



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**GENERALIDADES PARA DRENAJE EN CARRETERAS  
Y AEROPUERTOS**

**T E S I S**

Que para obtener el título de

**INGENIERO CIVIL**

Presenta:

**Pedro Virgilio Luna Mc Gregor**



México, D. F.

1986



## **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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
ARGENTINA

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-157

Señor PEDRO VIRGILIO LUNA MC GREGOR,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Florentino Mejía Chávez, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO CIVIL.

"GENERALIDADES PARA DRENAJE EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS"

- I. Introducción.
- II. Descripción e importancia de las obras de drenaje en carreteras y aeropuertos.
- III. Problemas que se presentan en las obras de drenaje.
- IV. Métodos de cálculo.
- V. Comentarios y conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 15 de julio de 1985  
EL DIRECTOR

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

②  
OARCH/RCCH/sho.

# INDICE

	PAG.
CAPITULO I.	
INTRODUCCIÓN	9
CAPITULO II.	
DESCRIPCIÓN E IMPORTANCIA DE LAS OBRAS DE DRENAJE EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS.	12
II.1 CARRETERAS	12
II.2 AEROPUERTOS	27
CAPITULO III	
PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN LAS OBRAS DE DRENAJE.	31
CAPITULO IV	
MÉTODOS DE CÁLCULO	37
IV.1 MÉTODOS DE CAMPO.	
IV.1.1 MÉTODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE.	39
IV.1.2 MÉTODO DE SUTESBARA SUGIO.	42
IV.1.3 MÉTODO DE CRUICKSHANK Y MAZA.	43
IV.1.4 MÉTODO DE ENGELUND.	45
IV.2 MÉTODOS EMPÍRICOS	
IV.2.1 MÉTODO DE CREAGER.	47
IV.2.2 MÉTODO DE LOWRY	48
IV.3 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	
IV.3.1 MÉTODO DEL DR. VENTE CHOW.	48
IV.3.2 MÉTODO DE I PAI WU	56
IV.3.3 MÉTODO RACIONAL	60
IV.3.4 MÉTODO DEL ING. SÁNCHEZ BIBRIESCA.	62
IV.3.5 MÉTODO DE LA AGENCIA FEDERAL DE AVIACIÓN (FAA).	67
IV.3.6 MÉTODO ARMCO.	67

IV.4 MÉTODOS ESTADÍSTICOS.	
IV.4.1 MÉTODO DE GUMBEL.	68
IV.4.2 MÉTODO DE LEBEDIEV.	70
IV.4.3 MÉTODO DE NASH.	74

## CAPITULO V

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.	81
-----------------------------	----

BIBLIOGRAFÍA.	83
---------------	----

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

EL AGUA, ELEMENTO ESENCIAL PARA LA VIDA DEL HOMBRE, EN MÚLTIPLES OCASIONES, CREA PROBLEMAS QUE NOS OBLIGA A CONSTRUIR OBRAS DE PROTECCIÓN. EL AGUA PUEDE CAUSAR DAÑOS EN LAS CIMIENTACIONES, MUELLES, TERRAPLENES, CARRETERAS, AEROPISTAS, ETC., SI NO SE TOMAN MEDIDAS DE SEGURIDAD ADECUADAS. PARA CONTRARRESTAR LOS EFECTOS DEL AGUA, SE REQUIERE DRENAR EFICIENTEMENTE, EVITANDO QUE SE FILTRE A LOS SITIOS DONDE PUEDA CAUSAR PROBLEMAS.

EN EL DISEÑO DE DRENAJES, ES IMPORTANTE DESARROLLAR SISTEMAS QUE SEAN CAPACES DE EVACUAR LAS AGUAS QUE LLEGUEN HACIA ELLOS, GARANTIZANDO QUE FUNCIONEN ADECUADAMENTE DURANTE LA VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SE TRATE.

EL PRESENTE TRABAJO ESTÁ ENFOCADO A LAS OBRAS DE DRENAJE QUE SON PARTÍCIPES EN EL DISEÑO DE CARRETERAS Y AEROPISTAS.

INICIALMENTE SE HACE UNA BREVE DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS DE DRENAJE EN AEROPUERTOS Y CARRETERAS Y SU LOCALIZACIÓN DENTRO

DE LOS PROYECTOS.

POSTERIORMENTE, SE EXPLICAN LOS PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN LAS OBRAS DE DRENAJE, DESDE SABER CUAL ES EL GASTO DE DISEÑO HASTA LOS EFECTOS QUE CAUSAN EL ESCURRIMIENTO Y LA EROSIÓN. - LA DETERMINACIÓN DEL GASTO DE LA CORRIENTE LO MAS ADECUADAMENTE POSIBLE VIENE A SER UNO DE LOS PRINCIPALES PROBLEMAS POR RESOLVER. SI EL VALOR DEL GASTO QUE SE ADOPTE PARA EL PROYECTO ES EXCESIVO, LA OBRA DE DRENAJE QUEDARÁ SOBREDISEÑADA, Y SI ES EL CASO CONTRARIO, LA OBRA CORRE EL RIESGO DE ESTAR EN CONSTANTES REPARACIONES O CAMBIARLA TOTALMENTE.

EN EL CAPÍTULO IV DENOMINADO "MÉTODOS DE CÁLCULO", SE DESCRIBEN ALGUNOS DE LOS MÉTODOS QUE EXISTEN PARA EL CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO QUE PODEMOS TENER EN UNA CUENCA ASOCIADO A UN PERIODO DE RETORNO.

EL APLICAR UNO DE LOS MÉTODOS QUE SE ENUNCIAN, DEPENDERÁ EN GRAN PARTE DE LOS DATOS QUE SE OBTENGAN DE LA CUENCA EN ESTUDIO.

EXISTEN MÉTODOS EN LOS CUALES, SOLO CON TENER EL ÁREA DE LA CUENCA PODEMOS LLEGAR A DETERMINAR UN GASTO PRELIMINAR, Y OTROS QUE EN BASE A DATOS HISTÓRICOS SE OBTIENE EL CORRESPONDIENTE VOLUMEN DE AGUA ASOCIADO A UN PERIODO DE RETORNO.

NO SE PRETENDE, EN CONSECUENCIA, EN ESTE TRABAJO DAR TODO UN TRATADO DE HIDROLOGÍA Y DISEÑO DE DRENAJES; PERO SÍ HAY EN ÉL ELEMENTOS DE JUICIO QUE PERMITEN DAR UNA VISIÓN GENERAL DE LOS DRENAJES EN AEROPISTAS Y CARRETERAS. EN ESTE SENTIDO EL OBJETIVO DE LA PRESENTE INVESTIGACIÓN CONSISTE EN MOSTRAR LA DIVERSIDAD DE OBRAS DE DRENAJE, SU LOCALIZACIÓN EN LOS PROYECTOS DE AEROPUERTOS Y CARRETERAS Y ESTIMAR EL GASTO DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE LOS DISTINTOS MÉTODOS QUE EXISTEN.

## CAPITULO II

## DESCRIPCION E IMPORTANCIA DE LAS OBRAS DE DRENAJE EN CARRE TERAS Y AEROPUERTOS.

### II.1.- CARRETERAS.

EL OBJETO DEL DRENAJE EN CARRETERAS, ES EL DE REDUCIR AL MÁXIMO POSIBLE LA CANTIDAD DE AGUA QUE DE ALGUNA U OTRA MANERA LLEGA A LA CARRETERA Y EN SEGUNDO TÉRMINO DAR SALIDA RÁPIDA AL AGUA QUE LLEGUE A LA CARRETERA,

PARA CONTAR CON UN BUEN DRENAJE SE DEBE EVITAR QUE EL AGUA CIRCULE EN CANTIDADES EXCESIVAS DESTRUYENDO EL PAVIMENTO Y A LA VEZ ORIGINANDO BACHES. TAMBIÉN HAY QUE EVITAR QUE EL AGUA SE ESTANQUE EN LAS CUNETAS PARA NO TENER EN LAS TERRACERIAS LA PÉRDIDA DE ESTABILIDAD DANDO COMO RESULTADO ASENTAMIENTOS PERJUDICIALES. DEBE EVITARSE TAMBIÉN QUE LOS CORTES, CON MATERIALES DE MALA CALIDAD, SE SATUREN DE AGUA CON PELIGRO DE DERRUMBES O DESLIZAMIENTOS SEGÚN EL TIPO DE MATERIAL DEL CORTE, Y DE

BE EVITARSE ADEMÁS, QUE EL AGUA SUBTERRANEA REBLANDEZCA LA SUBRASANTE CON SU CONSIGUIENTE PELIGRO.

COMO SE PUEDE OBSERVAR EL PLANEAR UN DRENAJE, VIENE A SER UNO DE LOS FACTORES MAS IMPORTANTES EN EL PROYECTO DE UN CAMINO. EN CASI TODOS LOS CASOS EL TRAZO DE UNA CARRETERA O CAMINO PASA POR TERRENOS EN LOS QUE ALGUNAS VECES SON SUELOS IMPERMEABLES Y OTROS NO LO SON, OBLIGANDO A LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE DRENAJE.

EL DRENAJE EN CARRETERAS LO PODEMOS DIVIDIR EN DOS PARTES:

- 1) DRENAJE SUPERFICIAL.
- 2) DRENAJE SUBTERRANEO.

### 1) DRENAJE SUPERFICIAL.

EN EL DRENAJE SUPERFICIAL SE ATACAN LOS PROBLEMAS DE REDUCIR AL MÁXIMO EL AGUA QUE AFLUYE AL CAMINO, MEDIANTE LA CAPTACIÓN DE ÉSTA Y EN SEGUNDO TÉRMINO EL DE DAR SALIDA RÁPIDA AL AGUA QUE INEVITABLEMENTE ENTRA AL CAMINO.

LAS OBRAS DE DRENAJE QUE SE CONSTRUYEN SON:

- A) CUNETAS.
- B) CONTRACUNETAS.
- C) BOMBEO DEL CAMINO.
- CH) LAVADEROS O VERTEDEROS.
- D) ALCANTARILLAS.
- E) MUROS DE CABEZA.
- F) CAJONES DE ENTRADA.
- G) DESARENADORES.
- H) VADOS.
- I) PUENTE VADO.
- J) PUENTES.

### 2) DRENAJE SUBTERRANEO.

EL DRENAJE SUBTERRANEO CONSISTE EN PROPORCIONAR DUCTOS DE DRENAJE ADECUADOS PARA CONTROLAR EL ESCURRIMIENTO DE ESA AGUA RÁPIDAMENTE.

CADA LUGAR QUE REQUIERA DRENAJE SUBTERRANEO, O SUBDRENAJE COMO TAMBIÉN SE LE LLAMA, ES UN PROBLEMA INDIVIDUAL Y DIFERENTE. EN ESTE TIPO DE DRENAJE SE DEBERÁ TENER CUIDADO, YA QUE DE ÉL DEPENDE GRAN PARTE LA SEGURIDAD Y ESTABILIDAD DEL CAMINO.

LAS OBRAS DE DRENAJE SUBTERRANEO MAS COMUNES PARA IMPEDIR QUE EL AGUA LLEGUE AL CAMINO Y PARA REMOVER AQUELLA QUE HAYA LLEGADO AL MISMO SON:

- K) ZANJAS.
- L) DRENES CIEGOS.
- N) DRENES DE TUBO.

A CONTINUACIÓN, UNA BREVE DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS DE DRENAJE ANTES MENCIONADAS.

#### A) CUNETAS.

LAS CUNETAS SON ZANJAS QUE SE HACEN A AMBOS LADOS DEL CAMINO CON EL PROPÓSITO DE RECIBIR Y CONducIR EL AGUA PLUVIAL DE LA MITAD DEL CAMINO (O DE TODO EL CAMINO EN LAS CURVAS), EL AGUA QUE ESCURRE POR LOS CORTES Y A VECES LA QUE ESCURRE DE PEQUEÑAS AREAS ADYACENTES. CUANDO LAS CUNETAS PASAN DEL CORTE AL TERRAPLEN, SE PROLONGAN A LO LARGO DEL PIE DEL TERRAPLEN DEJANDO UNA BERMA CONVENCIONAL ENTRE DICHO PIE Y EL BORDE DE LA CUNETETA PARA EVITAR QUE SE REMOJE EL TERRAPLEN LO CUAL ES CAUSA DE ASENTAMIENTOS.

#### B) CONTRACUNETAS.

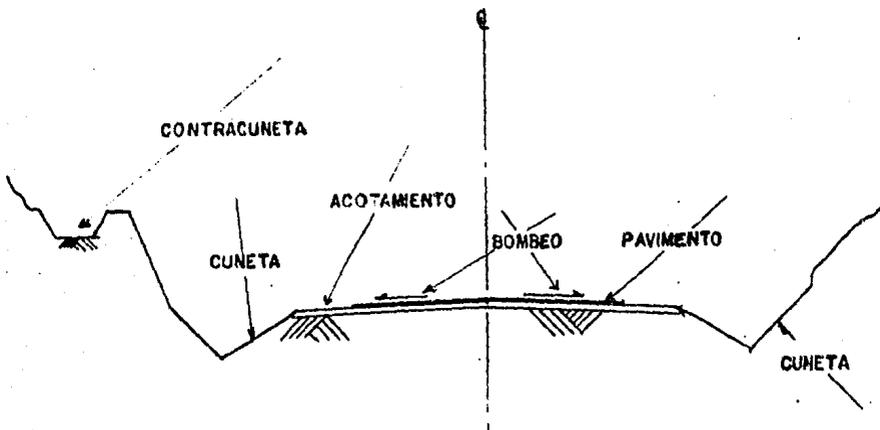
LAS CONTRACUNETAS SON ZANJAS QUE SE HACEN EN LUGARES CONVENIENTES CON EL FIN DE EVITAR QUE LLEGUE A LAS CUNETAS MAS AGUA QUE AQUELLA PARA LA CUAL ESTÁN PROYECTADAS. EN VIRTUD DE QUE LAS CUNETAS SOLO PUEDEN LLEVAR EL AGUA QUE ESCURRE POR EL BOMBEO DEL CAMINO Y LOS TALUDES DE LOS CORTES, Y DE PEQUEÑAS AREAS ADYACENTES, CON EL FIN DE RECOGER Y ENCAUZAR EL AGUA QUE PROVIENE DE ZONAS MAS ALEJADAS Y QUE SE DIRIGEN AL CAMINO, SE CONSTRUYEN LAS CONTRACUNETAS COLOCADAS TRANSVERSALES A LA PENDIENTE DEL TERRENO, LAS CUALES INTERCEPTAN EL PASO DEL AGUA Y LA ALEJAN DE LOS TERRAPLENES Y CORTES.

CUANDO EL CAMINO SIGUE APROXIMADAMENTE LA DIRECCIÓN DE LA MISMA PENDIENTE DEL TERRENO, SON INNECESARIAS LAS CONTRACUNETAS PORQUE ENTONCES EL AGUA CORRERÁ PARALELAMENTE AL CAMINO EN DIRECCIÓN DE LOS TALWEGS Y POR AHÍ SALDRÁ A LAS ALCANTARILLAS. COMO SE PUEDE OBSERVAR EL USO DE LAS CONTRACUNETAS ESTÁ INDICADO EN TERRENOS MONTAÑOSOS O EN LOMERIO, PERO EN CUALQUIER CASO DEBE OBSERVARSE LA NATURALEZA GEOLÓGICA DEL TERRENO PARA NO HACER CONTRACUNETAS QUE VAYAN A RESULTAR PERJUDICIALES EN VEZ DE ÚTILES.

LA LONGITUD DE LAS CONTRACUNETAS SERÁ LA NECESARIA PARA LLEVAR LAS AGUAS HASTA DESEMBOCAR EN UN TALWEG U HONDONADA ADYACENTE.

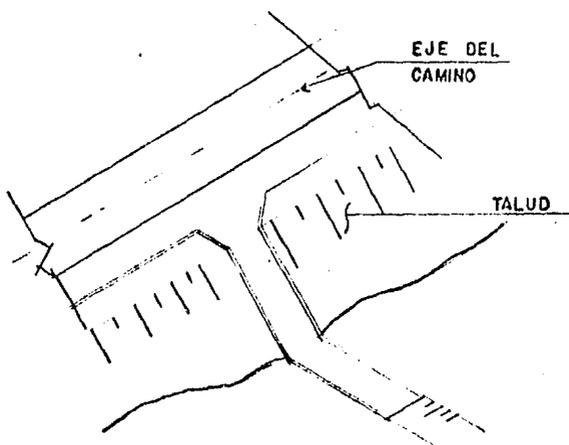
### c) BOMBEO DEL CAMINO.

SE DENOMINA BOMBEO DE UN CAMINO A LA PENDIENTE DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MISMO Y QUE TIENE COMO FIN PRINCIPAL EL DRENAR HACIA LOS LADOS EL AGUA QUE CAE EN EL CAMINO MISMO. EL BOMBEO QUE DEBE EMPLEARSE DEPENDE DE LA CLASE DE SUPERFICIE, FACILIDAD DE CIRCULACIÓN DE LOS VEHÍCULOS Y ASPECTO DEL CAMINO. EN MÉXICO SE ACOSTUMBRA EMPLEAR UN BOMBEO DE 2% EN CAMINOS DE CONCRETO ASFÁLTICO Y DE 1.5% EN CAMINOS DE CONCRETO HIDRÁULICO.



### CH) LAVADEROS O VERTEDEROS.

EL DESFOGUE DE UNA CORRIENTE DE AGUA PUEDE HACERSE CON UN LAVADERO O VERTEDERO, EL CUAL NO ES MAS QUE UNA CUBIERTA O DELANTAL DE MAMPOSTERÍA DE CONCRETO O DE PIEDRA ACOMODADA SIMPLEMENTE, POR DONDE SE ENCAUZA EL AGUA DE LOS TALUDES O TERRAPLENES, EN TERRENO MUY EROSIONABLE, HASTA LLEVARLA A LUGARES DONDE LA EROSIÓN CONTINUADA NO PUEDA LLEGAR A AFECTAR EL CAMINO EN FORMA ALGUNA. CUANDO SE CONSTRUYAN EN TERRENOS INCLINADOS ES NECESARIO ANCLARLOS CON DENTELLONES PARA EVITAR QUE SE RESBALEN.



L A V A D E R O .

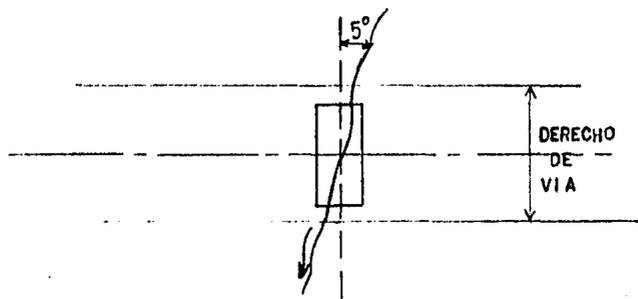
### D) ALCANTARILLAS.

