la intensidad de lluvia.

La estación de medición que influye en la región es la de León, Guanajuato y cuenta con pluviógrafo, por lo que se utilizó su información, el Departamento de Climatología de la S.A.R.H., proporcionó las curvas intensidad-duración-periodo de retorno. fig. VI.10, de dicha estación; para ser utilizadas se requiere del periodo de retorno de la obra y de la duración de diseño.

De la tabla 1.1, se selecciona el periodo de retorno para alcantarillas, $T_r = 5$ años y para el cálculo de la duración de diseño, se considera el tiempo de concentración, ya que es el tiempo en que se presenta el gasto máximo, ver fig. 1.1, se utilizan las ecs. 2.8 y 2.9 :

Kirpich:

$$t_c = 0.0003245 \left[\frac{3,275.00}{\sqrt{0.047}} \right]^{0.77}$$

$$t_c = 0.5360 \text{ hr.}$$

$$\text{Rowe: } t_c = \left[\frac{0.87 (3.275)^3}{153} \right]^{0.385}$$

$$t_c = 0.5379 \text{ hr.}$$

Seleccionando el mayor se concluye que la duración, es:

$$t_c = 0.538 \text{ hr} = 32.22 \text{ min.}$$

$$d = 32 \text{ min.}$$

Con el valor anterior y utilizando de la fig. VI-10, la curva para $T_r = 5$ años, se determinó una intensidad de:

$$i = 56 \text{ mm/hr}$$

b.iii) Coeficiente de escurrimiento.

El tipo de suelo que predomina en la cuenca es la arena y utilizando la tabla 2.3, para pendientes medias, se fija un coeficiente de escurrimiento $C_e = 0.15$, para la cuenca analizada.

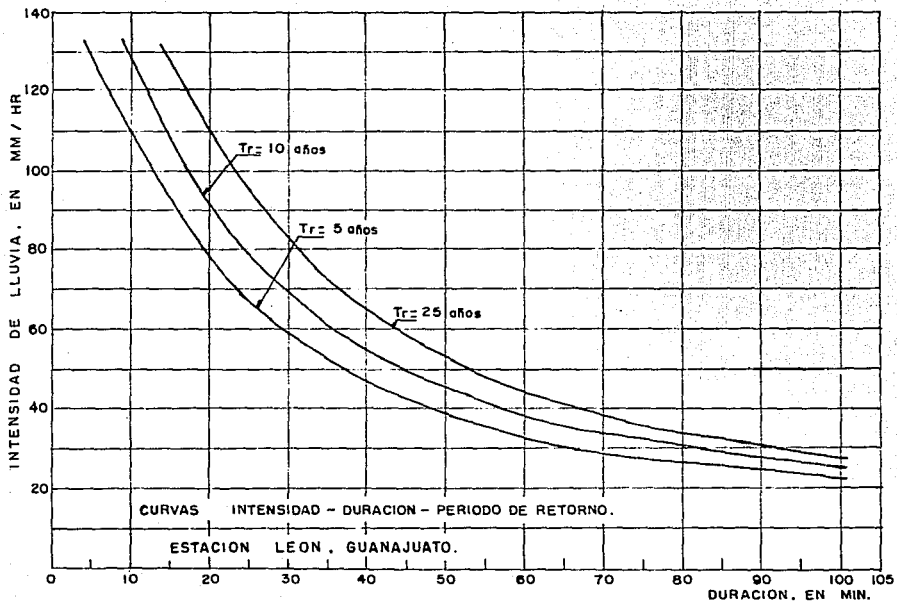


FIG. VI.10

b.iv) Determinación del gasto.

Para el cálculo del gasto, se utiliza el método racional, subcap. II.2.2.a, cuya ec. es:

$$Q = 0.278 C i A \quad \text{--- (VI.14)}$$

sustituyendo valores:

$$Q = 0.278 \times 0.15 \times 56 \times 2.38$$

$$Q = 5.55 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

c) Diseño hidráulico de la alcantarilla.

El gasto que circula por la alcantarilla es de $Q = 5.55$ m /seg, la alcantarilla se propone de concreto, siendo su coeficiente de rugosidad $n = 0.013$ (tabla 3.1); se respeta la pendiente del lecho de la corriente en el cruce, por lo que es de $S = 0.003$.