LAS ALCANTARILLAS SON CONDUCTOS CERRADOS QUE SE CONSTRUYEN TRANSVERSALES A UN TERRAPLÉN Y POR DEBAJO DE ÉSTE, CON OBJETO DE CONducir AGUA DE LLUVIA PROVENIENTE DE CUNETAS Y CONTRACUNETAS HACIA ESCURRIMIENTOS NATURALES, ELIMINANDO ASÍ EL PELIGRO DE DAÑOS E INTERRUPTIONES DEL TRÁNSITO. LA DIFERENCIA ENTRE UNA ALCANTARILLA Y UN PUENTE CONSISTE EN QUE LA PARTE SUPERIOR DE UNA ALCANTARILLA GENERALMENTE NO FORMA PARTE DEL PAVIMENTO DE LA CARRETERA; EN CAMBIO, UN PUENTE ESLABONA UNA CARRETERA SOBRE UN CAUCE NATURAL.

LAS ALCANTARILLAS SE COLOCAN, GENERALMENTE EN EL FONDO DEL CAUCE QUE DESAGUAN, AUNQUE EN ALGÚN CASO PARTICULAR PUEDE CAMBIARSE ESA LOCALIZACIÓN.

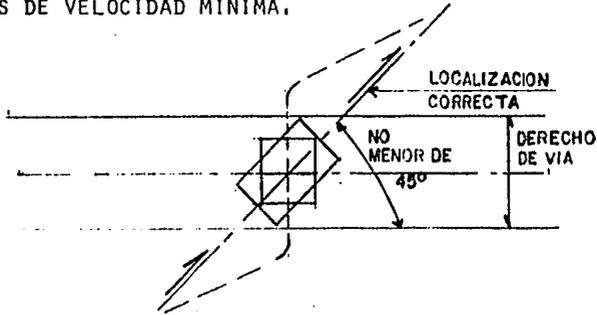
AL LOCALIZAR UNA ALCANTARILLA DEBE PROCURARSE NO FORZAR LOS CRUCES PARA HACERLAS NORMALES CUANDO LA LOCALIZACIÓN RAZONABLE Y NATURAL ES ESVIAJADA, YA QUE EN ESOS CASOS LA ECONOMÍA OBTENIDA CON CRUCES NORMALES CASI NUNCA COMPENSA LOS GASTOS DE CONSERVACIÓN OCASIONADOS POR LA EROSIÓN DEL AGUA AL SUFRIR ÉSTA FUERTES DESVIACIONES. ADEMÁS, NO DEBE TRATARSE DE REDUCIR EL NÚMERO DE ALCANTARILLAS CONCENTRANDO EN UNA SOLA EL AGUA DE VARIOS TALWEGS, SINO POR EL CONTRARIO, ES CONVENIENTE COLOCAR TODAS LAS ALCANTARILLAS QUE SEAN NECESARIAS PARA UN FUNCIONAMIENTO EFICAZ DEL DRENAJE.

SIN EMBARGO, CUANDO EL ESVIAJAMIENTO DE UNA CORRIENTE SEA MENOR DE  $5^\circ$  ES PREFERIBLE HACER LA ESTRUCTURA PERPENDICULAR AL CAMINO SUPONIENDO EL ESVIAJAMIENTO Y RECTIFICANDO LIGERAMENTE EL CAUCE COMO SE MUESTRA A CONTINUACIÓN.

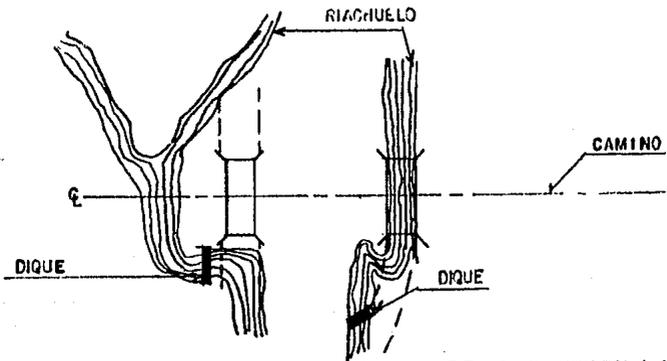


CUANDO LA FORMA DEL CAUCE SE AJUSTA A LA DIRECCIÓN DE LA ALCANTARILLA, BASTA PONER ALEROS O MUROS DE CABEZA PARA ENCAUZAR EL AGUA. CUANDO EL CAUCE ES IRREGULAR O SE ENCUENTRA CUBIERTO DE PIEDRAS O DE MALEZA, ES NECESARIO CANALIZAR UN TRECHO A LA ENTRADA Y A LA SALIDA DE LA ALCANTARILLA PARA QUE EL AGUA SE ENCAUCE BIEN. EN AQUELLOS CASOS EN LOS QUE LA DIRECCIÓN DE LA CORRIENTE CON LA NORMAL AL EJE DEL CAMINO FORMEN UN ÁNGULO MAYOR DE  $5^\circ$ , ES PREFERIBLE ALINEAR LA ALCANTARILLA CON EL FONDO DEL ARROYO AÚN A EXPENSAS DE QUE RESULTE UNA OBRA MAS LARGA Y

COSTOSA QUE LA CONSTRUIDA NORMAL, YA QUE ÉSTA REQUERIRÁ CANALIZAR EL CAUCE CON CODOS MAS O MENOS FORZADOS QUE SON POCO RESISTENTES AL EMBATE DEL AGUA EN LOS AGUACEROS FUERTES, PRODUCIÉNDOSE DESLAVES EN LOS LUGARES DE MÁXIMA VELOCIDAD Y AZOLVES EN AQUELLOS DE VELOCIDAD MÍNIMA.



CUANDO UN CAMINO CUENTA CON CUNETAS MUY LARGAS DEBIDO A QUE VA BORDEANDO UNA LOMA O LADERA, ES MUY CONVENIENTE ALIVIAR LA CUNETA CADA 100 M MEDIANTE EL EMPLEO DE UNA ALCANTARILLA QUE SIRVA PARA DAR SALIDA A TODA EL AGUA, LOGRÁNDOSE QUE EL CAUDAL DE LA CUNETA NO PASE DE CIERTO LÍMITE, LA SEPARACIÓN DE 100 M INDICADA ES SOLO COMO GUÍA YA QUE DEBEN COLOCARSE DE ACUERDO CON LAS CONDICIONES DE PENDIENTE, TIPO DE SUELO, PROTECCIÓN DE LAS CUNETAS Y ANCHO DE SU SECCIÓN TRANSVERSAL. SIN EMBARGO, LA DISTANCIA YA INDICADA ES UNA DE LAS MAS COMUNES EN CAMINOS.



EJEMPLO DE UN ALINEAMIENTO DE ALCANTARILLAS.

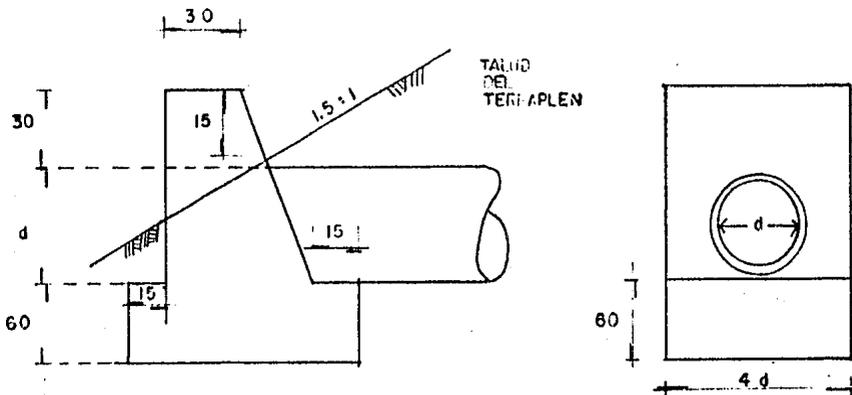
### E) MUROS DE CABEZA.

LOS MUROS DE CABEZA SIRVEN PARA IMPEDIR LA EROSIÓN ALREDEDOR DE LA ALCANTARILLA, PARA GUIAR LA CORRIENTE Y PARA EVITAR QUE EL TERRAPLÉN INVADA EL CANAL.

ESTOS MUROS DE CABEZA SON GENERALMENTE DE MAMPOSTERÍA O DE CONCRETO, PERO PUEDEN HACERSE DE PIEDRA SUELTA. LOS DE CONCRETO SON LOS MEJORES Y DEBEN PREFERIRSE HASTA DONDE SEA POSIBLE.

LA ALTURA DE LOS MUROS DE CABEZA DEBE SER TAL QUE SE EXTIENDA MÁS ARRIBA DE SU INTERSECCIÓN CON LOS TALUDES DEL CAMINO. EL MURO DE CABEZA DEBE PROLONGARSE POR LO MENOS 60 CM ABAJO DE LA PLANTILLA FORMANDO UN DENTELLÓN QUE SIRVA A LA VEZ DE AMARRE Y DE PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN DE DICHA PLANTILLA. EL DENTELLÓN DE AGUAS ARRIBA DEBE HACERSE MÁS PROFUNDO QUE EL DE AGUAS ABAJO. EN ÉSTOS CASOS AL EXTREMO DEL DELANTAL DEBE PONERSE TAMBIÉN UN DENTELLÓN.

LA LONGITUD DEL MURO DE CABEZA DEPENDE DE LA LONGITUD DE LA ALCANTARILLA, DE LA ALTURA DE LA MISMA Y DEL TALUD DEL TERRAPLÉN, DEBIENDO SER TAL QUE EL PIE DEL TERRAPLÉN QUE SE DERRAME ALREDEDOR DEL EXTREMO DEL MURO DE CABEZA NO INVADA EL CANAL DE LA CORRIENTE.



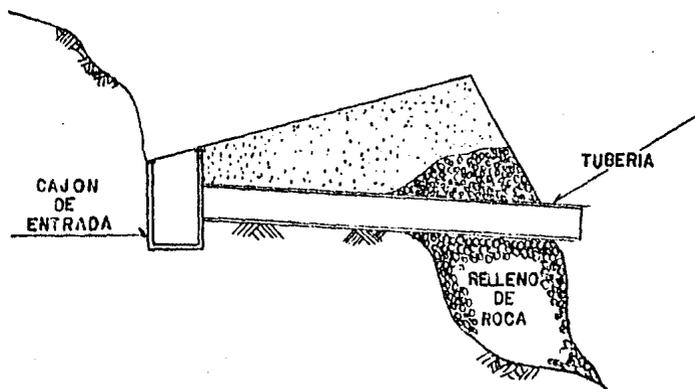
CUANDO LOS MUROS DE CABEZA NO SON RECTOS SINO QUE LLEVAN ALEROS, PARA DETERMINAR LA LONGITUD DE LOS MISMOS DEBE TAMBIÉN TENERSE EN CUENTA EL ÁNGULO QUE FORMAN LOS ALEROS. LA ALTURA DE LOS ALEROS VA EN DISMINUCIÓN HACIA SU EXTREMO. ESA DISMINUCIÓN DEPENDE DEL ÁNGULO DE LOS ALEROS Y DEL TALUD NATURAL DEL TERRENO.

#### F) CAJONES DE ENTRADA.

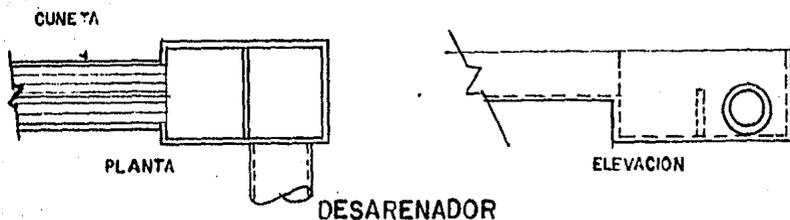
ES UN CAJON DE MAMPOSTERÍA O DE CONCRETO EN EL CUAL EL AGUA QUE CORRE POR LA CUNETETA CAE Y POSTERIORMENTE ENTRA A LA ALCANTARILLA.

#### G) DESARENADORES.

SON CAJONES DE ENTRADA QUE CUENTAN CON DOS DEPÓSITOS EL PRIMERO ES CON EL FIN DE RETENER LOS ARRASTRES QUE LLEVA LA CUNETETA.



CORTE TRANSVERSAL DE UN CAJON DE ENTRADA



DESARENADOR

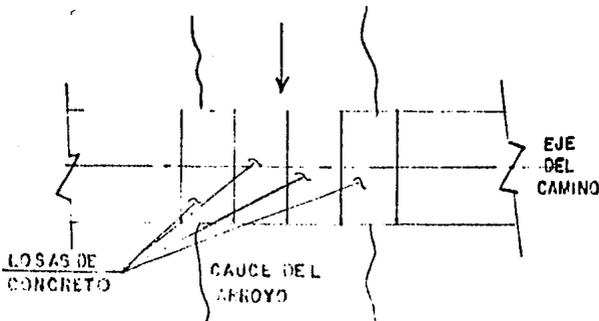
## H) VADOS.

EN ALGUNAS COMARCAS POCO LLUVIOSAS SE ENCUENTRAN HONDONADAS - POR LAS QUE LLEGA A ESCURRIR AGUA SOLAMENTE EN RARAS OCASIONES, DE TAL MANERA QUE NO AMERITÁN LA CONSTRUCCIÓN DE UNA ALCANTARILLA. EN ESTOS CASOS LO QUE SE HACE ES CONSTRUIR UN VADO, ESTO ES, SE PAVIMENTA EL CAMINO CON CONCRETO EN FORMA TAL QUE NO SEA PERJUDICADO POR EL PASO EVENTUAL DE UNA CORRIENTE, Y EN LUGARES BIÉN VISIBLES SE INDICA EL TIRANTE DE AGUA PARA QUE LOS CONDUCTORES DE VEHICULOS DECIDAN A SU JUICIO SI PUEDEN PASAR O NO.

LOS VADOS SE EMPLEAN MUCHO EN LOS CAMINOS VECINALES CUANDO - LOS ARROYOS NO LLEVAN MUCHA AGUA.

UN VADO BIÉN HECHO DEBE LLENAR LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

- A) LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO NO SE DEBE EROSIONAR AL PASAR EL AGUA.
- B) DEBE EVITARSE LA EROSIÓN Y SOCAVACIÓN AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO.
- C) DEBE FACILITAR EL ESCURRIMIENTO PARA EVITAR RÉGIMENES TURBULENTOS.
- CH) DEBE TENER SEÑALES VISIBLES QUE INDIQUEN CUANDO NO DEBE PASARSE PORQUE EL TIRANTE DEL AGUA ES DEMASIADO ALTO Y PELIGROSO.

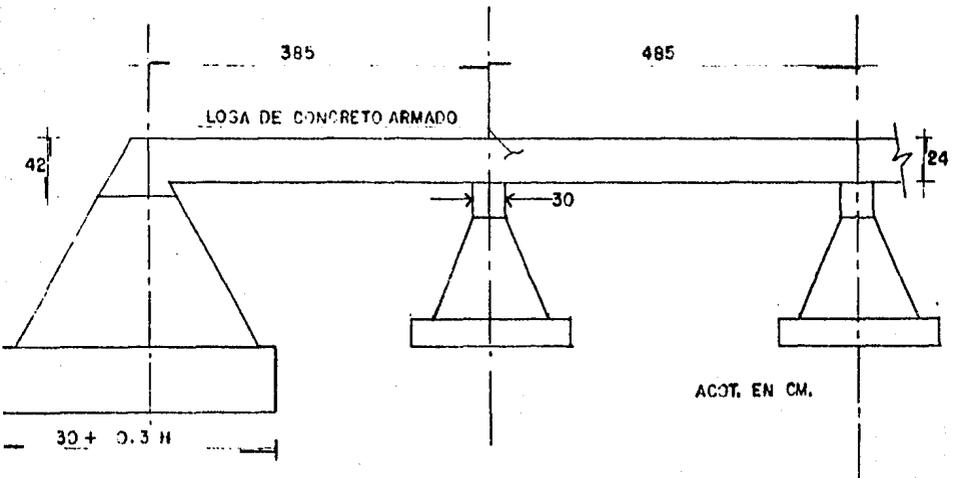


V A D O

## 1) PUENTE-VADO

SE DENOMINA PUNTE-VADO O PUENTE BAJO A UNA ESTRUCTURA DE PUENTE QUE SE UTILIZA PARA DAR PASO AL GASTO DE LAS AGUAS MÁXIMAS ORDINARIAS Y QUE DURANTE EL PERIODO DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS PERMITE QUE EL AGUA SOBREPASE POR ENCIMA DE ELLA. ÉSTE TIPO DE ESTRUCTURA ES MUY RECOMENDABLE PARA CAMINOS VECINALES Y DEBE TENER LOS REQUISITOS SIGUIENTES.

- A) LA ALTURA Y LONGITUD DEBEN SER TALES QUE PERMITAN EL PASO DEL GASTO DE LAS AVENIDAS ORDINARIAS.
- B) SUPERESTRUCTURA DE DIMENSIONES MÍNIMAS CON EL FIN DE QUE SEA MENOR LA OBSTRUCCIÓN AL PASO DEL AGUA.
- C) QUE LA SUPERESTRUCTURA SE CONSTRUYA TAN ABAJO DEL NIVEL DE LAS AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS COMO SEA POSIBLE, CON EL PROPÓSITO DE QUE LOS ÁRBOLES QUE LLEVE LA CORRIENTE, PASEN SOBRE LA ESTRUCTURA SIN DAÑARLE.



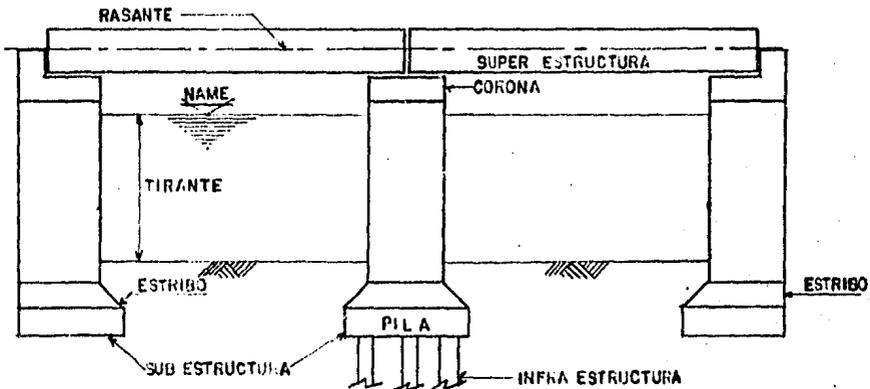
PUENTE VADO

## J) PUENTES

LOS PUENTES SON ESTRUCTURAS DE MADERA, PIEDRA, LADRILLO, CONCRETO SIMPLE, CONCRETO ARMADO O FIERRO ESTRUCTURAL QUE SON UTILIZADOS PARA QUE UNA VIA DE COMUNICACIÓN PUEDA SALVAR UN RÍO.