El diámetro requerido se obtiene utilizando la ec. (4.13), para ello se recomienda que el gasto que circule a tubo parcialmente lleno, eligiendo el porcentaje de 75 % y con la relación $D/d = 0.75$, se obtiene de la tabla 4.1, la constante $k' = 0.284$ y utilizando la ec. (VI.13), sustituyendo valores:

$$d = \left[\frac{5.55 \times 0.013}{0.284 (0.003)^{1/2}} \right]^{3/8}$$

$$d = 1.78 \text{ mt.}$$

Debido a que la altura del terraplón es de 2.55 mt y el diámetro comercial más cercano es de 1.83 mt, se tendrá un colchón de 0.72 mt, para no tener exceso de cargas en el conducto se cambiará la sección circular por un cajón de concreto de 2.50 mt. de ancho y 1.50 mt. de altura, el coeficiente de rugosidad no cambia por ser construido del mismo material, ver tabla 3.1, se procede a calcular el tirante que circulará por el conducto, con la ec. de Manning, ec. (3.16), resuelta en el subcap. II.5.a, se tienen como datos:

$$Q = 5.55 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.013$$

$$S = 0.0013$$

$$k_1, k_2 = 0$$

$$b = 2.50 \text{ mt.}$$

$$\text{Iteraciones} = 10$$

$$T. \text{ inicial} = 0.70 \text{ mt}$$

ITERACION.	APROXIMACION RELATIVA.	VALOR DEL TIRANTE.
1	0.418	1.030
2	0.165	0.884
3	0.053	0.839
4	0.005	0.836
5	0.000	0.835

TIRANTE NORMAL: 0.835 MT

Se calcula la velocidad para el anterior tirante:

$$A = 2.0875 \text{ m}^2$$

$$P = 4.1700 \text{ mt}$$

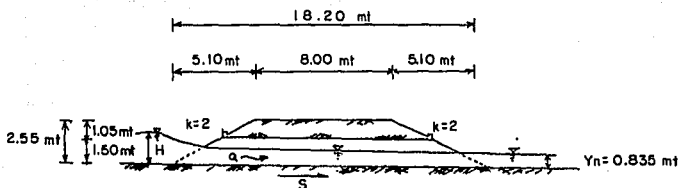
$$R_h = 0.5006 \text{ mt}$$

$$V = (1/0.013) \times (0.5006)^{(2/3)} \times (0.003)^{(1/2)}$$

$$V = 2.65 \text{ m /seg}$$

Velocidad que no produce erosión, ni sedimentación a la salida.

A fin de verificar un posible embalse a la entrada de la alcantarilla que pudiera provocar erosión en el terraplón, se procede a calcular el tirante aguas arriba, analizando la siguiente figura



CORTE TRANSVERSAL.

Utilizando el criterio del subcap. IV.1.1.c, y como se analiza un posible embalse, por ser la condición más crítica; y el tirante a la salida es menor que la altura de la alcantarilla, es decir, $Y > D$, se concluye que el tipo de flujo será, tipo 2 ó 3, ver fig. 4.17, para definir esto, es necesario determinar si es hidráulicamente corta o larga, con la relación:

$$\frac{L}{D} = \frac{18.20}{1.50} = 12.13$$

y considerando un espesor de losa de 15 cm:

$$\frac{W}{D} = \frac{0.10}{1.50} = 0.10$$

por lo que observando los límites entre alcantarillas, de la fig. 4.16, para alcantarillas de concreto, se concluye que es corta, siendo el flujo del tipo 3 (ver clasificación de flujos).

Para determinar la carga la entrada de la alcantarilla, se utiliza la fig. 4.19, siendo necesario definir la relación:

$$\frac{Q}{B D \sqrt{g D}} \quad \text{--- (VI.15)}$$

$$\frac{5.55}{2.5 \times 1.5 \sqrt{9.81 \times 1.5}} = 0.40$$

y utilizando la curva para bordes afilados, se obtiene:

$$\frac{H}{D} = 0.88$$

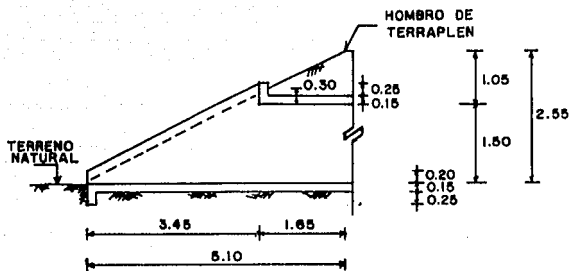
por lo que despejando el tirante aguas arriba H, se tiene:

$$H = 0.88 \times 1.50$$

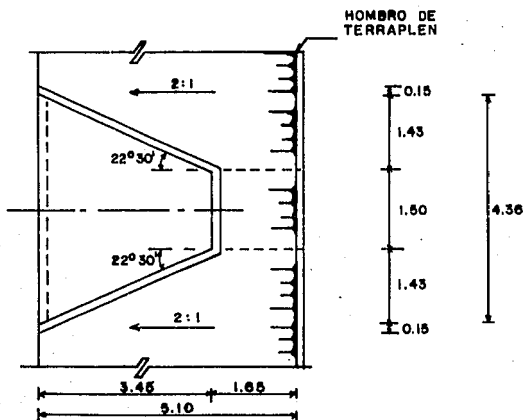
$$H = 1.32 \text{ mt.}$$

siendo esta altura menor a la del cajón, se concluye que no habrá embalse aguas arriba del terraplén, por lo que la sección propuesta de 2.50 x 1.50 mt, es adecuada para transitar el gasto de diseño y no se requiere de revestimiento adicional en los taludes del terraplén.

Las paredes de entrada en la alcantarilla dirigen el flujo hacia ésta, encauzando las aguas y la finales proporcionan una transición de la alcantarilla al cauce natural; el ángulo máximo óptimo para transiciones es de $22^{\circ} 30'$ y el mínimo de $12^{\circ} 30'$; se selecciona el máximo por ser el que da más amplitud de recolección y desfogue del flujo, por lo que se determinaron las dimensiones mostradas en la fig. VI.11 .



ELEVACION



PLANTA

ENTRADA Y SALIDA DE ALCANTARILLA

Fig. VI.11

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El drenaje en caminos debe considerarse desde los reconocimientos de las rutas posibles, ya que pueden conducir a mejores decisiones en el diseño inicial y en el trazo; en general para realizar el diseño de estructuras hidráulicas, se recomienda el siguiente procedimiento, mostrado en el esquema VII.1 .

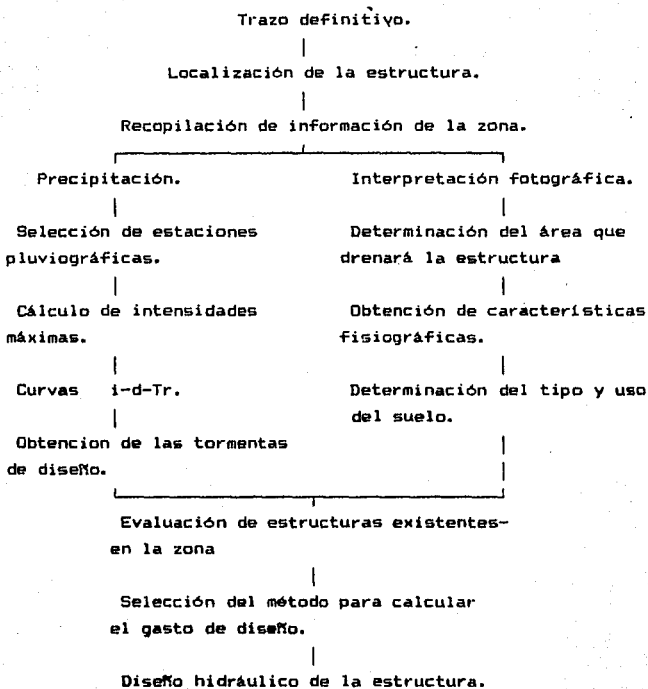
La selección de la clase y tamaño de obra que conducirá el gasto de diseño, se realizará con alguno de los procedimientos del capítulo IV; otro procedimiento, además de los mencionados, es a través de monogramas y tablas que presentan el gasto para diferentes condiciones y recomiendan el tipo de obra para dicho gasto, éstos se presentan en manuales, tal es el caso de las referencias 2 y 3.