LOS PUENTES PROPIAMENTE DICHO, SON ESTRUCTURAS DE MÁS DE SEIS METROS DE LARGO Y QUE NO LLEVAN COLCHÓN DE TIERRA SOBRELLOS. LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE ESTÁ FORMADA POR LA SUPERESTRUCTURA, LA SUBESTRUCTURA Y LA INFRAESTRUCTURA.

LA SUPERESTRUCTURA PUEDE ESTAR FORMADA DE DIFERENTES MANERAS, ASI POR EJEMPLO, DE PISO DE MADERA SOBRE LARGUEROS DE MADERA, LOSA DE CONCRETO ARMADO SOBRE TRABES DE FIERRO ESTRUCTURAL, LOSA DE CONCRETO ARMADO CON NERVADURAS DE FIERRO ESTRUCTURAL, ARCOS DE MAMPOSTERÍA O DE CONCRETO, ARCOS METÁLICOS, ARMADURAS DE FIERRO, COLGANTES, LEVADIZOS, BASCULANTES, GIRATORIOS, ETCÉTERA. LA SUBESTRUCTURA PUEDE SER DE CABALLETES DE MADERA, DE CABALLETES DE CONCRETO ARMADO, PILAS Y ESTRIBOS DE MAMPOSTERÍA, TORRES METÁLICAS SOBRE PEDESTALES DE CONCRETO, PILAS Y ESTRIBOS DE CONCRETO CICLÓPEO O SIMPLE, Y PILAS Y ESTRIBOS DE CONCRETO ARMADO. LA INFRAESTRUCTURA PUEDE ESTAR CONSTITUIDA DE PEDESTALES DE MAMPOSTERÍA O DE CONCRETO, PILOTES, CILINDROS DE FRICCIÓN, ETCÉTERA.



### K) ZANJAS

GENERALMENTE EN CAMINOS CONSTRUIDOS EN ZONAS BAJAS SE UTILIZAN ZANJAS QUE ESTÁN LOCALIZADAS A UNOS CUANTOS METROS FUERA DEL CAMINO Y PARALELOS ÉSTE. LAS ZANJAS SON USUALMENTE DE 0.60 M EN LA BASE Y DE 0.90 M A 1.20 M DE PROFUNDIDAD; SE DEBE TENER CUIDADO EN ELEGIR EL LUGAR DONDE SE HARÁN YA QUE EN DETERMINADO MOMENTO SON PELIGROSAS PARA LOS VEHÍCULOS QUE PUEDAN SALIR DEL ACOTAMIENTO Y ADEMÁS SON DE MAL ASPECTO.

### L) DRENES CIEGOS

LOS DRENES CIEGOS SON ZANJAS RELLENAS DE PIEDRA QUEBRADA O GRAVA. ESTOS DRENES HAN SIDO MUY EMPLEADOS, Y CUANDO SE LES CONSTRUYE EN FORMA CORRECTA, HAN DADO RESULTADOS SATISFACTIVOS DURANTE MUCHO TIEMPO.

CUANDO SE USAN DRENES CIEGOS PARALELOS AL CAMINO, LA PRÁCTICA COMÚN ES EL DE COLOCAR UNO EN CADA LADO DEL CAMINO, PRECISAMENTE BAJO LAS CUNETAS.

LOS DRENAJES CIEGOS SON DE 0.45 M DE ANCHO Y DE 0.60 M A 0.90 M DE PROFUNDIDAD.

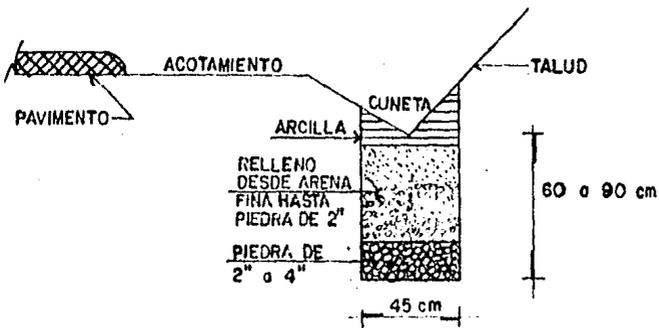
PARA QUE SEAN EFECTIVOS DEBEN TENER UNA PENDIENTE UNIFORME E IR A DESFOGAR A UNA SALIDA ADECUADA. ESTOS DRENES DEBEN CONSTRUIRSE EN FORMA CUIDADOSA, PUES MAL CONSTRUIDOS SOLO AGRAVAN LA SITUACIÓN YA QUE RECOGEN Y RETIENEN EL AGUA DONDE PRECISAMENTE SE DESEA ELIMINARLA. ADEMÁS DEBE TENERSE CUIDADO EN GRADUAR EL MATERIAL CON QUE SE RELLENA LA ZANJA, YA QUE EXISTE UNA MARCADA TENDENCIA EN TODOS LOS AGUACEROS FUERTES, A QUE LAS CEPAS RELLENAS DE RELLENO UNIFORME SE INUNDEN DE AGUA CARGADA DE LODO Y QUE SE AZOLVEN.

### M) DRENES DE TUBO.

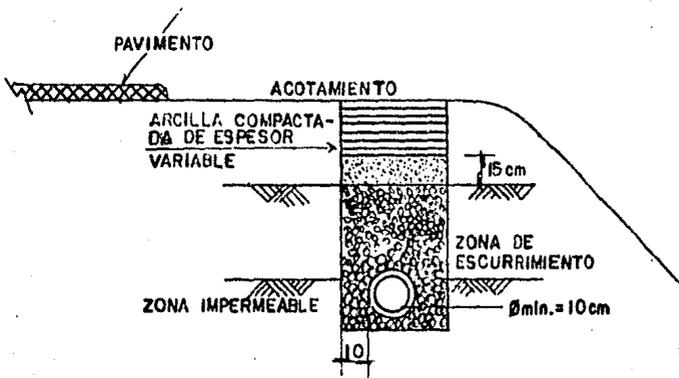
EN GENERAL, PARA EL DRENAJE SUBTERRÁNEO EN CAMINOS, LOS DRENES CON TUBO DE BARRO O DE CONCRETO SON MUY SUPERIORES A LOS FORMADOS POR ZANJAS ABIERTAS Y A LOS DRENES CIEGOS. LOS DRENES DE TUBOS DEBEN SATISFACER UNA SERIE DE REQUISITOS PARA QUE FUNCIONEN EN FORMA CORRECTA DURANTE UN PERIODO LARGO.

ESTOS REQUISITOS SON:

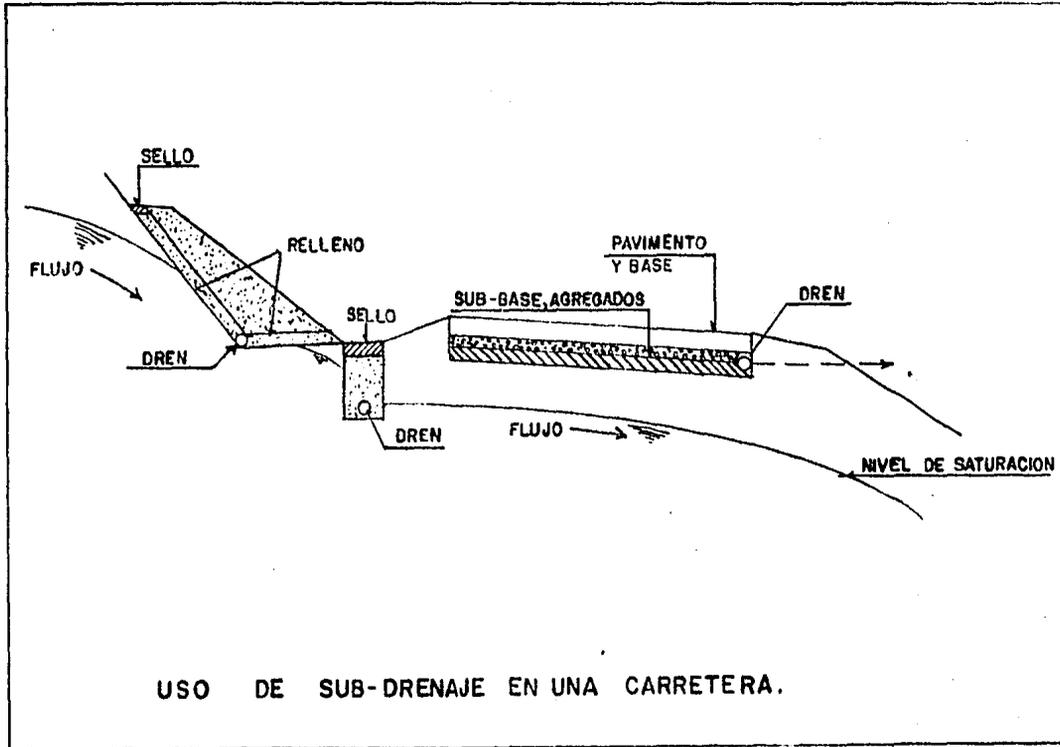
- A) APLASTAMIENTO.
- B) FLEXIÓN.
- C) PRESIÓN HIDRÁULICA.
- CH) CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN.
- D) DURABILIDAD.



DREN CIEGO



DREN DE TUBO



## II.2.- AEROPUERTOS.

EN UN AEROPUERTO, EL PROBLEMA CONSISTE EN PROPORCIONAR LAS FACILIDADES DE DRENAJE ADECUADAS PARA INTERCEPTAR Y DESVIAR, - TANTO LOS ESCURRIMIENTOS SUPERFICIALES APORTADOS POR LA LLU - VIA, COMO EL AGUA DEL SUBSUELO FUERA DEL AEROPUERTO; ASÍ MIS - MO, REDUCIR LA HUMEDAD EN LA SUBRASANTE DEL PAVIMENTO Y EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO ADYACENTE PARA ESTABILIZAR Y ASEGURAR LA FIRMEZA DE LOS MISMOS Y DE LAS AREAS TERMINALES.

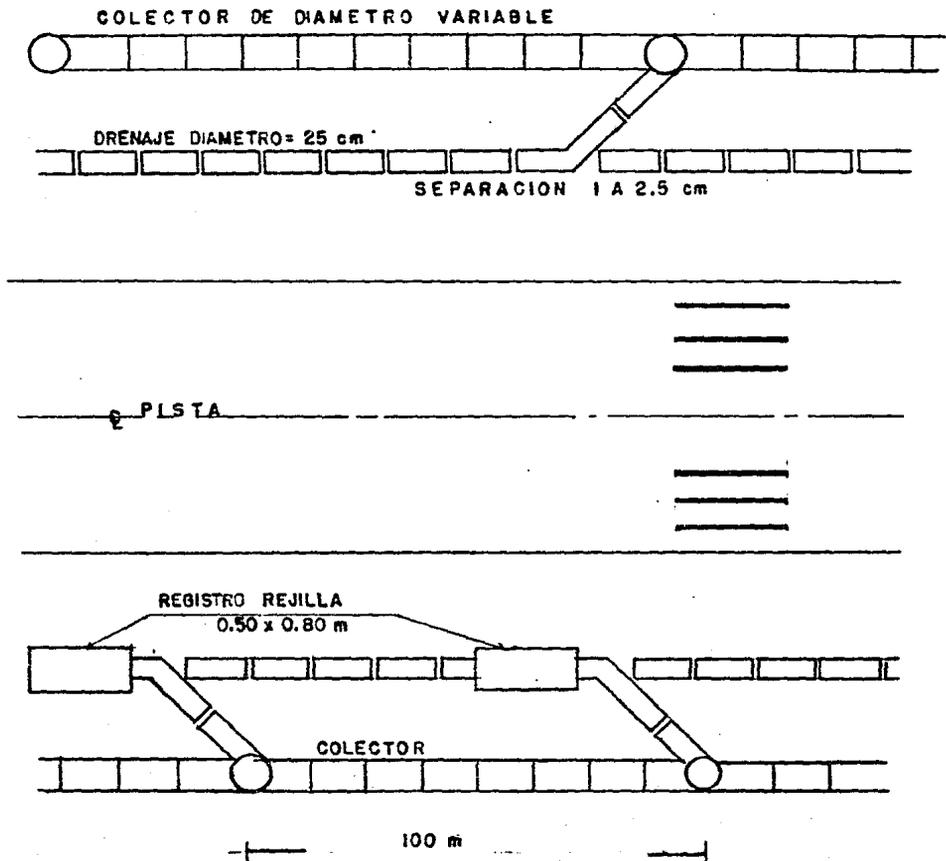
ES IMPORTANTE QUE EL SISTEMA DE DRENAJE EVITE ENCHARCAMIENTOS EXCESIVOS EN EL AREA DE LAS PISTAS Y ZONAS ADYACENTES, PUES PONEN EN PELIGRO LAS MANIOBRAS DE ATERRIZAJE Y DESPEGUE DE LAS AERONAVES. ASÍ MISMO, DEBE PROPORCIONAR PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN Y ABATIR EL NIVEL FREÁTICO CUANDO SEA NECESARIO.

PARA ELIMINAR EL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL SOBRE LAS PISTAS Y ZONAS ADYACENTES DE UN AEROPUERTO, SE UTILIZAN ZANJAS O CA - NALES DE INTERCEPCIÓN A LOS LADOS DE LAS MISMAS, QUE TRANSPOR - TAN LOS GASTOS FUERA DEL AREA DEL AEROPUERTO. LA ELIMINACIÓN DEL AGUA DE INFILTRACIÓN O EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO, SE LOGRA MEDIANTE DRENES TRANSVERSALES QUE DESEMBOCAN EN DRE - NES O ZANJAS PRINCIPALES, LAS QUE A SU VEZ DERIVAN EL GASTO HACIA EL PUNTO DE DESAGÜE DEL DRENAJE.

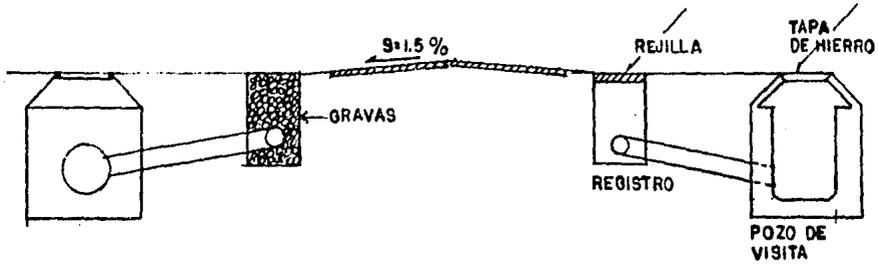
PARA PODER PROYECTAR UN DRENAJE ADECUADO EN UN AEROPUERTO ES NECESARIO CONTAR CON LOS SIGUIENTES ELEMENTOS DE TRABAJO.

- A) PLANO TOPOGRÁFICO DEL LUGAR Y DE LAS ZONAS QUE LO CIRCUNDAN.
- B) PLANOS CON CURVAS DE NIVEL A 0.25 M O A 0.50 M DE EQUIDISTANCIA.
- C) PLANOS CON LOS PERFILES Y SECCIONES TRANSVERSALES A LO LARGO DEL EJE DE LAS AEROPISTAS, CALLES DE RODAJE, PLATAFORMA, ETC.
- CH) DATOS DE PRECIPITACIÓN PLUVIAL Y CONDICIONES CLIMÁTICAS.

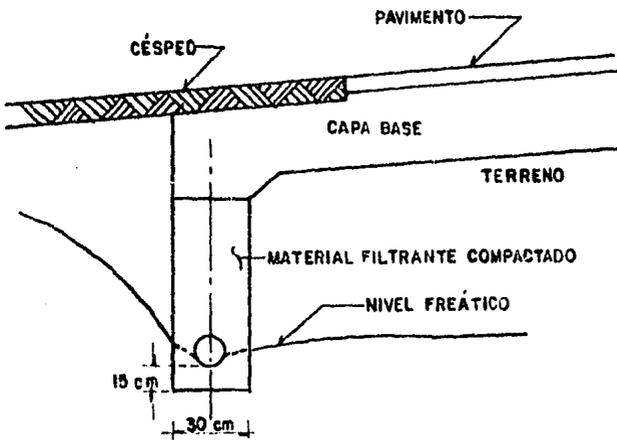
PLANTA DE DRENAJES EN UNA AEROPISTA.



D) ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES QUE FORMAN EL SUBSUELO DE LA ZONA.



CORTE TRANSVERSAL DE PISTA Y DRENES



SECCION TRANSVERSAL DE UN DREN SUBTERRANEO.

CAPITULO III

## PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN LAS OBRAS DE DRENAJE.

ANTES DE PROCEDER A DISEÑAR ALGUNA ESTRUCTURA DE DRENAJE SE DEBE CONOCER EN PRIMERA INSTANCIA EL VOLUMEN DE AGUA, LA VELOCIDAD CON QUE CIRCULARÁ Y CON QUE FRECUENCIA LLEGA EL AGUA A LA ESTRUCTURA; PARA LO ANTERIOR SE REQUIERE DE UN ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA ZONA.

EN EL ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LAS AREAS DE DRENAJE INTERVIENEN FUNDAMENTALMENTE LOS DOS COMPONENTES PRINCIPALES DEL CICLO HIDROLÓGICO QUE SON LA PRECIPITACIÓN Y EL ESCURRIMIENTO. CON BASE EN LOS REGISTROS DE MEDICIONES EFECTUADAS, ES POSIBLE ESTABLECER LA RELACIÓN QUE EXISTE ENTRE AMBOS COMPONENTES, CONSIDERANDO LAS MEDICIONES DIRECTAS FACTIBLES DE OBTENER, LA ESTIMACIÓN DE CONDICIONES QUE NO SON POSIBLES DE OBTENER Y LA PREDICCIÓN DE LA PROBABLE OCURRENCIA DE EVENTOS DENTRO DE UN LAPSO ESPECIFICADO. A ELLAS QUEDAN SUPEDITADAS LAS CONDICIONES DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

EN GENERAL, LA INTENSIDAD DE UNA LLUVIA SE REFIERE AL VALOR

MEDIO DE LA MISMA Y CORRESPONDE A LA RELACIÓN QUE HAY ENTRE LA ALTURA TOTAL DE PRECIPITACIÓN OCURRIDA Y EL TIEMPO DE DURACIÓN DE LA MISMA. EN CUALQUIER CASO LA MEDICIÓN DE LA INTENSIDAD DE UNA TORMENTA Y SU DURACIÓN LA OBTENDREMOS SIEMPRE Y CUANDO SE CUENTE CON DATOS REGISTRADOS EN UNA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA. ESTAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS SON ESCASAS EN LA MAYORÍA DE LAS VECES, POR LO QUE ES NECESARIO UTILIZAR MÉTODOS DE TRANSPOSICIÓN DE LOS DATOS OBTENIDOS EN UNA ESTACIÓN A OTRA DONDE NO EXISTEN, O BIEN DE LOS PROMEDIOS DE UNA CUENCA A OTRA.