Las limitaciones del análisis hidrológico, se relaciona con la información disponible de la zona donde se localiza la estructura de drenaje, así como la experiencia del diseñador y conocimiento que se tenga de los métodos disponibles para el cálculo del gasto.

Al aplicar un método para el análisis de un problema, deben tomarse en cuenta que las bases con las que se elaboró dicho criterio sean las mismas a las del problema, es decir, deben considerarse las recomendaciones de cada método.

En la sección II.2.2, los métodos a), b) y d), tienen como característica común, la determinación de la intensidad de diseño, correspondiente a un periodo de retorno seleccionado, asociado a una duración, misma que se obtiene con las curvas $i-d-T_r$, representativas de la zona analizada. Considerando la hipótesis

ESQUEMA VII.1



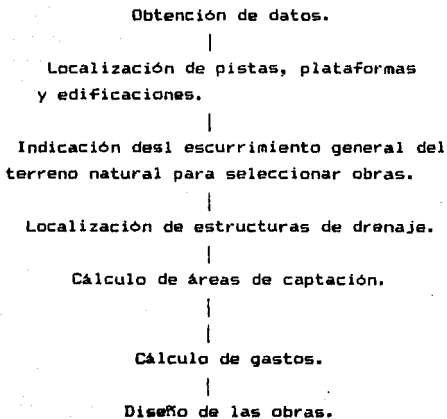
común para deducir las fórmulas de los métodos mencionados: toda la cuenca contribuye a aportar el escurrimiento que genera el gasto pico; lo expuesto con anterioridad implica que la duración de la tormenta 'd' que se elija para el diseño debe ser igual al intervalo que tarda en recorrer el agua desde el punto más alejado de la cuenca, al punto analizado o lugar donde nos interesa conocer el caudal, es decir, igual al tiempo de concentración 'tc'.

El tiempo de concentración en una pista o una carretera será el tiempo utilizado por el agua para transitar la zona pavimentada desde su parteaguas hasta la estructura de intercepción que la conducirá a zonas bajas, alejadas o bien a cauces naturales, para determinar este lapso de tiempo se utilizan fórmulas empíricas para superficies planas o pavimentadas, expuestas en el capítulo II.

El procedimiento de diseño de drenaje superficial de un aeropuerto, generalmente es el mostrado en el esquema VII.2 .

En la obtención de datos, se incluyen plano general del aeropuerto, plano topográfico, tipo de terreno, secciones transversales de pistas y rodajes y la intensidad de lluvia.

ESQUEMA VII.2



BIBLIOGRAFIA.

1. Aparicio Mijares F.J.
Hidrología de Superficie.
Facultad de Ingeniería (U.N.A.M.).
2. A.R.M.C.O., International Corporation.
Manual de Drenaje y Productos de Construcción.
3. Etcharren Gutiérrez R.
Manual de Caminos Vecinales.
4. French Richard H.
Hidráulica de Canales Abiertos.
5. King Horance W.
Manual de Hidráulica.
6. Linsley Ray E.
Ingeniería de los Recursos Hidráulicos.
7. Rico Rodriguez A. y Del Castillo Mejia H.
La Ingeniería de Suelos en la Vías Terrestres,
Vol. 1 y 2 .
8. Sotelo Avila Gilberto.
Hidráulica General, Vol I y II.

9. Springall Galindo R.
Análisis Estadístico y Probabilístico de
Datos Hidrológicos.
Facultad de Ingeniería.

10. Springall Galindo R.
Drenaje en Cuencas Grandes.
Instituto de Ingeniería, (U.N.A.M.).

11. Springal Galindo R.
Drenaje en Cuencas Pequeñas.
Instituto de Ingeniería, (U.N.A.M.).

12. Ven Te Chow
Hidráulica de Los Canales Abiertos.

13. Xelxuantzi Avila R.
Hidráulica en Cruces Carreteros.
Facultad de Ingeniería (U.N.A.M.).