EL ESCURRIMIENTO ES EL ASPECTO MAS IMPORTANTE DEL PROBLEMA QUE SE ANALIZA; REPRESENTA LA SUMA DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL O DIRECTO Y DEL ESCURRIMIENTO SUBTERRANEO O BASE. EL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL ES IGUAL AL PRODUCIDO DIRECTAMENTE POR LA PRECIPITACIÓN MENOS EL DE RETENCIÓN SUPERFICIAL TRANSFORMADO EN EVAPOTRANSPIRACIÓN E INFILTRACIÓN.

POR LO GENERAL SE ADOPTAN LOS EFECTOS DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL POR TRATARSE DE CUENCAS PEQUEÑAS Y POR EL POCO APORTE PROVENIENTE DE LAS AGUAS DEL SUBSUELO. EXISTE UN GRAN NÚMERO DE FACTORES QUE INFLUYEN EN LOS VOLUMENES DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL COMO SON: LA TOPOGRAFÍA, EL TIPO DE SUELO, LA VEGETACIÓN, EL TAMAÑO, PENDIENTE Y DENSIDAD DE DRENAJE DE LA CUENCA, EL USO DEL SUELO, ETC. TODOS ELLOS TIENEN UN EFECTO CONSIDERABLE SOBRE LA CANTIDAD DE PRECIPITACIÓN QUE SE INFILTRA O SE PIERDE POR EVAPOTRANSPIRACIÓN.

EL ESCURRIMIENTO DIRECTO SE PRESENTARÁ SIEMPRE Y CUANDO LA INTENSIDAD DE LA TORMENTA SEA MAYOR QUE LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN DEL TERRENO.

LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN PARA UN AREA ESPECÍFICA ES LA CANTIDAD DE AGUA PROVENIENTE DE UNA LLUVIA QUE PUEDE SER ABSORBIDA POR EL SUELO Y VARÍA CON LA FORMA DE LA PRECIPITACIÓN, TIPO DE SUELO Y DE LAS CONDICIONES ANTECEDENTES DE HUMEDAD. DURANTE UNA TORMENTA DE DURACIÓN CONSIDERABLE, LA INFILTRACIÓN ES AL PRINCIPIO MUY GRANDE, DESPUÉS DISMINUYE Y

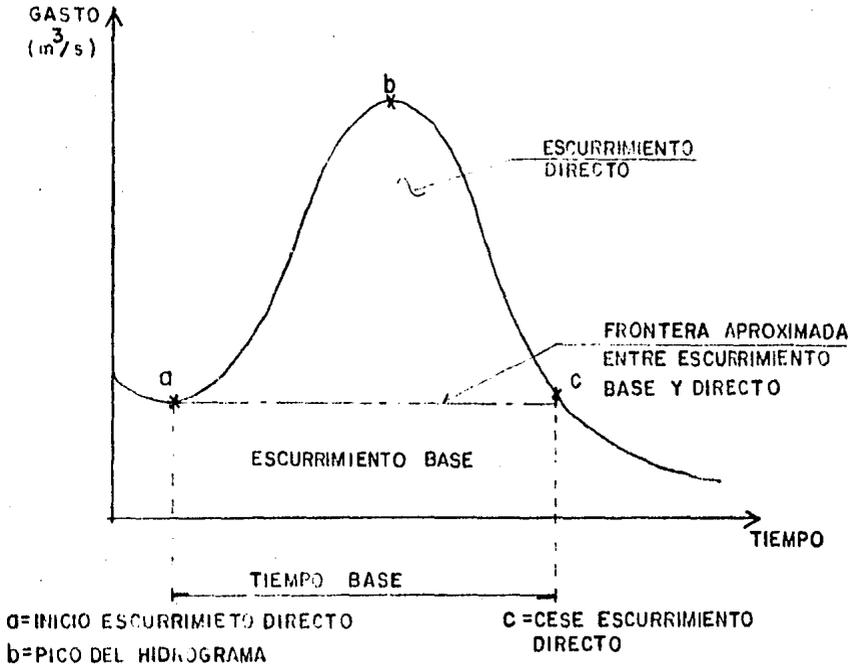
AL FINAL PERMANECE PRÁCTICAMENTE CONSTANTE AL TRANSCURRIR UN PERIODO PROLONGADO DE TIEMPO. LA INTENSIDAD DE LA PRECIPITACIÓN TIENE TAMBIÉN EFECTO DE ACUERDO CON SU MAGNITUD; ASÍ EL AGUA DE LLUVIA TIENE MAYOR OPORTUNIDAD DE INFILTRARSE CUANDO LA PRECIPITACIÓN ES DE ALTA INTENSIDAD Y CORTA DURACIÓN, QUE CUANDO ES PEQUEÑA PERO DE GRAN DURACIÓN.

LA EVAPOTRANSPIRACIÓN Y CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN SE PUEDE OBTENER DE MEDICIONES DIRECTAS, CUANTIFICÁNDOLAS CON UNIDADES SEMEJANTES A LAS DE LA PRECIPITACIÓN. EXISTEN FÓRMULAS EMPÍRICAS, LAS QUE DIFÍCILMENTE TOMAN EN CUENTA TODOS LOS FACTORES QUE INTERVIENEN.

LA MEDICIÓN DE LOS GASTOS DE ESCURRIMIENTO SE EFECTUA DIRECTAMENTE POR MEDIO DE ESTACIONES DE AFORO, Y CUANDO ESTAS NO EXISTEN, POR LOS MÉTODOS DE SECCIÓN DE SECCIÓN-PENDIENTE CON BASE EN LAS HUELLAS DEJADAS POR EL AGUA EN ÉPOCAS PASADAS. LA DISTRIBUCIÓN DE LOS GASTOS DE ESCURRIMIENTO A LO LARGO DEL TIEMPO SE REPRESENTA GRÁFICAMENTE POR MEDIO DE UN HIDROGRAMA, QUE PUEDE REFERIRSE A UNA AVENIDA AISLADA O A LA DISTRIBUCIÓN A LO LARGO DE UNO O MAS AÑOS DE REGISTRO.

EN LA DETERMINACIÓN DEL GASTO PICO DE DISEÑO ES IMPORTANTE EL CONCEPTO DE TIEMPO DE CONCENTRACIÓN QUE REPRESENTA EL INTERVALO REQUERIDO PARA QUE EL AGUA ESCURRA DESDE EL PUNTO MAS ALEJADO DEL AREA DE DRENAJE HASTA EL PUNTO DE DESFOGUE. SU DETERMINACIÓN PUEDE SER DIRECTA O BIEN POR MEDIO DE FÓRMULAS EMPÍRICAS.

OTRO GRAN PROBLEMA QUE SE PRESENTA EN LOS DRENAJES ES EL DE LA EROSIÓN. LA EROSIÓN ABRE ZANJAS EN LOS COSTADOS DE LOS CAMINOS Y AEROPISTAS Y EN LOS TALUDES DE LOS TERRAPLENES; SOCAVA LAS CUNETAS Y PONE EN PELIGRO LA BASE DE LOS PAVIMENTOS; SOCAVA TAMBIÉN LOS TERRAPLENES Y LOS TALUDES DE LOS CORTES PROVOCANDO LOS DERRUMBES. IGUAL EFECTO TIENE SOBRE LAS CIMENTACIONES DE LOS PUENTES; CAUSA DESLAVES EN LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE; LLENA CON MATERIAL DE ARRASTRE Y OBSTRUYE LAS CUNETAS, CANALES, CONTRACUNETAS, LAVADEROS, ALCANTARILLAS, ETC.

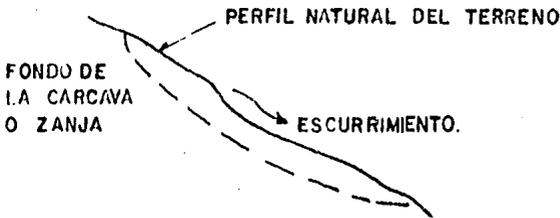


### - HIDROGRAMA DE UNA CORRIENTE -

LA EROSIÓN PUEDE SER ANALIZADA COMENZANDO POR EL MOVIMIENTO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELO DEBIDO AL IMPACTO DE LAS GOTAS DE LLUVIA. LA FUERZA CON QUE LAS GOTAS LLEGAN AL SUELO HACEN QUE LAS PARTÍCULAS SE MUEVAN. EN SUELOS A NIVEL, LAS PARTÍCULAS SE DISPERSAN MÁS O MENOS UNIFORMEMENTE EN TODAS LAS DIRECCIONES, PERO EN UN TERRENO CON PENDIENTE HABRÁ UN TRANSPORTE NETO HACIA ABAJO. SI DURANTE EL PROCESO OCURRE FLUJO SUPERFICIAL, LAS PARTÍCULAS REMOVIDAS SERÁN INCORPORADAS EN EL FLUJO Y SERÁN TRANSPORTADAS AÚN MÁS ABAJO ANTES DE SER DEPOSITADAS DE NUEVO EN LA SUPERFICIE. EN OCASIONES EL ESCURRIMIENTO QUE SE PRESENTA, NO ES LO SUFICIENTEMENTE FUERTE PARA DESPRENDER PARTÍCULAS DE LA MASA DEL SUELO, PERO SÍ TIENE LA SUFICIENTE FUERZA PARA MOVER LAS PARTÍCULAS QUE SE ENCUENTRAN SUELTAS Y

ASÍ TRANSPORTARLAS YA SEA INCORPORADAS AL FLUJO O ARRASTRÁN-DOLAS SOBRE EL TERRENO. LOS PROCESOS DE SOCAVACIÓN Y ESCURRI-MIENTO SUPERFICIAL SON RESPONSABLES DE LA EROSIÓN EN CAPAS DE POCO ESPESOR, UNA DEGRADACIÓN RELATIVAMENTE UNIFORME DE LA SU PERFICIE DEL SUELO. LA EROSIÓN EN CAPAS ES DIFICIL DE DETEC-TAR A MENOS QUE EL SUELO HAYA DESCENDIDO YA POR DEBAJO DE VIE-JAS MARCAS SOBRE EL TERRENO, SI HA PUESTO RAICES DE ÁRBOLES - AL DESCUBIERTO O SI HA DEJADO PEQUEÑAS PARTÍCULAS DE SUELO CU-BRIENDO CAPAS DE ROCA O GRAVA.

EN ALGÚN SITIO POR DONDE TRANSITA EL AGUA, OCURRIRÁ SUFICIENTE ACUMULACIÓN DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL PARA QUE ÉSTE OCA-SIONE UNA PEQUEÑA SOCAVACIÓN, Y SI ÉSTE ESCURRIMIENTO ES LO-SUFICIENTEMENTE FUERTE PARA SACAR PARTÍCULAS DEL FONDO SE INI-CIARÁ UN PROCESO DE EROSIÓN EN ZANJA O CÁRCAVA.



Á MEDIDA QUE LA SOCAVACIÓN SE HACE MÁS PROFUNDA SU PERFIL SE-HACE MÁS INCLINADO CERCA DE LA SECCIÓN AGUAS ARRIBA. LA ERO-SIÓN ES MÁS INTENSA EN ESA REGIÓN Y EN CONSECUENCIA HAY UNA-TENDENCIA DE CÁRCAVA O ZANJA A EXTENDERSE HACIA ARRIBA.

OTRO FACTOR IMPORTANTE EN LA EROSIÓN ES EL MOVIMIENTO DE MA-SAS DE SUELO, QUE PUEDE TOMAR LA FORMA DE UN LENTO MOVIMIENTO DE ARRASTRE, O DE UN COLAPSO MASIVO RÁPIDO, COMO UN DESLIZA-MIENTO. ALGUNOS DESLIZAMIENTOS PUEDEN OCURRIR DIRECTAMENTE SO-BRE UN CANAL NATURAL LLEVANDO UN VOLUMEN CONSIDERABLE DE PAR-TÍCULAS.

## CAPITULO IV

## MÉTODOS DE CÁLCULO.

PARA VALUAR EL GASTO QUE SE PUEDE PRESENTAR EN LOS SITIOS DONDE SE REQUIERA DE ALGUNA OBRA DE DRENAJE, SE TIENEN VARIOS MÉTODOS, Y SU APLICABILIDAD ES FUNCIÓN DE LOS DATOS DISPONIBLES. ESTOS MÉTODOS LOS PODEMOS DIVIDIR EN CUATRO GRUPOS QUE SON:

### IV.1.- MÉTODOS DE CAMPO.

EN ÉSTOS MÉTODOS RECURRIMOS A LAS CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO Y DEL CAUCE COMO SON: TIRANTE DEL FLUJO, GEOMETRÍA DEL CAUCE Y SU COBERTURA VEGETAL, LA CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DEL FONDO Y LA MODIFICACIÓN QUE SUFRE EL FONDO DEBIDO A LAS CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO.

DENTRO DE LOS MÉTODOS DE CAMPO SE TIENEN LOS SIGUIENTES:

IV.1.1.- MÉTODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE.

IV.1.2.- MÉTODO DE SUTESBARA SUGIO.

IV.1.3.- MÉTODO DE CRUICKSHANK Y MAZA.

IV.1.4.- MÉTODO DE ENGELUND.

#### IV.2.- MÉTODOS EMPÍRICOS.

SON EMPLEADOS CUANDO NO SE CONOCEN LAS CARACTERÍSTICAS DE LA PRECIPITACIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO, Y SE DESEA OBTENER UNA IDEA PRELIMINAR SOBRE EL GASTO DE DISEÑO. EN ESTOS MÉTODOS INTERVIENEN SOLO CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS CUENCAS EN QUE SE DESARROLLARON POR LO QUE SOLO DEBEN APLICARSE EN REGIONES DE CARACTERÍSTICAS SIMILARES A ÉSTAS. DENTRO DE ÉSTOS MÉTODOS ESTÁN LO SIGUIENTES:

IV.2.1.- MÉTODO DE CREAGER.

IV.2.2.- MÉTODO DE LOWRY.

#### IV.3.- MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.

ESTOS MÉTODOS SON PARECIDOS A LOS MÉTODOS EMPÍRICOS, PERO EN LOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS INTERVIENE TAMBIÉN LA INTENSIDAD DE LA LLUVIA EN LA FUNCIÓN QUE DEFINE EL GASTO DE DISEÑO. ESTOS MÉTODOS AL IGUAL QUE LOS MÉTODOS EMPÍRICOS, DEBEN APLICARSE SOLO EN REGIONES DE IGUALES CARACTERÍSTICAS A LAS DE AQUELLOS EN QUE SE DESARROLLARON. DENTRO DE ESTOS MÉTODOS TENEMOS LOS SIGUIENTES:

IV.3.1.- MÉTODO DEL DR. VEN-TE CHOW.

IV.3.2.- MÉTODO DE I PAI WU.

IV.3.3.- MÉTODO RACIONAL.

IV.3.4.- MÉTODO DEL ING. SÁNCHEZ BIBRIESCA.

IV.3.5.- MÉTODO DE LA AGENCIA FEDERAL DE AVIACIÓN (FAA).

IV.3.6.- MÉTODO ARMCO.

#### IV.4.- MÉTODOS ESTADÍSTICOS.

PARA APLICAR ÉSTOS MÉTODOS SE REQUIERE CONOCER LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES. CUANTOS MÁS DATOS SE TENGAN, MAYOR SERÁ LA APROXIMACIÓN. PERMITEN CONOCER EL GASTO MÁXIMO PARA UN PERÍODO DE RETORNO CONSIDERADO.

EN LOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS, SE CONSIDERA QUE EL GASTO MÁXIMO

ANUAL ES UNA VARIABLE ALEATORIA QUE TIENE UNA CIERTA DISTRIBUCIÓN. EN GENERAL SE CUENTA CON POCOS AÑOS DE REGISTRO, POR LO QUE LA CURVA DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES DE LOS GASTOS MÁXIMOS SE TIENE QUE PROLONGAR EN SU EXTREMO, SI SE QUIERE INFERIR EN UN GASTO MAYOR A LOS REGISTRADOS. EL PROBLEMA SE ORIGINA EN QUE EXISTEN MUCHOS TIPOS DE DISTRIBUCIONES QUE SE APEGAN A LOS DATOS Y QUE SIN EMBARGO DIFIEREN EN LOS EXTREMOS. ESTO HA DADO LUGAR A DIVERSOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS DEPENDIENDO DEL TIPO DE DISTRIBUCIÓN QUE SE CONSIDERE. EN OCASIONES SE SUGIERE ESCOGER VARIAS DISTRIBUCIONES Y VER CUAL SE AJUSTA MEJOR; ESTO REQUIERE QUE SE TENGAN LOS DATOS NECESARIOS PARA PODER APLICAR ALGUNA PRUEBA ESTADÍSTICA.

DE LOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS MAS RECOMENDABLES TENEMOS:

IV.4.1.- MÉTODO DE GUMBEL.

IV.4.2.- MÉTODO DE LEBEDIEV.

IV.4.3.- MÉTODO DE NASH.

A CONTINUACIÓN SE EXPLICARÁ EL CONTENIDO DE ALGUNOS DE LOS MÉTODOS ANTES ESCRITOS.

IV.1.1.- METODO DE SECCION Y PENDIENTE.

ESTE MÉTODO ES MUY CONVENIENTE PARA LA OBTENCIÓN DE GASTOS MÁXIMOS EN CORRIENTES CUANDO NO SE DISPONE DE APARATOS DE MEDICIÓN.

SE BASA EN LA HIPÓTESIS DE QUE EL RÉGIMEN ES UNIFORME PARA EL TRAMO EN ESTUDIO, POR LO QUE SE RECOMIENDA QUE SEA UN TRAMO RECTO Y CUYA GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL SEA SIMILAR EN DICHO TRAMO. EL GASTO SE PUEDE CALCULAR A PARTIR DE LA FÓRMULA DE MANNING.

$$Q = \frac{1}{N} A R^{2/3} S^{1/2}$$

DONDE:

$Q$  = GASTO EN  $M^3/S.$

$S$  = PENDIENTE HIDRÁULICA EN EL TRAMO (M/M),

$A$  = ÁREA HIDRÁULICA DE LA SECCIÓN EN  $M^2.$

$R$  = RADIO HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN EN M.

$N$  = COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING (VER TABLA N° 1).

EL RESULTADO OBTENIDO EN ÉSTE MÉTODO OBTENIDO PUEDE DAR ERRORES MUY GRANDES, YA QUE CUANDO PASA UNA AVENIDA POR UN RÍO, EL RÉGIMEN NO ES UNIFORME.

TABLA N° 1 FACTOR DE FRICCIÓN "N" DE MANNING.

TIPO Y DESCRIPCION DEL CANAL	FACTOR DE FRICCIÓN		
	MINIMO	NORMAL	MAXIMO
A) METAL CORRUGADO.			
1. DRENAJE	0.017	0.019	0.021
2. DRENAJE PLUVIAL	0.021	0.024	0.030
B) CONCRETO.			
1. ALCANTARILLADO RECTO Y LIBRE DE ESCOMBROS.	0.010	0.011	0.013
2. ALCANTARILLADO CON CURVAS, CONEXIONES Y ALGUNOS ESCOMBROS.	0.011	0.013	0.014
3. ACABADO	0.011	0.012	0.014
4. DRENAJES RECTOS CON VENTANAS DE INSPECCIÓN, ENTRADAS, ETC.	0.013	0.015	0.017
5. NO ACABADOS EN CIMBRA DE ACERO	0.012	0.013	0.014
6. NO ACABADOS EN CIMBRA DE MADERA LISA	0.012	0.014	0.016

(CONTINUACIÓN DE LA TABLA N° 1).

TIPO Y DESCRIPCION DEL CANAL	FACTOR DE FRICCIÓN		
	MINIMO	NORMAL	MAXIMO
7. No ACABADOS EN CIMBRA DE MADERA BRUTA	0.015	0.017	0.020
c) ARCILLA,			
1. TUBO DE BARRO COCIDO COMÚN	0.011	0.013	0.017
2. TUBO DE ALBAÑAL VITRIFICADO	0.011	0.014	0.017
d) MAMPOSTERÍA,			
1. DE VITRICOTA	0.011	0.013	0.015
2. ACABADOS CON MORTERO DE CEMENTO.	0.012	0.015	0.017
3. ACABADO DE CEMENTO RUGOSO	0.018	0.025	0.030
e) CANALES EXCAVADOS O DRAGADOS.			
1. EN TIERRA, RECTO, REGÍMEN TERMINADO Y LIMPIO	0.016	0.018	0.020
2. GRAVA SECCIÓN UNIFORME Y LIMPIA	0.022	0.025	0.030
3. CAL POCO PASTO Y POCAL HIERBA	0.022	0.027	0.033
4. EN TIERRA, CON CURVAS, RÉGIMEN LENTO SIN VEGETACIÓN.	0.023	0.025	0.030
5. EN TIERRA, CON CURVAS, RÉGIMEN LENTO CON PASTO Y ALGO DE HIERBA	0.025	0.030	0.033
f) CANALES ABANDONADOS CON HIERBAS Y ARBUSTOS.			

(CONTINUACIÓN DE LA TABLA N° 1).

TIPO Y DESCRIPCION DEL CANAL	FACTOR DE FRICCIÓN		
	MINIMO	NORMAL	MAXIMO
1. HIERBA DENSA TAN ALTA COMO EL TIRANTE	0.050	0.080	0.120
2. FONDO LIMPIO, ARBUSTOS EN LOS TALUDES	0.040	0.050	0.080
3. IGUAL AL ANTERIOR CON MÁXIMO ESCURRIMIENTO	0.080	0.010	0.140
g) CAUCES NATURALES.			
1. ARROYO CON T > 30 M EN AVENIDAS, LIMPIO Y RECTO	0.025	0.030	0.033
2. IGUAL AL ANTERIOR PERO CON ALGO DE HIERBA Y ROCA	0.035	0.045	0.050
3. IGUAL AL ANTERIOR PERO CON TRAMOS IRREGULARES Y ESTANQUES PROFUNDOS	0.050	0.070	0.080

## IV.1.2.- METODO DE SUTESBARA SUGIO.

ES UN MÉTODO BASADO EN LAS EXPRESIONES EMPÍRICAS DE LACEY, EN LAS DE SIMONS Y LOS DATOS DE VARIOS INVESTIGADORES JAPONESES Y AMERICANOS. LAS EXPRESIONES QUE DEFINEN EL MÉTODO SON:

$$V = 5,52 R^{0,54} S^{0,27} \quad \text{PARA FONDO CON MATERIAL FINO Y RIZOS.}$$

$$V = 9,64 R^{0,34} S^{0,27} \quad \text{PARA FONDO CON DUNAS.}$$

$$V = 13,25 R^{0,34} S^{0,27} \quad \text{PARA FONDOS PLANOS Y ANTIDUNAS.}$$

DONDE:

V = VELOCIDAD (M/S)

S = PENDIENTE (M/M)

R = RADIO HIDRÁULICO (M)

#### IV.1.3.- METODO DE CRUICKSHANK Y MAZA.

MÉTODO QUE ESTÁ BASADO EN UN ANÁLISIS EMPÍRICO DE UN GRAN NÚMERO DE DATOS PROPORCIONADOS POR DIVERSOS AUTORES, LOS CUALES SE OBTUVIERON EN EL LABORATORIO Y EN EL CAMPO INDISTINTAMENTE.

EN FORMA SIMILAR AL MÉTODO ANTERIOR HAY UNA DIVISIÓN DE LAS CORRIENTES DE ACUERDO AL TIPO DE ONDULACIÓN QUE OCURRE EN EL FONDO.

LAS CORRIENTES DE RÉGIMEN INTERIOR SON CUANDO EN EL FONDO SE TIENEN DUNAS O RIZOS. LA EXPRESIÓN PROPUESTA PARA ÉSTE RÉGIMEN ES:

$$\frac{V}{V_{s-50}} = 5.2 \left( \frac{d}{D_{85}} \right)^{0.56} S^{0.37}$$

SE PUEDE ASEGURAR, SI EL NÚMERO DE FROUDE ES MENOR DE 0.7, QUE LA CORRIENTE ES DE RÉGIMEN INFERIOR.

LAS CORRIENTES SON DE RÉGIMEN SUPERIOR CUANDO EN EL FONDO SE PRESENTA UN ESTADO DE TRANSICIÓN (FONDO PLANO), ONDAS ESTACIONARIAS O ANTIDUNAS. LA EXPRESIÓN PROPUESTA ES:

$$\frac{V}{V_{s-50}} = 3.02 \left( \frac{d}{D_{85}} \right)^{0.77} S^{0.37}$$

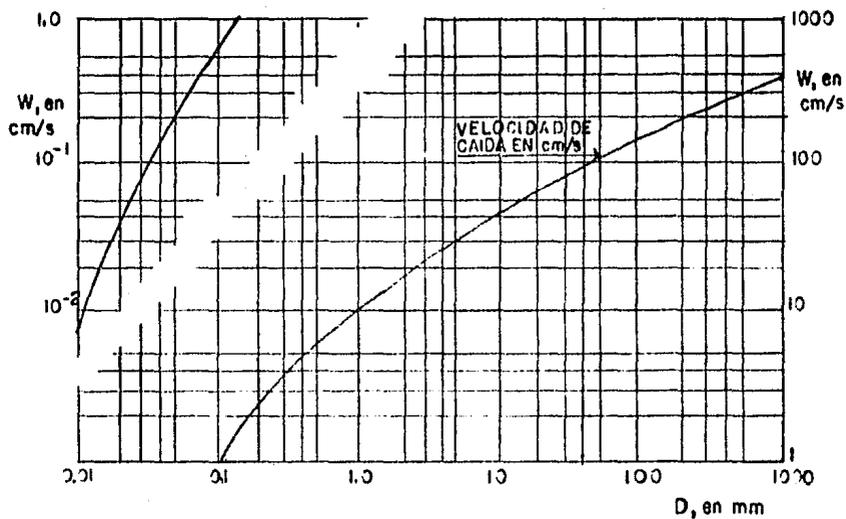


FIGURA N° 1; Velocidad de caída de partículas naturales, según Rubey (para 20°C)

DONDE:

V= VELOCIDAD DE LA CORRIENTE (M/S)

S= PENDIENTE DEL RÍO (M/M)

$D_{85}$  = DIÁMETRO 85 DEL MATERIAL DEL FONDO (M)

$V_{s-50}$  = VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN DE LAS PARTICULAS DEL FONDO CON DIÁMETRO IGUAL A  $D_{50}$ , SE OBTIENE DE LA FIGURA 1.

#### IV.1.4.- METODO DE ENGELUND.

EN ÉSTE MÉTODO SE OBTIENE LA VELOCIDAD DEL AGUA EN CAUCES NATURALES EN FUNCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CAUCE Y DEL MATERIAL DEL FONDO.

PARA VALUAR LA VELOCIDAD SE SIGUEN LOS PASOS QUE A CONTINUACIÓN SE EXPLICAN:

A) SE CALCULA EL VALOR DEL PARAMETRO  $\theta$  COMO:

$$\theta = \frac{VHS}{(V_s - V')D_{35}}$$

B) AUXILIANDONOS DE LA FIGURA 2, SE OBTIENE EL VALOR DE  $\theta'$ . SI SE TIENE SEGURIDAD DE QUE EL RÉGIMEN ES INFERIOR O BIÉN SI  $\theta$  ES MENOR DE 0,6 SE PUEDE USAR EN LUGAR DE LA GRÁFICA, LA EXPRESIÓN:

$$\theta' = 0.05 + 0.4 \theta^2$$

C) SE CALCULA  $R'b$

$$R'b = \frac{H \theta'}{\theta}$$

D) POR ÚLTIMO SE CALCULA LA VELOCIDAD MEDIA CON LA EXPRESIÓN DE KEULEGAN QUE ES:

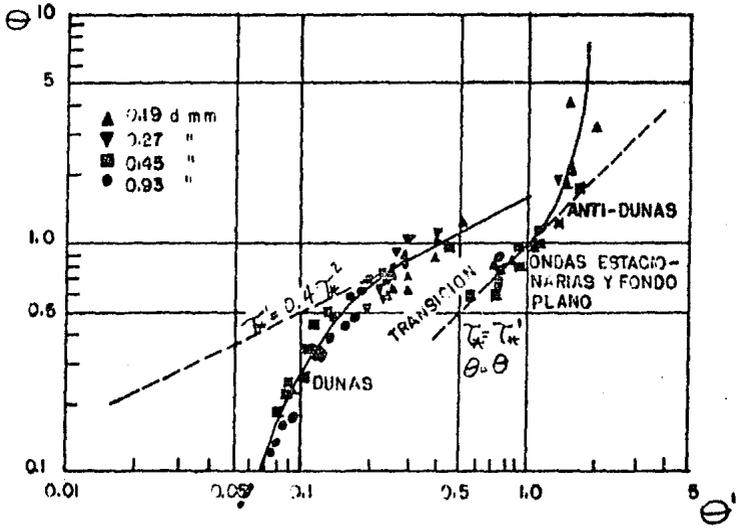


FIGURA N° 2 Método de Engelund

$$V = 5.75 \sqrt{g R_b S} \text{ Log.} \left( 5.5 \frac{R_b'}{D_{65}} \right)$$

ESTE MÉTODO SE EMPLEA ÚNICAMENTE CUANDO EL FONDO ES ARENOSO, AL IGUAL QUE EL MÉTODO DE CRUICKSHANK Y MAZA, NO ES NECESARIO SUPONER NADA PARA VALUAR LA RUGOSIDAD SINO QUE EL CÁLCULO SE APOYA EN PARÁMETROS CONOCIDOS Y SON:

$\gamma^A$  = PESO ESPECÍFICO DEL AGUA (KG/ M<sup>3</sup>),

$\gamma^B$  = PESO ESPECÍFICO DEL MATERIAL SÓLIDO (KG/M<sup>3</sup>),

H = TIRANTE DE LA CORRIENTE (M),

S = PENDIENTE (M/M),

D<sub>35</sub>, D<sub>65</sub> = DIÁMETRO 35 Y 65 DE LA CURVA GEOMÉTRICA (M/M),

G = ACELERACIÓN DE LA GRAVEDAD (M/SEG<sup>2</sup>),

LOS PARÁMETROS SE DEBEN OBTENER DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DEL FONDO CON LAS CONSIDERACIONES SIGUIENTES:

A) LA MUESTRA DEBE SACARSE A TODO LO ANCHO DEL CAUCE, EN UNA FAJA DE ESPESOR ARBITRARIO Y CON DETERMINADA PROFUNDIDAD,

B) SE DEBE COMPROBAR QUE LA CURVA GRANULOMÉTRICA QUE RESULTA DE UN MUESTREO A UNA CIERTA PROFUNDIDAD, SEA TENTATIVAMENTE IGUAL A LA DETERMINADA PARA OTRO PROFUNDIDAD.

#### IV.2.1.- METODO DE CREAGER.

CREAGER GRAFICÓ LOS GASTOS MÁXIMOS POR UNIDAD DE ÁREA OBSERVADOS EN CUENCAS DE TODO EL MUNDO CONTRA EL ÁREA MISMA DE LA CUENCA, TRAZÓ UNA CURVA QUE FUERA ENVOLVENTE A TODOS LOS PUNTOS GRAFICADOS Y OBTUVO LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$q = 0.503 C \left( \frac{0.894}{(0.386A)^{0.048}} \right)$$

DONDE:

q = GASTO UNITARIO (M<sup>3</sup>/S/KM<sup>2</sup>)

A = ÁREA DE LA CUENCA (Km<sup>2</sup>),

C = PARÁMETRO QUE DEPENDE DE LA REGIÓN CONSIDERADA.

EL VALOR DEL PARÁMETRO "C" ES IGUAL A 70 EN EL CASO DE MÉXICO, PARA EL RESTO DEL MUNDO PUEDE TOMARSE COMO VÁLIDO EL VALOR DE 100.

#### IV.2.2.- METODO DE LOWRY.

ESTE MÉTODO SE DIFERENCIA DEL DE CREAGER EN QUE LA ECUACIÓN QUE DEFINE LA ENVOLVENTE ES MÁS SENCILLA, ESTO ES:

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}}$$

DONDE:

A, C Y q SON LOS MISMOS PARÁMETROS DEL MÉTODO ANTERIOR.

#### IV.3.1.- METODO DEL DR. VEN TE CHOW.

EL MÉTODO DE CHOW TIENE COMO RESULTADO FINAL LA SELECCIÓN DE UN GASTO DE DISEÑO ENTRE VARIOS GASTOS MÁXIMOS OBTENIDOS DE ACUERDO A UN DETERMINADO PERIODO DE RETORNO.

ESTE MÉTODO ES APLICABLE A CUENCAS PEQUEÑAS; ENTENDIENDO COMO CUENCA PEQUEÑA AQUELLA CUYO ESCURRIMIENTO ES SENSIBLE A LLUVIAS DE ALTA INTENSIDAD Y CORTA DURACIÓN, DONDE PREDOMINAN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO CON RESPECTO AL CAUCE, TENIENDO COMO LÍMITE SUPERIOR PARA EFECTOS PRÁCTICOS, UN ÁREA DE 250 Km<sup>2</sup>.

LA EXPRESIÓN PARA OBTENER EL GASTO MÁXIMO ES:

$$Q = AXYZ \quad (1)$$

DE DONDE:

A = ÁREA DE LA CUENCA EN Km<sup>2</sup>.

X = FACTOR DE ESCURRIMIENTO CM<sup>3</sup>/H.

Y = FACTOR CLIMÁTICO.

Z = FACTOR DE REDUCCIÓN DE PICO.

Q = GASTO EN M<sup>3</sup>/S.

EL FACTOR DE ESCURRIMIENTO X ES IGUAL A  $\frac{P_{eb}}{d}$

DONDE:

$P_{eb}$  = PRECIPITACIÓN EN EXCESO EN LA ESTACIÓN BASE, ESTÁ DADA EN CM. (LA ESTACIÓN BASE ES LA DEL PLUVIÓGRAFO REPRESENTATIVO).

d = DURACIÓN DE LA TORMENTA (SE SUPONE).

LA PRECIPITACIÓN EN EXCESO SE PUEDE CALCULAR CON LA FIGURA 3 O BIEN CON LA EXPRESIÓN:

$$P_{eb} = \frac{(P_b - \frac{508}{N} + 5.08)}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (2)$$

DONDE:

N = NÚMERO DE ESCURRIMIENTO (DE ACUERDO AL TIPO Y USO DEL SUELO: VER TABLA N° 2 Y TABLA N° 2A),

P = PRECIPITACIÓN EN LA ESTACIÓN BASE, EN CM. CON LAS CURVAS I-D-T, SE SUPONE UNA DURACIÓN DE LA TORMENTA Y CON EL PERIODO DE RETORNO, OBTENEMOS LA INTENSIDAD DE LLUVIA.

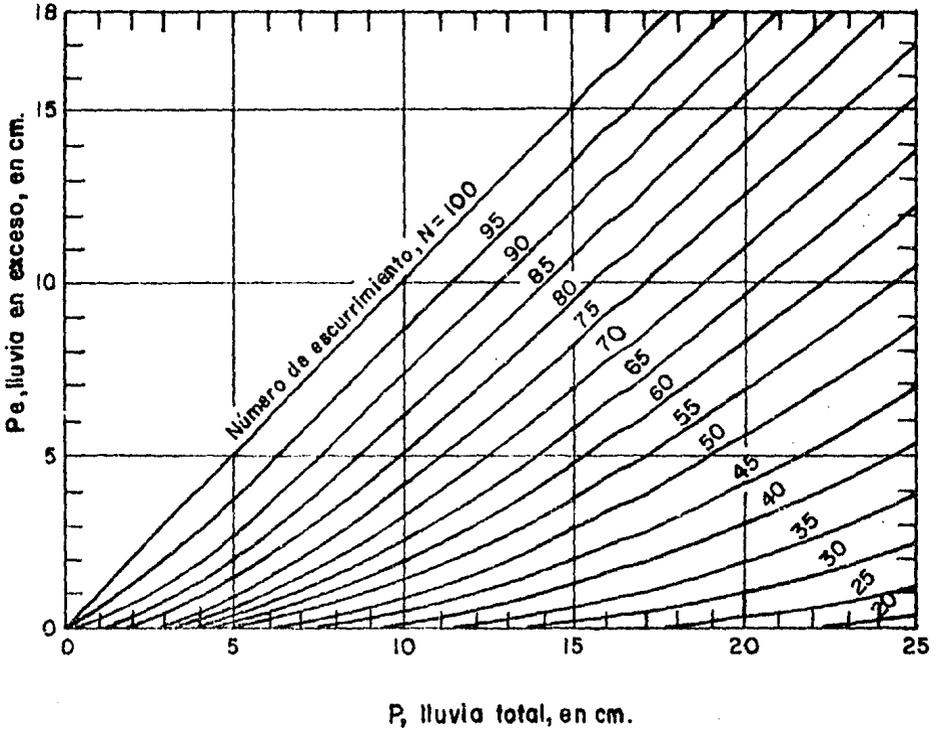
EL FACTOR CLIMÁTICO Y ES IGUAL A  $2.78 \frac{P}{P_b}$  (3)

DONDE:

P = LLUVIA MEDIA EN LA CUENCA (CM).

EL FACTOR Z LO PODEMOS OBTENER CON AYUDA DE LA FIGURA 4 EN DONDE UNA VEZ OBTENIDO EL VALOR  $\frac{d}{t_p}$  (4)

SE LLEGA A OBTENER EL VALOR Z. PARA OBTENER  $t_p$  APLICAMOS LA



**Fig. 3 RELACION ENTRE LA LLUVIA TOTAL Y LA LLUVIA EN EXCESO PARA DIFERENTES NUMEROS DE ESCURRIMIENTOS**

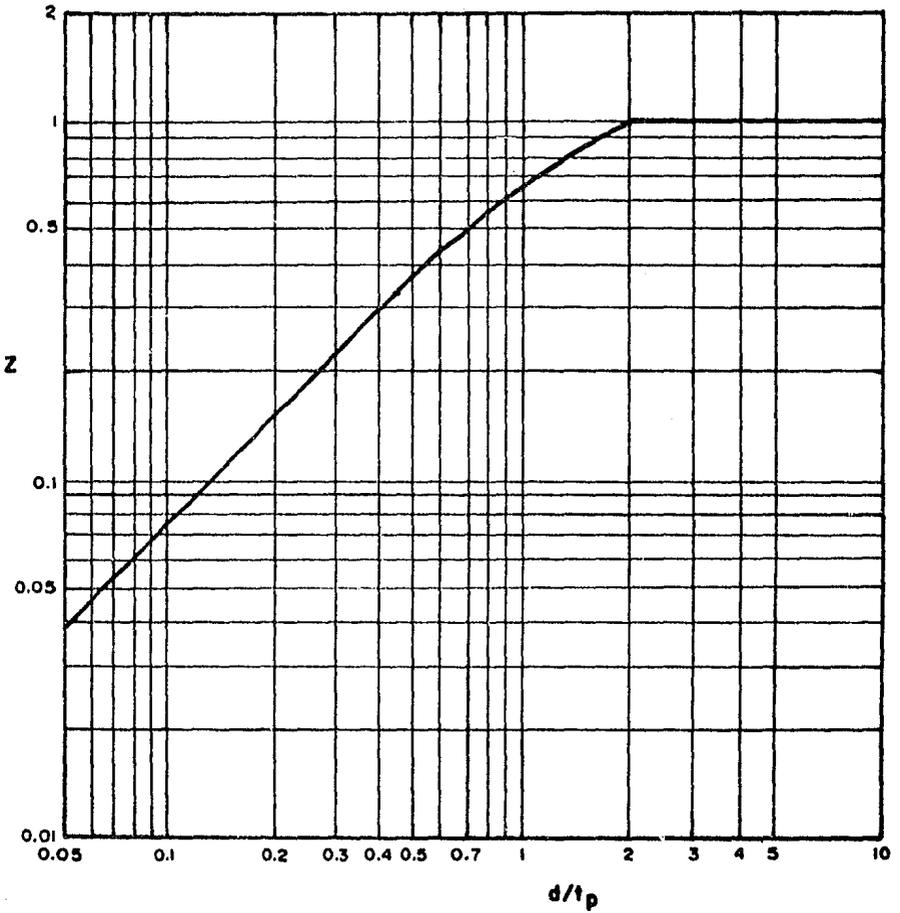


Fig 4. Relación entre  $Z$  y  $d/t_p$

T A B L A   N º   2  
T I P O S   D E   S U E L O

TIPO	CARACTERISTICA
A	POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO MINIMO. INCLUYE ARENAS POCO PROFUNDAS CON POCO LIMO Y ARCILLA, Y LOESS MUY PERMEABLES.
B	INCLUYE LOS SUELOS ARENOSOS MENOS PROFUNDOS QUE EL TIPO A, Y LOESS TAMBIEN MENOS PROFUNDOS O MENOS COMPACTADOS QUE EL TIPO A. EL GRUPO EN CONJUNTO TIENE UNA INFILTRACION SUPERIOR A LA MEDIA DESPUES DE SU COMPLETO HUMEDECIMIENTO.
C	COMPRENDE SUELOS POCO PROFUNDOS QUE CONTIENEN CANTIDADES CONSIDERABLES DE ARCILLA Y COLOIDES, AUNQUE MENOS QUE LOS DEL TIPO D. EL GRUPO TIENE UNA INFILTRACION INFERIOR A LA MEDIA DESPUES DE LA PRESATURACION.
D	POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO MAXIMO. INCLUYE PRINCIPALMENTE ARCILLAS CON ALTO PORCENTAJE DE BUFIAMIENTO; TAMBIEN INCLUYE ALGUNOS SUELOS POCO PROFUNDOS CON SUBHORIZONTES CASI IMPERMEABLES CERCA DE LA SUPERFICIE.

T A B L A N° 2 A  
SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N.

USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
BOSQUES (SEMBRADOS Y CULTIVADOS).	ESPARCIDO O DE BAJA TRANSPIRACION	45	66	77	83
	NORMAL	36	60	73	79
	DENSO O DE ALTA TRANSPIRACION	25	55	70	77
CAMINOS	DE TIERRA	72	82	87	89
	SUPERFICIE DURA	74	84	90	92
BOSQUES NATURALES	MUY ESPARCIDO O DE BAJA TRANSPIRACION	56	75	86	91
	ESPARCIDO O DE BAJA TRANSPIRACION	46	68	78	84
	NORMAL	36	60	70	76
	DENSO O DE ALTA TRANSPIRACION	26	52	62	69
	MUY DENSO O DE ALTA TRANSPIRACION	15	44	54	61
DESCANSO (SIN CULTI VO)	SURCOS RECTOS	77	86	91	94
CULTIVOS DE SURCO	SURCOS RECTOS	70	80	87	90
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	67	77	83	87
	TERRAZAS	64	73	79	82
CEREALES	SURCOS RECTOS	64	76	84	88
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	62	74	82	85
	TERRAZAS	60	71	79	82

CONTINUA ...

## CONTINUACION DE LA TABLA N° 2 A.

USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
LEGUMINOSAS (SEMBRA- DAS CON MAQUINARIA O AL VOLTEO) O POTRE RO DE ROTACION	SURCOS RECTOS	62	75	83	87
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	60	72	81	84
	TERRAZAS	57	70	78	82
PASTIZAL	POBRE	68	79	86	89
	NORMAL	49	69	79	84
	BUENO	39	61	74	80
	CURVAS DE NIVEL, POBRE	47	67	81	88
	CURVAS DE NIVEL, NORMAL	25	59	75	83
	CURVAS DE NIVEL, BUENO	6	35	70	79
POTRERO (PERMANENTE)	NORMAL	30	58	71	78
SUPERFICIE IMPERMEABLE		100	100	100	100

SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$(\text{TIEMPO DE PICO}) t_p = 0.005 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (5)$$

DE DONDE:

$S$  = PENDIENTE DEL CAUCE (%)

$L$  = LONGITUD DEL CAUCE (M)

- PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

PARA APLICAR EL MÉTODO DE VEN TE CHOW, SE REQUIERE DE LOS SIGUIENTES DATOS:

- 1.- DATOS FISIOGRAFÍCOS.- ÁREA DE LA CUENCA POR ESTUDIAR, LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL, PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL, TIPO DE SUELO EN LA CUENCA Y USO DEL SUELO EN LA CUENCA.
- 2.- DATOS CLIMATOLÓGICOS.- CURVAS INTENSIDAD -DURACIÓN- PERIODO DE RETORNO (I-D-T) PARA LA ESTACIÓN BASE DE LA ZONA EN ESTUDIO Y FORMA DE LIGAR LA ESTACIÓN BASE CON LA CUENCA EN ESTUDIO.

UNA VEZ QUE SE CUENTE CON LOS DATOS ANTES DESCRITOS SE PROCEDE AL CÁLCULO DEL GASTO, COMO SIGUE:

- A) CON LOS DATOS DEL USO Y TIPO DEL SUELO SE CALCULA EL VALOR DE  $N$ , EMPLEANDO LAS TABLAS 2 Y 2A.
- B) SE ESCOGE UNA CIERTA DURACIÓN DE LLUVIA,  $D$ .
- C) DE LAS CURVAS INTENSIDAD -DURACIÓN- PERIODO DE RETORNO, CON EL VALOR DE "D" ASIGNADO EN B) Y EL PERIODO DE RETORNO ESCOGIDO, SE CALCULA LA INTENSIDAD DE LLUVIA PARA ESA TORMENTA, MULTIPLICANDO LA INTENSIDAD DE LLUVIA POR LA DURACIÓN  $D$ , SE OBTIENE LA PRECIPITACIÓN TOTAL  $P_b$ , EN CM.
- D) CON EL VALOR DE  $N$  CALCULADO EN A) Y EL VALOR DE  $P_b$  EN C), SE CALCULA LA LLUVIA EN EXCESO EN LA ESTACIÓN BASE,  $P_{eb}$ , EMPLEANDO LA ECUACIÓN 2 O LA FIGURA 3.

- E) CON EL VALOR DE  $P_{ob}$  CALCULADO EN EL PASO ANTERIOR Y EL VALOR DE "D" ESCOGIDO EN B), SE CALCULA X.
- F) UTILIZANDO LA ECUACIÓN 3 SE CALCULA Y.
- G) CON LA LONGITUD Y LA PENDIENTE DEL CAUCE, APLICANDO LA ECUACIÓN 5 SE CALCULA EL VALOR DE  $t_p$ .
- H) SE CALCULA  $d/t_p$ , Y EMPLEANDO LA FIGURA 4 SE OBTIENE EL VALOR Z.
- I) CON LA ECUACIÓN 1 SE CALCULA EL GASTO.
- J) SE REPITE DE C) A I) PARA OTRAS DURACIONES DE TORMENTA "D".
- K) SE REPRESENTA, MEDIANTE UNA GRÁFICA, EL GASTO CONTRA SUS DURACIONES DE TORMENTA ESCOGIDA. EL MAYOR GASTO ES EL DE DISEÑO.

#### IV.3.2.- METODO DE I PAI WU.

ES UN MÉTODO QUE PERMITE CONOCER EL HIDROGRAMA DE UNA AVENIDA PARA UNA CIERTA FRECUENCIA EN CUENCAS PEQUEÑAS, Y PARA APLICAR EL MÉTODO SE REQUIERE, DE LOS DATOS FISIGRÁFICOS DE ÁREA DE LA CUENCA POR ESTUDIAR, LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL, PENDIENTE MEDIA DEL MISMO, TIPOS Y USO DEL SUELO EN LA CUENCA. ASÍ MISMO, LAS CURVAS I-D-T COMO DATO CLIMATOLÓGICO.

LA EXPRESIÓN A LA QUE LLEGÓ I PAI WU PARA EL CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO FUÉ:

$$Q_{MAX} = \frac{2.78 A P_e}{t_m} f(n, t_m) \quad (6)$$

DONDE:

$Q_{MAX}$  = GASTO MÁXIMO EN  $M^3/s$ .

A = ÁREA DE LA CUENCA EN  $Km^2$ .

$P_e$  = PRECIPITACIÓN EN EXCESO EN CM.

$t_m$  = TIEMPO DE PICO, EN HORAS.

$f(n, t_m)$  = PARÁMETRO ADIMENSIONAL DEDUCIDO POR I PAI WU.

- PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

- A) CON EL TIPO Y USO DEL SUELO, SE CALCULA EL VALOR DEL NÚMERO DE ESCURRIMIENTO "N", SEGÚN SE VIÓ EN EL PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO DE VEN TE CHOW.
- B) SE ESCOGE LA DURACIÓN DE LA TORMENTA MAS DESFAVORABLE "D". LA EXPRESIÓN DEL GASTO MÁXIMO INDICA QUE ESTE ES PROPORCIONAL A LA "Pe", E INDEPENDIENTE DE LA DURACIÓN DE LA TORMENTA "D", LA CUAL ESTÁ IMPLICITA EN "Pe". DE ESTA FORMA, SE REQUIERE CONOCER LA DURACIÓN MAS DESFAVORABLE, LA CUAL SEGÚN I PAI WU SE APROXIMA AL VALOR DEL TIEMPO DE PICO, EL CUAL SE OBTIENE CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$t_m = 4660 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \quad (7)$$

DONDE:

A = ÁREA DE LA CUENCA EN  $Km^2$ .

L = LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL EN METROS.

S = PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL (%).

$t_m$  = TIEMPO DE PICO, EN HORAS.

- C) DE LAS CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA, CON LA DURACIÓN ESCOGIDA EN EL PASO ANTERIOR Y LA FRECUENCIA CON LA QUE SE DESEA CALCULAR EL GASTO MÁXIMO, SE DETERMINA LA INTENSIDAD DE LLUVIA. MULTIPLICANDO LA INTENSIDAD DE LLUVIA POR SU DURACIÓN CORRESPONDIENTE, SE OBTIENE LA PRECIPITACIÓN TOTAL "Pb" EN CENTÍMETROS.
- D) CON EL VALOR DE "N" CALCULADO EN A) Y EL VALOR DE Pb DEL INCISO ANTERIOR, SE CALCULA LA LLUVIA EN EXCESO,

$P_{eb}$ , EMPLEANDO LA ECUACIÓN 2 O LA FIGURA 3.

- E) SI LA ESTACIÓN BASE NO ESTÁ EN LA CUENCA EN ESTUDIO, SE DEBERÁ TRANSPORTAR LA TORMENTA. LA TRANSPORTACIÓN PUEDE HACERSE CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN, QUE ES ÚSADA POR CHOW.

$$P_e = P_{eb} \frac{P}{P_b} \quad (8)$$

DONDE:

$P_{eb}$  = PRECIPITACIÓN EN EXCESO EN LA ESTACIÓN BASE.

$P_b$  = PRECIPITACIÓN EN LA ESTACIÓN BASE.

$P$  = PRECIPITACIÓN EN LA CUENCA EN ESTUDIO.

$P_e$  = LLUVIA EN EXCESO EN LA CUENCA EN ESTUDIO.

- F) CON LA RELACIÓN  $K_i/tm$  Y UTILIZANDO LA FIGURA 5 SE OBTIENE EL VALOR DEL PARÁMETRO "N". DE LA FIGURA 5, SE OBSERVA QUE I PAI WU ENCONTRÓ, PARA SU ZONA EN ESTUDIO, QUE:

$$K_i = 19300 A \frac{tm}{0.937} \left[ \frac{N}{L} \right]^{-1.474} S^{-1.473} \quad (\text{HORAS}) \quad (9)$$

DE DONDE:

A, L Y S SON LAS CARACTERÍSTICAS DEFINIDAS EN LA ECUACIÓN (7).

$K_i$  = COEFICIENTE DE ALMACENAJE DE UNA CUENCA (HORAS).

- G) CONOCIDA "N" SE CALCULA  $f(n, tm)$  CON LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

$$f(n, tm) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)} \quad (10)$$

PARA  $\Gamma(n)$  = FUNCIÓN GAMMA CON ARGUMENTO "N".

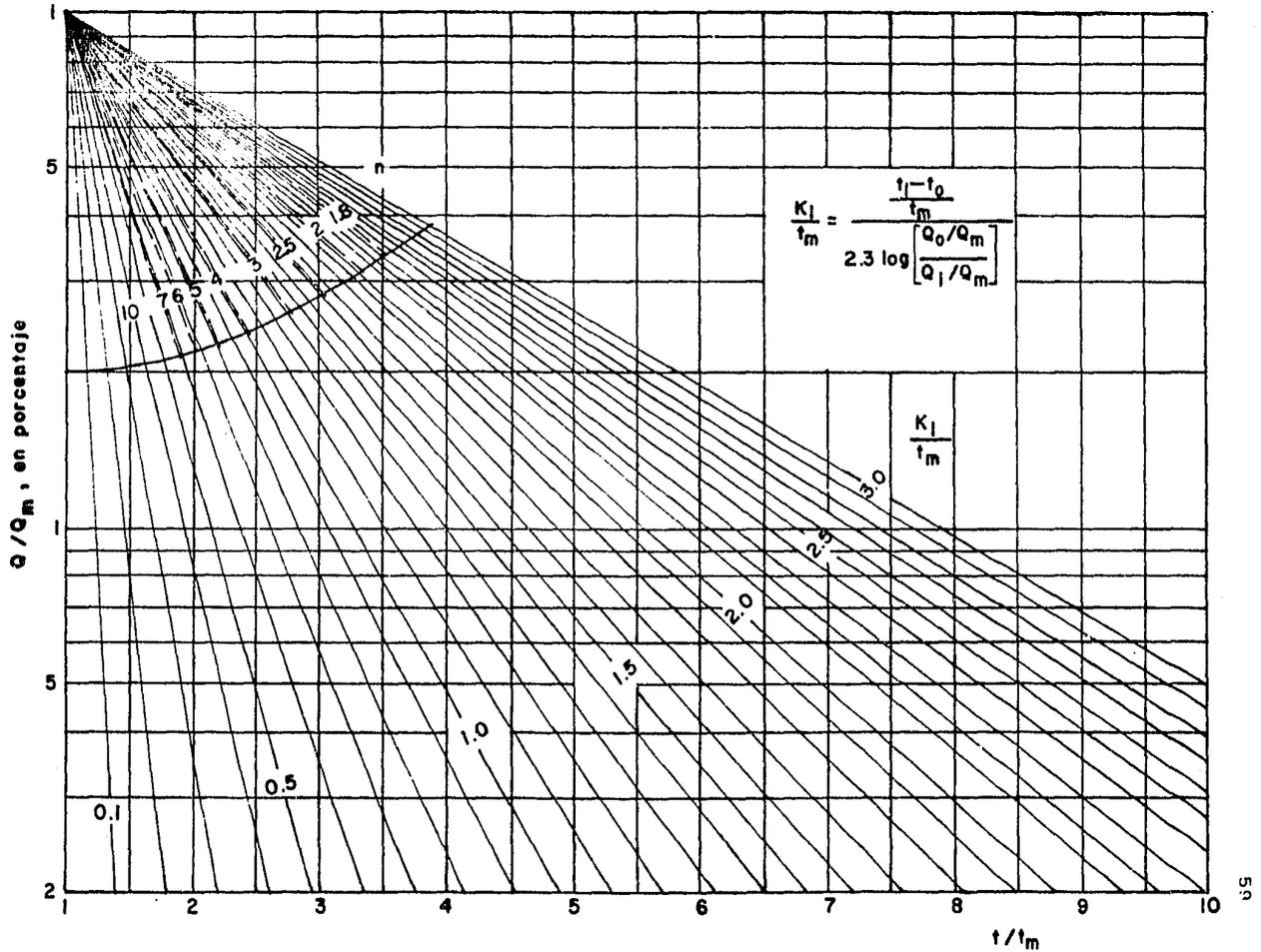


Fig:5 RELACION ENTRE n y  $K_1/t_r$

EULER DEFINE LA FUNCIÓN GAMMA COMO LA SIGUIENTE INTEGRAL.

$$\Gamma(n) = \int_0^{\infty} x^{n-1} e^{-x} dx \quad \text{para } n > 0 \quad (11)$$

PARA EL PROCEDIMIENTO DE I PAI WU, SE SUSTITUYE EL VALOR DEL PARÁMETRO "N" Y SE RESUELVE LA INTEGRAL, OBTENIÉNDOSE EL VALOR DE LA FUNCIÓN GAMMA.

EL PARÁMETRO  $f(n, tm)$  TAMBIÉN PUEDE SER CALCULADO CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$f(n, tm) = 13.01325 \left( \frac{n-1}{n} \right)^n \left( \frac{n^{1.5}}{12n+1} \right) \quad (12)$$

H) A PARTIR DE LA ECUACIÓN ( 6 ) SE DEDUCE EL GASTO MÁXIMO.

I) CON LO VALORES DE "Q MAX.", "tm" Y "N" SE OBTIENE EL HIDROGRAMA CORRESPONDIENTE EMPLEANDO LOS HIDROGRAMAS INSTANTANEOS ADIMENSIONALES DEL CUADRO 1.

#### IV.3.3.- METODO RACIONAL.

ES UN MÉTODO QUE SE UTILIZA EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

LA FÓRMULA DEL MÉTODO ES:

$$Q = 2.78 C i a$$

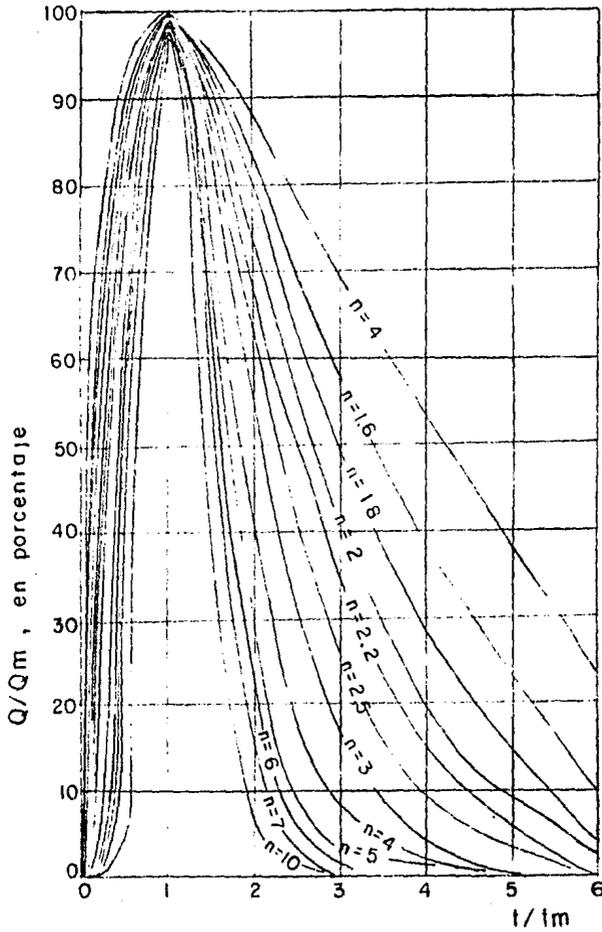
DONDE:

Q = GASTO MÁXIMO DE DISEÑO ( $m^3 / s$ ),

C = COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO QUE DEPENDE DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA (VER TABLA 3).

i = INTENSIDAD DE LA LLUVIA (CM/HR) ESTO ES

$$\frac{h}{d} = \frac{\text{PRECIPITACIÓN (CM)}}{\text{DURACIÓN DE LA TORMENTA (ESTA ES UNA DURACIÓN IGUAL AL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN)}}$$



CUADRO I

Hidrograma instantáneo adimensional

#### IV.3.4.- METODO DEL ING. SANCHEZ BIBRIESCA.

ESTE MÉTODO LO PODEMOS UTILIZAR EN CASO DE NO TENER DATOS Y OBTENER RESULTADOS A BASE DE GRÁFICAS, TAMBIÉN EN CASO DE TENER DATOS SE TIENE UNA EXPRESIÓN QUE NOS DA EL GASTO MÁXIMO.

- PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

- 1) DETERMINAR EL ÁREA A DE LA CUENCA EN  $Km^2$  ,
- 2) ENTRESE A LA CURVA DE LA FIGURA 6 CON A Y OBTENGASE  $Q_*$  EN  $m^3/s / Km^2$  .
- 3) CALCÚLESE EL GASTO MÁXIMO  $Q(m^3/s)$ , COMO:  $Q = Q_* A$ .

EN CASO DE TENER DATOS, LA EXPRESIÓN USADA ES LA QUE A CONTINUACIÓN SE DA:

$$Q_m = \frac{f_d f_w P_{eb} A}{0,45} \quad (13)$$

DONDE:

$Q$  = GASTO PICO O MÁXIMO DE LA AVENIDA ( $m^3/s$ ),

$f_d$  = FACTOR ADIMENSIONAL QUE DEPENDE DE LA DURACIÓN DE LA LLUVIA EN HORAS, SE ENCUENTRA EN LA GRÁFICA DE LA FIGURA 7.

$f_w$  = FACTOR ADIMENSIONAL QUE DEPENDE DE LA ÉPOCA Y ZONA EN ANÁLISIS (VER TABLA 4).

$P_{eb}$  = ALTURA DE LLUVIA ESCURRIDA EN CM, DEPENDE DE P Y N A PARTIR DE LA ECUACIÓN ( 2 ).

$P_b$  = ALTURA DE LLUVIA EN CM, CAÍDA EN UNA HORA, SE DETERMINA CON LAS COORDENADAS DEL LUGAR MEDIANTE LA FIGURA 8.

$N$  = NÚMERO DE ESCURRIMIENTO, DEPENDE DEL TIPO DE COBERTURA VEGETAL Y DEL TIPO DE SUELO, VER TABLA 2 Y 2A.

$A$  = ÁREA DE LA CUENCA EN  $Km^2$ .

LA EXPRESIÓN ESTÁ DIVIDIDA ENTRE 0,45 PARA HACER CONGRUENTE EL SUTITUIR CM Y  $Km^2$  ADEMÁS DE INCLUIR UN AJUSTE PARA LOS COE

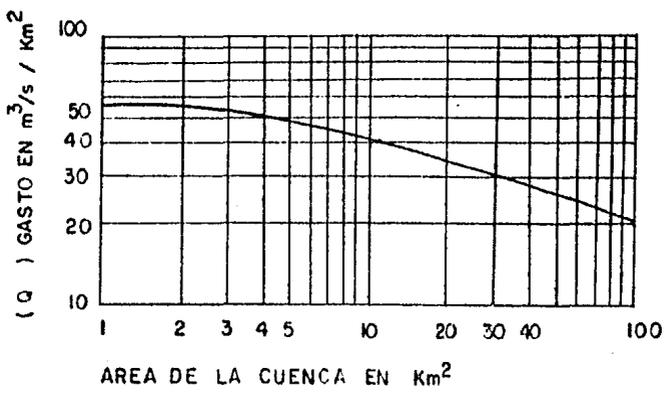


FIGURA Nº 6

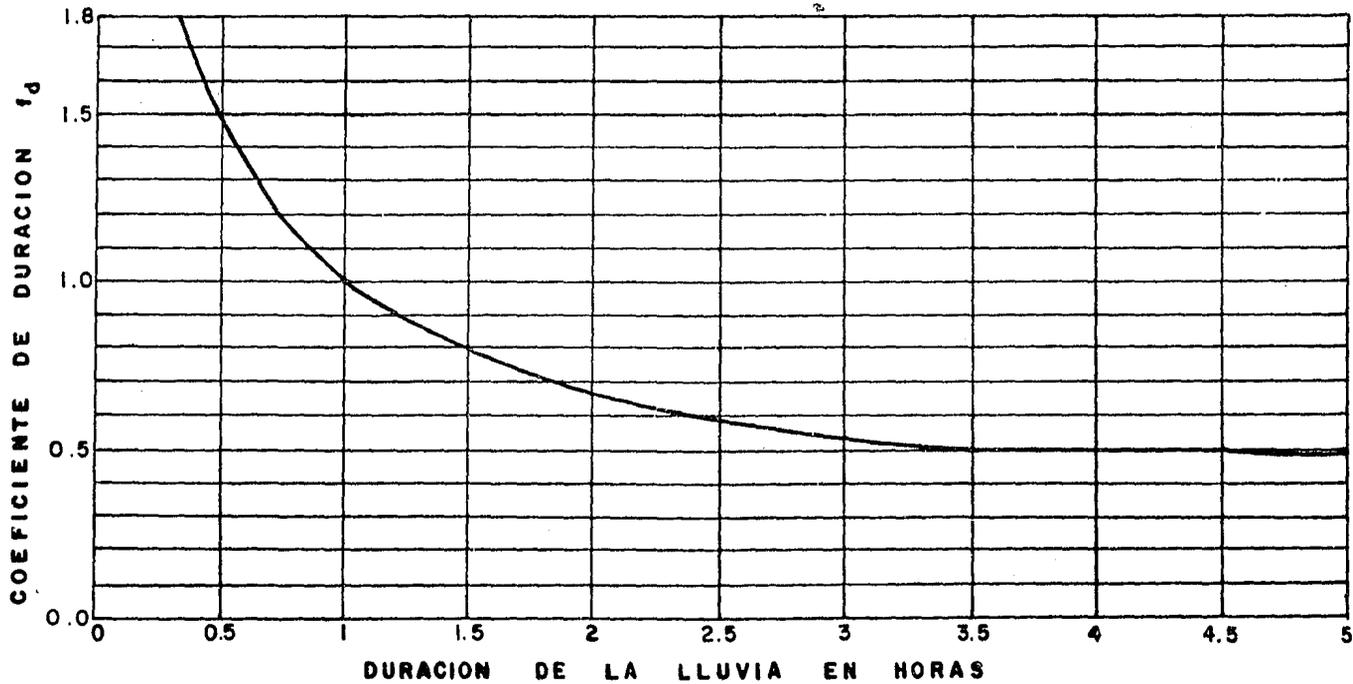
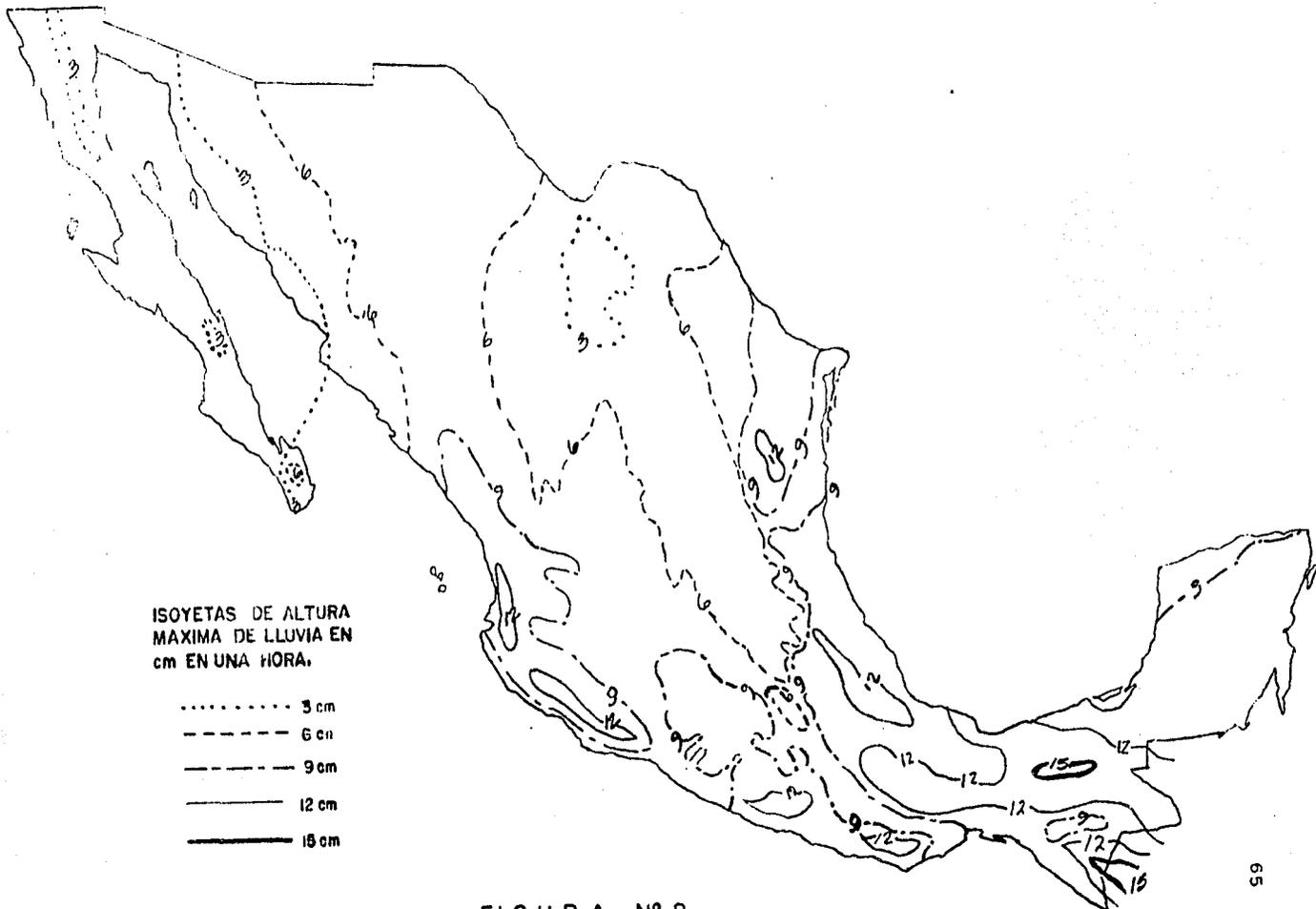


FIGURA No. 7



ISOYETAS DE ALTURA  
MAXIMA DE LLUVIA EN  
cm EN UNA HORA.

- ..... 3 cm
- - - - - 6 cm
- - - - - 9 cm
- 12 cm
- 15 cm

FIGURA N° 8

**TABLA No.3 FORMULA RACIONAL**  
**VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO**

Características del área de drenaje	Valores de C
<b>Prados:</b> Suelo arenoso, plano, 2% Suelo arenoso, medio, 2-7% Suelo arenoso, inclinado, 7% Suelo pesada, plano, 2% Suelo pesada, medio, 2-7% Suelo pesada, inclinado, 7%	0.05-0.01 0.10-0.15 0.15-0.20 0.13-0.17 0.18-0.22 0.25-0.35
<b>Zonas comerciales:</b> Área del centro Área de los alrededores	0.70-0.95 0.50-0.70
<b>Zonas residenciales:</b> Casas solas Edificios separados Edificios juntos Suburbios Áreas de departamentos	0.30-0.50 0.40-0.60 0.60-0.75 0.25-0.40 0.50-0.70
<b>Zonas industriales</b> Construcciones esparcidas Área densamente construida	0.50-0.60 0.60-0.90
Parques, cementerios Campos deportivos Paltos de ferrocarril Terrenos baldíos	0.10-0.25 0.20-0.35 0.20-0.40 0.10-0.30
<b>Calles:</b> de asfalto de concreto de ladrillo	0.70-0.95 0.80-0.95 0.70-0.85
Calzadas y paseos Techos	0.75-0.85 0.75-0.95
<b>Zonas rurales</b> Campos cultivados Zonas forestales	0.20-0.40 0.10-0.30

**TABLA No. 4**  
**VALORES DEL COEFICIENTE  $f_w$**

C O N D I C I O N	VALOR $f_w$
Aguaceros aislados en zonas secas o de pluviosidad media.	1
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

FICIENTES DADOS.

#### IV.3.5.- METODO DE LA AGENCIA FEDERAL DE AVIACION (FAA).

ES UN MÉTODO UTILIZADO EXCLUSIVAMENTE PARA EL PROYECTO DE DRENAJE INTERIOR EN AEROPUERTOS; ES EL MISMO MÉTODO RACIONAL CALIBRADO SEGÚN LOS DOS PARÁMETROS BÁSICOS DEL MÉTODO, ES DECIR, EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO Y EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

LOS VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PROPUESTOS POR LA FAA SE DAN EN LA TABLA 5.

PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN LA FAA PROPONE LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$$t_c = 1.3 (1.1 - C) D^{1/2} S^{-1/3} \quad (14)$$

DONDE:

$t_c$  = TIEMPO DE CONCENTRACIÓN, EN MINUTOS.

$C$  = COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO, ADIMENSIONAL.

$D$  = DISTANCIA EN PIES.

$S$  = PENDIENTE EN %.

#### IV.3.6.- METODO ARMCO.

ESTE MÉTODO AL IGUAL QUE EL ANTERIOR ES UNA VARIANTE DEL MÉTODO RACIONAL Y ES USADO EXCLUSIVAMENTE EN EL DRENAJE INTERIOR DE LOS AEROPUERTOS. LA FÓRMULA ES:

$$Q = \frac{AI R}{36f} \quad (15)$$

DONDE:

$Q$  = GASTO DE PROYECTO ( $m^3/s$ ).

$A$  = ÁREA POR DRENAR EN HECTÁREAS.

$I$  = FACTOR DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL O DE IMPERMEA

BILIDAD, ADIMENSIONAL.

R = INTENSIDAD DE LLUVIA PARA LA DURACIÓN DE UNA HORA, CORRESPONDIENTE PARA EL PERIODO DE RETORNO CONSIDERADO (CM/HR) VER TABLA 5.

f = FACTOR QUE DEPENDE DE LA PENDIENTE DE LA SUPERFICIE POR DRENAR, ADIMENSIONAL. (VER TABLA 6).

36 = FACTOR DE HOMOGENEIDAD DE UNIDADES.

#### IV.4.1 METODO DE GUMBEL.

PARA CALCULAR EL GASTO MÁXIMO PARA UN PERIODO DE RETORNO DETERMINADO SE USA LA ECUACIÓN:

$$Q_{MAX.} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sqrt{N}} (\bar{Y}_N - \log e Tr) \quad (16)$$

SIENDO

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}} \quad (17)$$

DONDE:

N = NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO.

Q = GASTOS MÁXIMOS ANUALES REGISTRADOS (M<sup>3</sup>/S).

$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$  = GASTO MEDIO EN M<sup>3</sup>/S.

Q MAX = GASTO MÁXIMO PARA UN PERIODO DE RETORNO DETERMINADO M<sup>3</sup>/S.

Tr = PERIODO DE RETORNO QUE SERÁ IGUAL A  $Tr = \frac{n}{P}$  ; DONDE P ES LA PROBABILIDAD DE QUE OCURRA LA AVENIDA CON PERIODO DE RETORNO T DURANTE LOS "N" AÑOS DE VIDA ÚTIL DE LA OBRA.

$\bar{Y}_N, \bar{Y}_N$  = CONSTANTES FUNCIÓN DE N, TABLA 7.

$\sigma_Q$  = DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LOS GASTOS.

TABLA No.5 VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LOS METODOS FAA Y ARMCO	
TIPO DE TERRENO O SUPERFICIE	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO Co <sub>[**]</sub>
Techos impermeables	0.75 a 0.95
Pavimentos flexibles.	0.80 a 0.95
Pavimentos rigidos.	0.70 a 0.90
Empedrados o enladrillados con juntas bien hechos.	0.35 a 0.70
Suelos impermeables (*).	0.40 a 0.65
Suelos impermeable con césped (*).	0.30 a 0.55
Suelos ligeramente permeables (*).	0.15 a 0.40
Suelos ligeramente permeables con césped (*)	0.10 a 0.30
Suelos moderadamente permeables (*).	0.05 a 0.20
Suelos moderadamente permeables con césped (*).	0.00 a 0.10

(\*) Con pendiente de 1 a 2%.

(\*\*) El coeficiente de escurrimiento se designa con la letra C en el método FAA y con la letra I en el método ARMCO.

TABLA No.6 VALORES DEL FACTOR f DEL METODO ARMCO	
PENDIENTE S (%)	FACTOR DE PENDIENTE f, (adimensional)
$S \leq 0.5$	3
$0.5 < S \leq 1$	2.5
$S > 1$	2

PARA CALCULAR EL INTERVALO DE CONFIANZA, O SEA, AQUEL DENTRO DEL CUAL PUEDE VARIAR  $Q$  MAX, DEPENDIENDO DEL REGISTRO DISPONIBLE, SE HACE LO SIGUIENTE:

SI  $\Phi = 1 - \frac{1}{T_r}$  VARÍA ENTRE 0,20 Y 0,80, EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA CON LA FÓRMULA:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m \frac{\sigma_a}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad (18)$$

DONDE:

$N$  = NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO.

$\sqrt{N} \alpha \sigma_m$  = CONSTANTE FUNCIÓN  $\Phi$ , TABLA N° 8.

$\sigma_N$  = CONSTANTE FUNCIÓN DE  $N$ , TABLA N° 7.

$\sigma_a$  = DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LOS GASTOS.

SI  $\Phi$  ES MAYOR A 0,90 EL INTERVALO SE CALCULA COMO:

$$\Delta Q = \pm \frac{1,14 \sigma_a}{\sigma_N} \quad (19)$$

LA ZONA DE  $\Phi$  COMPREDIDA ENTRE 0,80 Y 0,90 SE CONSIDERA DE TRANSICIÓN, DONDE  $\Delta Q$  ES PROPORCIONAL AL CALCULADO CON LAS EXPRESIONES 18 Y 19, DEPENDIENDO DEL VALOR DE  $\Phi$ .

EL GASTO MÁXIMO DE DISEÑO PARA UN CIERTO PERIODO DE RETORNO SERÁ IGUAL AL GASTO MÁXIMO CALCULADO CON LA ECUACIÓN 16, MAS O MENOS EL INTERVALO DE CONFIANZA DE LAS ECUACIONES 18 Y 19.

#### IV.4.2.- METODO DE LEBEDIEV.

EL GASTO MÁXIMO SE OBTIENE A PARTIR DE LA FÓRMULA:

$$Q_d = Q_{\max} + \Delta Q \quad (20)$$

DONDE:

TABLA No.7

N	$Y_N$	$\sigma_N$	N	$Y_N$	$\sigma_N$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4962	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0075	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0568	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1908
28	.5343	1.1047	78	.5566	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11236	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1258	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA No.8

$\phi$	$\sqrt{N} \sigma_m$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3848
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.85	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.070)
.99	(10.000)

$$Q_{\max.} = Q_m (K C_v + 1) \quad (21)$$

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_r Q_{\max}}{\sqrt{N}} \quad (22)$$

A = COEFICIENTE QUE VARÍA DE 0,7 A 1,5 DEPENDIENDO DEL NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO, CUANTO MÁS AÑOS DE REGISTRO HAYA, MENOR SERÁ EL VALOR DEL COEFICIENTE. SI N ES MAYOR DE 40 AÑOS, SE TOMA EL VALOR DE 0,7.

C = COEFICIENTE DE ASIMETRÍA Y ES IGUAL A:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3} \quad (23)$$

LOS VALORES DE  $C_s$  TAMBIÉN PUEDEN SER LOS SIGUIENTES, QUE SON RECOMENDADOS POR LEBEDIEV.

$C_s = 2C$  PARA AVENIDAS PRODUCIDAS POR DESHIELO.

$C_s = 3C$  PARA AVENIDAS PRODUCIDAS POR TORMENTAS.

$C_s = 5C$  PARA AVENIDAS PRODUCIDAS POR TORMENTAS EN CUENCAS CICLÓNICAS.

ENTRE ESTOS VALORES Y EL QUE SE OBTIENE DE LA ECUACIÓN (23) SE ESCOGE EL MAYOR.

$C_v$  = COEFICIENTE DE VARIACIÓN, QUE SE OBTIENE DE LA ECUACIÓN.

$$C_v = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}}}{N} \quad (24)$$

$E_r$  = COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LOS VALORES DE  $C_v$  Y DE LA PROBABILIDAD "P" QUE PUEDE SER LEÍDA EN LA GRÁFICA DE LA FIGURA 9.

K = COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LA PROBABILIDAD "P" DADA

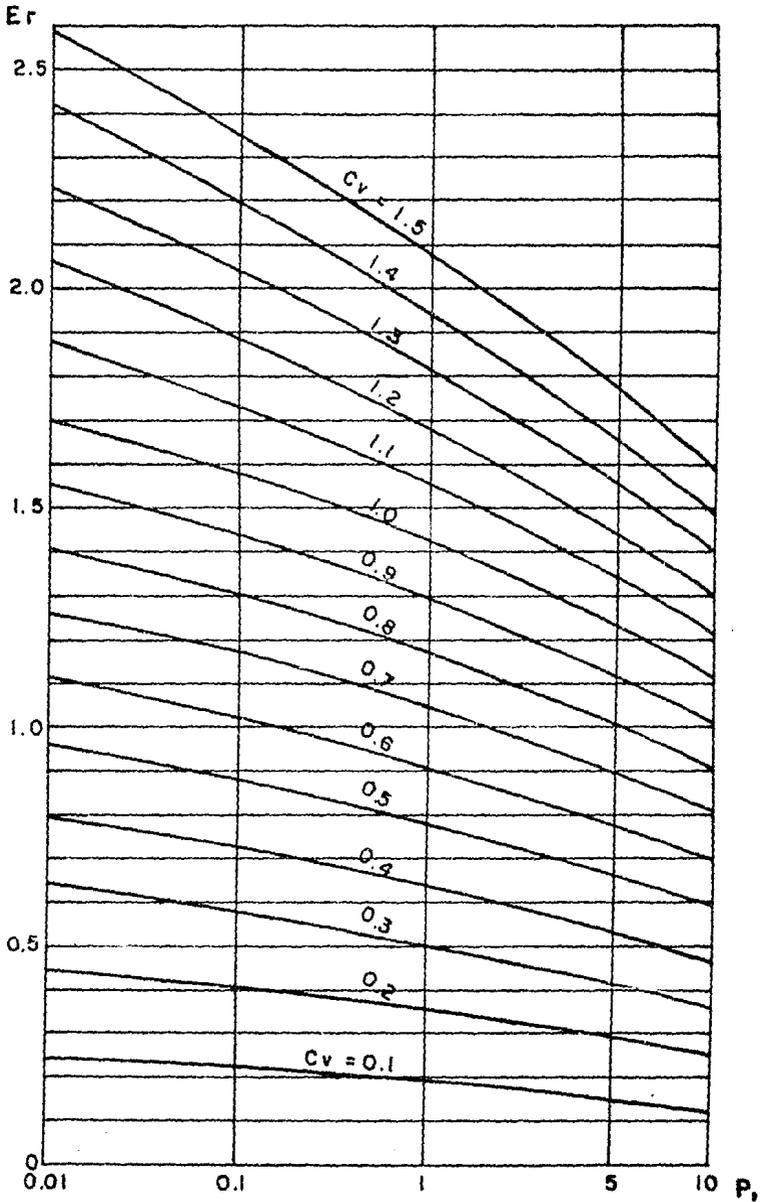


Fig. 9 VALORES DE  $E_r$  EN FUNCION DE  $C_v$  Y  $P_1$  EN PORCENTAJE

POR LA ECUACIÓN:

$$q = \frac{1}{T_r} \quad \text{Y EXPRESADA EN PORCENTAJE DE QUE SE RE}$$

PITA EL GASTO DE DISEÑO Y DEL COEFICIENTE DE ASIMETRÍA  $C_s$  VER TABLAS 9A, 9B Y 9C.

$N$  = AÑOS DE OBSERVACIÓN.

$\Delta Q$  = INTERVALO DE CONFIANZA ( $m^3/seg$ ).

$Q_d$  = GASTO TOTAL DE DISEÑO, ( $m^3/s$ ).

$Q_1$  = GASTOS MÁXIMOS ANUALES OBSERVADOS,  $m^3/s$ .

$Q_m$  = GASTO MEDIO, EN  $m^3/s$  EL CUAL SE OBTIENE DE

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N} \quad (25)$$

$Q_{MAX}$  = GASTO MÁXIMO PROBABLE OBTENIDO PARA UN PERIODO DE RETORNO DETERMINADO EN  $m^3/s$ .

#### IV.4.3.- METODO DE NASH.

ESTE MÉTODO CONSIDERA QUE EL VALOR DEL GASTO PARA UN DETERMINADO PERIODO DE RETORNO SE PUEDE CALCULAR DE LA ECUACIÓN:

$$Q_{max} = a + c \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (26)$$

DONDE:

$a$  y  $c$  = CONSTANTES FUNCIÓN DEL REGISTRO DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES.

$Q_{MAX}$  = GASTO MÁXIMO PARA UN PERIODO DE RETORNO DETERMINADO EN  $m^3/s$ .

$T$  = PERIODO DE RETORNO QUE SERÁ IGUAL A:  $T_r = \frac{n}{p}$

LAS CONSTANTES A Y C SE VALUAN DE LOS REGISTROS EN LA FORMA SIGUIENTE:

$$A = Q_m - C X_m$$

TARLA 9A.

VALORES DE K.

C <sub>S</sub>	P EN %																			C <sub>S</sub>			
	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
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	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.29	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-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	-0.69	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-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	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-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	-0.08	-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	3.88	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	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-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	2.45	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	-0.86	-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	5.96	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	-0.85	-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	-1.28	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-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	1.96	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





$$C = \frac{\sum_{i=1}^k X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^k X_i^2 - N X_m^2} \quad (27)$$

SIENDO

$$X_i = \log \log \frac{Tr}{Tr-1} \quad (28)$$

DONDE:

$N$  = NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO.

$Q_i$  = GASTOS MÁXIMOS ANUALES REGISTRADOS, EN  $m^3/s$ .

$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^k Q_i}{N}$ , GASTO MEDIO, EN  $m^3/s$ .

$X_i$  = CONSTANTE PARA CADA  $Q$  REGISTRADO, EN FUNCIÓN DE SU PERIODO DE RETORNO CORRESPONDIENTE.

$X_m = \frac{\sum_{i=1}^k X_i}{N}$ , VALOR MEDIO DE LAS  $X$ .

PARA CALCULAR LOS VALORES DE  $X_i$  CORRESPONDIENTES A LOS  $Q_i$ , SE ORDENAN ÉSTOS EN FORMA DECRECIENTE, ASIGNÁNDOLE A CADA UNO UN NÚMERO DE ORDEN  $m_i$ ; AL  $Q_i$  MÁXIMO LE CORRESPONDERA EL VALOR UNO, AL INMEDIATO SIGUIENTE 2, ETC...

ENTONCES EL VALOR DEL PERIODO DE RETORNO PARA CADA  $Q_i$  SE CALCULARÁ COMO:

$$Tr = \frac{N+1}{m_i} \quad (29)$$

FINALMENTE EL VALOR DE CADA  $X_i$  SE OBTIENE SUSTITUYENDO EL VALOR DE LA ECUACIÓN (29) EN LA ECUACIÓN (28).

EL INTERVALO DENTRO DEL CUAL PUEDE VARIAR EL  $Q$  MAX. CALCULADO POR LA ECUACIÓN (26) SE OBTIENE COMO:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N(N-1)} + \frac{(X - X_m)^2}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \quad (30)$$

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

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

$$S_{xq} = N \sum q_i x_i - (\sum q_i)(\sum x_i)$$

DE LA ECUACIÓN 30 SE VE QUE  $\Delta Q$  SOLO VARÍA CON  $X$ , LA CUAL SE CALCULA DE LA ECUACIÓN ( 28 ) SUSTITUYENDO EL VALOR DEL PERIODO DE RETORNO PARA EL CUAL SE CALCULÓ EL  $Q$  MAX, TODOS LOS DEMÁS TÉRMINOS QUE INTERVIENEN EN LA ECUACIÓN ( 30 ) SE OBTIENEN DE LOS DATOS.

EL GASTO MÁXIMO DE DISEÑO CORRESPONDIENTE A UN DETERMINADO PERIODO DE RETORNO SERÁ IGUAL AL GASTO MÁXIMO OBTENIDO DE LA ECUACIÓN ( 26 ) MÁS O MENOS EL INTERVALO DE CONFIANZA CALCULADO SEGÚN LA ECUACIÓN ( 30 ).

CAPITULO V

## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

COMO SE VIÓ EN LOS CAPÍTULOS ANTERIORES ES IMPORTANTE QUE, EN LOS PROYECTOS DE CARRETERAS Y AEROPISTAS, SE TENGA CUIDADO EN SELECCIONAR LOS SITIOS DONDE SE CONSTRUIRÁN OBRAS DE DRENAJE, Y BUSCAR HASTA DONDE SEA POSIBLE DRENAJES NATURALES, PARA TENER COMO RESULTADO UN AHORRO EN LA CONSTRUCCIÓN DE DICHAS OBRAS.

ES MUY RECOMENDABLE VISITAR EL SITIO O SITIOS DONDE SE DESEA PONER UNA OBRA DE DRENAJE Y ANALIZAR LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA PARA VER HASTA DONDE SEA POSIBLE SI ES QUE EXISTEN, OTRAS OBRAS DE DRENAJE Y OBSERVAR SI ESTÁN TRABAJANDO DE ACUERDO A LAS CONDICIONES PARA LAS QUE FUERON DISEÑADAS. LO ANTERIOR NOS SIRVE DE PARÁMETRO PARA QUE EN UN MOMENTO DETERMINADO SE CORRIJAN HASTA DONDE SEA POSIBLE LOS ERRORES COMETIDOS. LOS MÉTODOS AQUÍ DESCRITOS SON UNA BUENA BASE PARA SABER, DESDE UN VALOR PRELIMINAR DEL GASTO POR DESALOJAR, HASTA TENER UN VALOR MUY PRÓXIMO AL REAL, OBTENIDO A PARTIR DE LOS REGIS-

TROS QUE SE HAN HECHO EN EL SITIO, EL APLICAR CUALQUIERA DE LOS MÉTODOS DEPENDERÁ DE LOS DATOS DISPONIBLES DE LA ZONA POR TRATAR.

OTRO ASPECTO EL CUAL NO PODEMOS OLVIDAR ES EL MANTENIMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE.

EXISTEN LUGARES DONDE LLUEVE MUY A MENUDO, OCACIONANDO CON ÉSTO EL RÁPIDO CRECIMIENTO DE LAS HIERBAS QUE POR LO REGULAR OBSTRUYEN LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE Y EN OCASIONES HASTA LOS CAMINOS.

UNA VEZ QUE SE ESTÉ AL PENDIENTE DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE PODREMOS DAR MANTENIMIENTO A ÉSTAS Y GARANTIZAR QUE SE CONSRVEN EN BUEN ESTADO FÍSICO.

POR ÚLTIMO, SE PUEDE DECIR QUE EL ALCANCE DE ÉSTE TRABAJO NOS DA UNA BUENA IDEA DE LO QUE SON LOS DRENAJES TANTO EN CARRETERAS COMO EN AEROPISTAS, SIN LLEGAR AL DETALLE, YA QUE LA SOLUCIÓN DEPENDERÁ DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR Y DE LOS REGISTROS DE CAMPO QUE SE TENGAN.

## B I B L I O G R A F I A.

1. SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS.- "SEMINARIO DE DRENAJE". HI  
DROLOGÍA. COORDINADO POR EL ING. OSAIN DABIÁN ROJAS.  
MÉXICO, D. F. 1976.
2. SOTELO AVILA G. "DRENAJE EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS", PU  
BLICACIÓN N° 315 DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.
3. SPRINGALL G. R. "HIDROLOGÍA" PRIMERA PARTE, PUBLICACIÓN  
N° D-7 DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.
4. MEJIA CHAVEZ F., HERNÁNDEZ VARGAS R. "ALGUNOS TEMAS AFI -  
NES AL DRENAJE DE CAMINOS"; TESIS PROFESIONAL. FACULTAD DE  
INGENIERÍA, UNAM, 1980.
5. COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD. "MANUAL DE DISEÑO DE  
OBRAS CIVILES". SECCIÓN A DATOS HIDROLÓGICOS Y GEOLÓGICOS.  
MÉXICO, 1969.
6. SPRINGALL G. R. "DRENAJES EN CUENCAS PEQUEÑAS", PUBLICA -  
CIÓN N° 143 DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM.
7. CRESPO V. C. "VIAS DE COMUNICACIÓN". EDITORIAL LIMUSA.  
2ª EDICIÓN.
8. COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD. "MANUAL DE DISEÑO DE  
OBRAS CIVILES". SECCIÓN A. 2. 11 HIDRÁULICA FLUVIAL. MÉXI  
CO 1981.
9. SPRINGALL G. R. "ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES", PUBLI  
CACIÓN N° 146 DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM.
10. GARCÍA MENDOZA J. G., MAZA VALLEJOS F.J. "ESTUDIOS PARA  
PROYECTO DE PUENTES". TESIS PROFESIONAL. FACULTAD DE INGE  
NIERÍA UNAM 1984.
11. NARRO FLORES M. A. "MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA  
AVENIDA DE DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS", TESIS PROFESIO -  
NAL. FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM 1985.
12. CHÁVEZ TORRES J. L. "CUANTIFICACIÓN DE AGUA SUBTERRANEA",

TESIS PROFESIONAL. FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM 1985.

13. APUNTES DE LA CLASE DE HIDROLOGÍA. ING. F. VILLANUEVA, FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM.
14. APUNTES DE HIDRÁULICA EN CRUCES CARRETEROS. ING. R. XEL - HUANTZI AVILA. FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM.