

RECOMENDACIONES PROVISIONALES PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE EN CARRETERAS

R-019

DGRS DIRECCIÓN GENERAL
DE REGLAMENTOS
Y SISTEMAS

SECRETARIA DE ESTADO
DE OBRAS PÚBLICAS
Y COMUNICACIONES





REPÚBLICA DOMINICANA
SECRETARIA DE ESTADO DE OBRAS PÚBLICAS Y COMUNICACIONES

PRESENTACIÓN

Esta Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones a través de la Dirección General de Reglamentos y Sistema se siente altamente complacida al publicar estas Recomendaciones Provisionales para el Diseño de Sistemas de Drenaje en Carreteras, las cuales trazan los parámetros a ser considerados para tales efectos en la ejecución de proyectos de carreteras.

Con la puesta en vigencia de estas Recomendaciones Provisionales contribuimos a que las vías de comunicaciones ofrezcan la seguridad necesaria y a la vez garanticen el tiempo de servicio para el cual fueron diseñadas, al tomar en cuenta que para lograrlo es absolutamente necesario una buena elección del sistema de drenaje, de manera que las aguas que tienden a provocar erosión del terreno disminuyendo su resistencia, sean bien canalizadas asegurando un funcionamiento adecuado.

Los criterios expuestos en el mismo serán aplicados no solo a los proyectos elaborados por esta Secretaría de Estado, sino también a los presentados por Firmas Consultoras Privadas, para su evaluación y aprobación.

Para la elaboración de estas Recomendaciones se tomó como base un anteproyecto preparado por técnicos contratados para la SEOPC dentro de los programas financiados por el Banco Mundial, en coordinación con técnicos de la Sección Consultoría de Carreteras y de la Dirección General de Reglamentos y Sistemas, la cual tuvo a su cargo la revisión del trabajo que finalmente les ofrecemos.

DIRECCIÓN GENERAL DE REGLAMENTOS Y SISTEMAS

Junio/1987.-

ÍNDICE

1	CONSIDERACIONES GENERALES	1
1.1	Introducción	1
1.2	Objetivo.....	1
1.3	Campo de Aplicación	2
1.4	Propósitos del Drenaje de Carreteras	2
1.5	Pendientes en las Carreteras.....	2
2	CLIMATOLOGIA	3
2.1	Estudio Climatológico.....	3
2.2	Contenido de un Estudio Climatológico.....	3
2.3	Pluviometría Anual y Mensual	4
2.4	Precipitaciones de 24 horas	4
2.5	Crecidas de Diseño	6
3	HIDROLOGÍA	25
3.1	Campo de Aplicación	25
3.2	Métodos de Cálculo	25
3.3	Contenido de un Estudio Hidrológico	25
3.4	Método Racional	26
3.5	Método del Hidrograma Unitario.....	29
3.6	Método del Hidrograma Triangular.....	33
3.7	Hidrología Estadística	48
4.	DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS	49
4.1	Campo de Aplicación	49
4.2	Requisitos Generales.....	49
4.3	Condiciones de Funcionamiento	49
4.4	Principio Teórico	52
4.5	Normas de Dimensionamiento	70
4.6	Método Práctico	71
5	DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES	82
5.1	Campo de Aplicación	82
5.2	Aspectos Generales.....	82
5.3	Crecida de Diseño.....	82
5.4	Determinación del Nivel Natural del Agua	83
5.5	Altura Libre.....	87
5.6	Normas de Dimensionamiento	89
6.	DIMENSIONAMIENTO DE BADENES	91
6.1	Campo de Aplicación	91
6.2	Tipos de Badenes	91
6.3	Condiciones de Funcionamiento	92
6.4	Principio Teórico	92
6.5	Protección de los Badenes.....	98
6.7	Método Práctico	103

7	CUNETAS Y ZANJAS	108
7.1	Campo de Aplicación	108
7.2	Tipo de Cunetas	108
7.3	Cálculo de las Cunetas	114
7.4	Cálculo de las Zanjas de Coronación	127
7.5	Normas de Dimensionamiento	128

1 CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Introducción

Los efectos que producen las aguas en las carreteras son múltiples y complejos. Del agua de lluvia que cae, una parte se infiltra y el resto fluye sobre la superficie del terreno. Esta última tiende a provocar erosión en los cortes terraplenes al fluir aguas abajo, pudiendo almacenarse, dando como consecuencia una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante, amenazando la estabilidad del terraplén. La erosión puede ser controlada mediante el uso de taludes tendidos, redondeados y armonizados con el terreno natural, canales de drenaje, adecuadas instalaciones y obras para la intercepción y recogida del agua superficial. De ahí, que la prevención de la erosión es uno de los factores más importantes en la construcción y mantenimiento de los proyectos viales.

En otro orden, el avance de la ingeniería de carreteras y el aumento en el énfasis de la seguridad hacen más difícil el problema de drenaje. Los pavimentos más anchos aumentan el área de captación y, por tanto, la cantidad de agua a remover, mientras que las pendientes menores, tanto transversales como longitudinales, retardan el flujo sobre el pavimento y disminuyen la capacidad de las cunetas.

Las limitaciones en las pendientes longitudinales y la necesidad de mayores velocidades en las vías hacen necesario cortes y terraplenes de gran magnitud. En consecuencia, las posibilidades de daños se incrementan y son más cuantiosos. Necesitándose, entonces, más y mayores obras de drenaje.

El aumento en la dificultad para drenar las carreteras va acompañado de mayores velocidades de tráfico y, en consecuencia, de mayores peligros si el agua permanece sobre la superficie de rodadura.

La combinación de estos factores que afectan el drenaje hacen que este aspecto del diseño de la carretera deba ser realizado con sumo cuidado.

1.2 Objetivo.

El presente manual tiene varios objetivos fundamentales. Los más importantes son los siguientes:

- a) Proporcionar elementos técnicos suficientes para proyectar adecuadamente las estructuras de drenaje en las carreteras.
- b) Dar recomendaciones y pautas que proporcionen criterios técnicos para la concepción del proyecto de drenaje.
- c) Establecer limitaciones en las dimensiones y geometría de los elementos de drenaje, para asegurar un funcionamiento óptimo.

1.3 Campo de Aplicación

Este manual contiene la metodología y las recomendaciones que se aplicarán a proyectos de diseño y construcción de carreteras, caminos vecinales y autopistas, así como a la rehabilitación y reconstrucción de proyectos en los que deberá ser evaluado el funcionamiento de todas las partes del sistema de drenaje anterior, para decidir las medidas a adoptar.

Se recomienda la utilización de este manual en todas las entidades oficiales y organismos autónomos del Estado.

En caso de proyectos que involucren aspectos no contemplados en este manual, la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones, a través de la Dirección General de Carreteras, establecerán los criterios que regirán para su diseño y construcción.

1.4 Propósitos del Drenaje de Carreteras

El propósito fundamental de un buen sistema de drenaje en carreteras es asegurar una correcta canalización de las aguas, tanto superficiales como sub-superficiales, que tienden a afectar las vías de comunicación terrestre.

La duración y buen funcionamiento de la carretera dependen de la elección de un correcto sistema de drenaje.

1.4.1 Drenaje Superficial

A través del drenaje superficial se recogen, canalizan y eliminan las aguas superficiales que tienden a perjudicar la carretera.

1.4.2 Drenaje Sub-Superficial

Mediante este sistema de drenaje se trata de controlar el flujo de agua existente en los estratos inferiores del suelo, remover el exceso de agua subterránea y bajar el nivel freático imperante en la zona, así como permitir el paso de los distintos caudales de escorrentía por medio de una obra adecuada, logrando su retiro tanto de la vía como del área adyacente a la misma.

1.5 Pendientes en las Carreteras

Las pendientes en las carreteras son de fundamental importancia para la evacuación de las aguas. Tanto la pendiente longitudinal como la transversal juegan un papel importante en el drenaje de las aguas que caen sobre el pavimento.

En los “Criterios Básicos para el Diseño Geométrico de Carreteras” se establecen las pendientes mínimas y máximas necesarias que garantizan la evaluación correcta de las aguas.

2 CLIMATOLOGIA

Incluye los factores que se tomarán para la realización de un estudio climatológico de la zona de interés.

2.1 Estudio Climatológico

El ingeniero realizará un estudio climatológico de la zona, el cual abarcará un área suficientemente amplia y cuyos datos se obtendrán investigando todas las fuentes de información existentes en el país, tales como el Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INDHRI) y la Dirección General de Meteorología, entre otros.

Como las crecidas que se producen dependen directamente de los factores climatológicos del área, este estudio precederá a los análisis hidrológicos.

Se determinará el régimen anual de lluvias y otros factores climatológicos que pueden afectar la ejecución y avance de los trabajos de construcción, por tanto, es necesario programarlos cuidadosamente, de acuerdo con la climatología de la zona.

2.2 Contenido de un Estudio Climatológico

Todo estudio climatológico, para fines de estudio y construcción de un proyecto de carretera, deberá contener por lo menos los aspectos siguientes:

- 1) Localización de las estaciones climatológicas de la región de interés y una descripción de los datos suministrados por éstas. Esta descripción deberá poseer, por lo menos, lo siguiente:
 - a) Periodo de vigencia de las estaciones.
 - b) Los instrumentos de medición existentes en cada estación y tipos de datos que generan.
 - c) Un comentario referente a la confiabilidad de los datos y la depuración de éstos, en caso de ser necesario.
- 2) Descripción del clima de la región. Se debe incluir, por lo menos lo siguiente:
 - a) La pluviometría anual y mensual.
 - b) Las precipitaciones en 24 horas.
- 3) Los datos requeridos para el estudio hidrológico, según el caso:
 - a) Las curvas de intensidad duración.
 - b) Los hietogramas de distintos períodos de retorno.
- 4) Recomendaciones para la ejecución de los trabajos en base a la climatología.

2.3 Pluviometría Anual y Mensual

La pluviometría media anual y mensual de las estaciones de la zona y el número de días de lluvia, permiten conocer el reparto espacial de la lluvia durante el año y detectar sus singularidades eventuales.

Para este propósito sirven los mapas de lluvia media anual y mensual. La figura 2.1 contiene el mapa de lluvia media anual y las figuras 2.2 a 2.13 contienen las lluvias medias mensuales. La Fig. 2.14 es el mapa de promedio anual de lluvia.

En el estudio climatológico deberá presentarse, además, la distribución de la lluvia mensual en las estaciones utilizadas para el estudio.

Deberán tomarse, por lo menos, todas las estaciones localizadas en una franja de 50 Km. a ambos lados de la carretera. Se deberán tomar estaciones fuera de esta franja cuando no existan estaciones suficientes en ella y/o cuando el encargado del drenaje de la carretera lo considere necesario para el estudio.

2.4 Precipitaciones de 24 horas

Los datos de precipitaciones de 24 horas son de gran precisión y más numerosos que los de varias horas, ya que la mayoría de las estaciones son equipadas inicialmente con pluviómetros, y luego de varios años de operación, con **pluviógrafo**; en consecuencia estos deben ser aprovechados siempre que sea posible y no existan otros más precisos. Se realizará un análisis estadístico con el fin de conocer la distribución frecuencial de esas precipitaciones. A continuación se explica la secuencia de operaciones en este tipo de análisis.

Existen muchas leyes estadísticas que pueden utilizarse. En la práctica debe investigarse cuál de ellas se ajusta mejor a los datos existentes de la zona en estudio. En este manual se recomienda la utilización de la Ley Gumbel o Valores Extremos, por relacionarse muy bien con el problema de drenaje de carreteras.

El análisis puede hacerse utilizando el cálculo puro o mediante el uso de papel de Gumbel.

Para el análisis, se sacará de cada estación la precipitación de 24 horas máximas de cada año. Con estos datos se realizará una tabla de N valores, llamados Xi.

2.4.1 Técnicas de Cálculo Puro

La precipitación de 24 horas para un periodo de retorno dado se obtiene por la ecuación:

$$P_t = KS + M$$

Donde:

S es la desviación típica de la muestra.

P_t es la precipitación de 24 horas con un periodo de retorno t.

M es la media aritmética de la muestra.

K es una constante para cada período de retorno y está dada en la tabla siguiente:

Período Retorno (Años)	5	10	20	25	50	75	100	500
Valor De K	0.720	1.305	1.866	2.045	2.594	2.921	3.138	4.397

2.4.2 Técnica Gráfica

Se utilizará el papel Gumbel, el cual se presenta en la figura 2.15. El procedimiento es el siguiente:

- 1- Se ordenan los valores en forma descendente.
- 2- Se calcula el periodo de retorno experimental (**T_e**) para cada valor, con la fórmula siguiente:

$$T_e = \frac{N + 1}{r}, \text{ donde}$$

N es el número de valores de la serie.

r es el número de orden del valor.

- 3- Se representa, en el papel Gumbel, **T_e** versus la lluvia correspondiente.
- 4- Se traza una línea recta que se ajuste a los puntos graficados. El ajuste se hace siguiendo las consideraciones siguientes:
 - La línea tiene que pasar por medio de los valores con períodos de retorno menor de 2 años aproximadamente.
 - Para valores con períodos de retorno mayores, se deja un número semejante de puntos a ambos lados de la línea.

La dispersión de los puntos en la parte final de la línea es normal y se debe a la escasez de valores excepcionales en toda muestra estadística.

5- Se determina en el gráfico los valores investigados.

2.5 Crecidas de Diseño

En el capítulo 3 de este manual se utiliza el método del hidrograma unitario triangular para calcular crecidas de diseño. Este método requiere como dato una lluvia con una duración y distribución determinadas; es decir, un aguacero de diseño o hietograma de diseño, el cual se obtiene a partir de curvas de intensidad-duración (ver fig. 2.16).

2.5.1 Curvas de Intensidad-Duración

Las curvas de intensidad-duración expresan las intensidades de lluvia en mm/hora, correspondientes a lluvias de diferentes duraciones, las cuales se establecen para diferentes periodos de retorno. (Véase Fig. 2.17).

Estas curvas han sido establecidas para la República Dominicana, y se encuentran en la publicación "Intensidades máximas y erosividad de las lluvias en la República Dominicana", documento elaborado por el Instituto Interamericano de Cooperación para la Agricultura (IICA), en colaboración con el Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INDHRI) y la Secretaría de Estado de Agricultura. Son de gran utilidad para el cálculo de caudales de diseño, tanto por el método del hidrograma unitario triangular, como por el método racional, los cuales se presentan en el capítulo siguiente.

En el anexo a este manual se presentan las curvas de intensidad-duración.

2.5.2 Procedimiento de Cálculo

El cálculo para obtener el hietograma de diseño de una cuenca determinada, con el período de retorno dado, se presenta a continuación:

- 1- Se escoge el incremento de tiempo (Δt) en horas, que se usará en el hietograma. Se recomienda usar un Δt menor que la duración seleccionada de la lluvia entre diez (10).
- 2- Se lee en la curva de intensidad-duración con periodo de retorno dado, la intensidad I_i , mm/h, correspondiente a las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, etc. En donde Δt es el incremento de tiempo en horas, escogido para el hietograma con que se va a trabajar.
- 3- Se calcula la precipitación (P_i) correspondiente, en mm., con la expresión:

$P_i = I_i \times t_i$, donde

I_i = intensidad de lluvia en mm/h

t_i = duración (Δt , $2\Delta t$, etc.) en horas

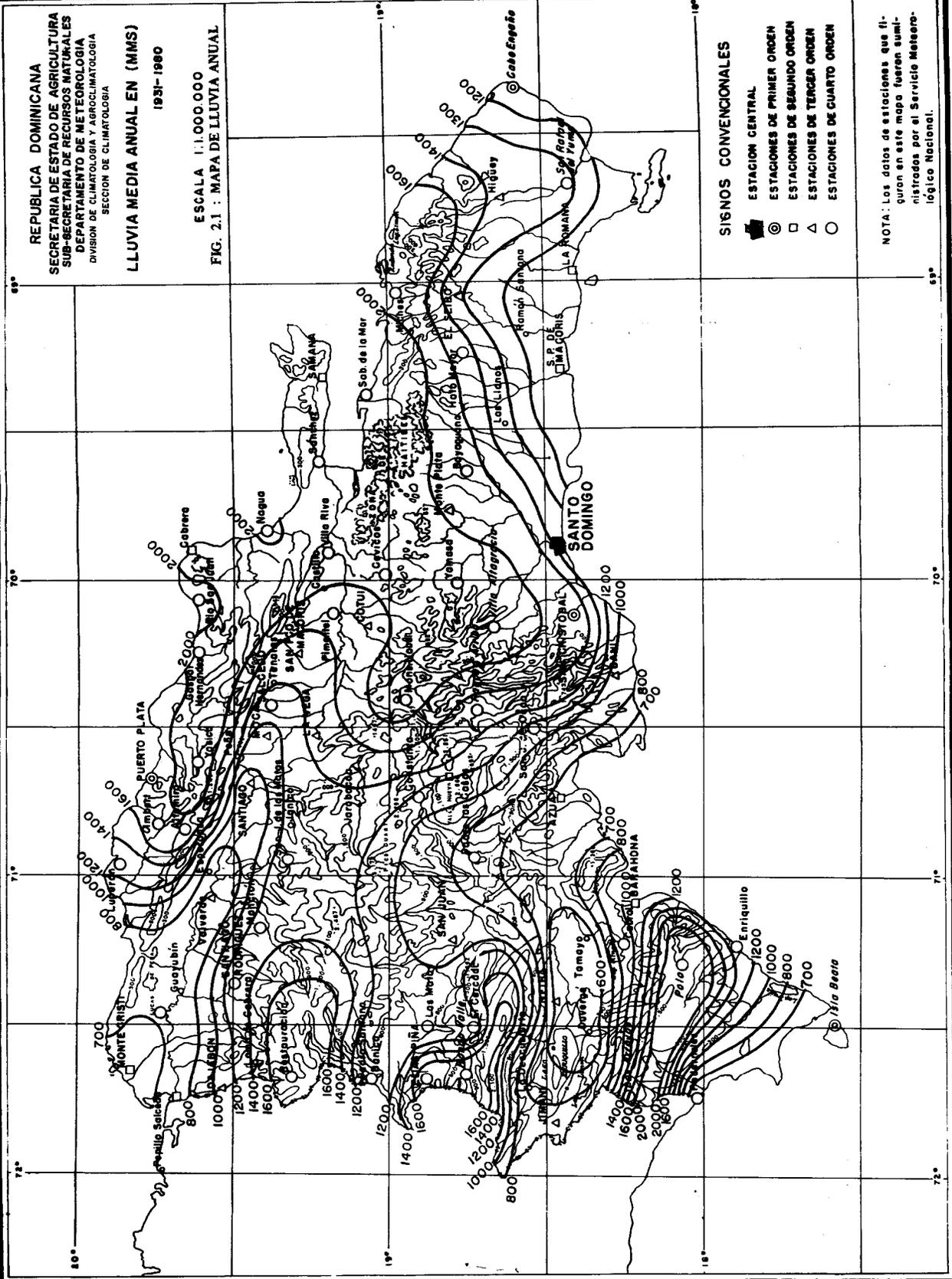
- 4- Se deduce la precipitación caída, en mm, para cada incremento, con la expresión:

$$I_n = P_i - 1$$

- 5- Con la precipitación de cada incremento (ΔP), según el criterio del encargado del estudio, se ordenan los incrementos de tiempo de tal modo que el hietograma presente cierta simetría. El incremento máximo debe colocarse hacia el centro de los menores, en los extremos. Como ejemplo se presenta la fig. 2.16 donde aparecen hietogramas de diseño.

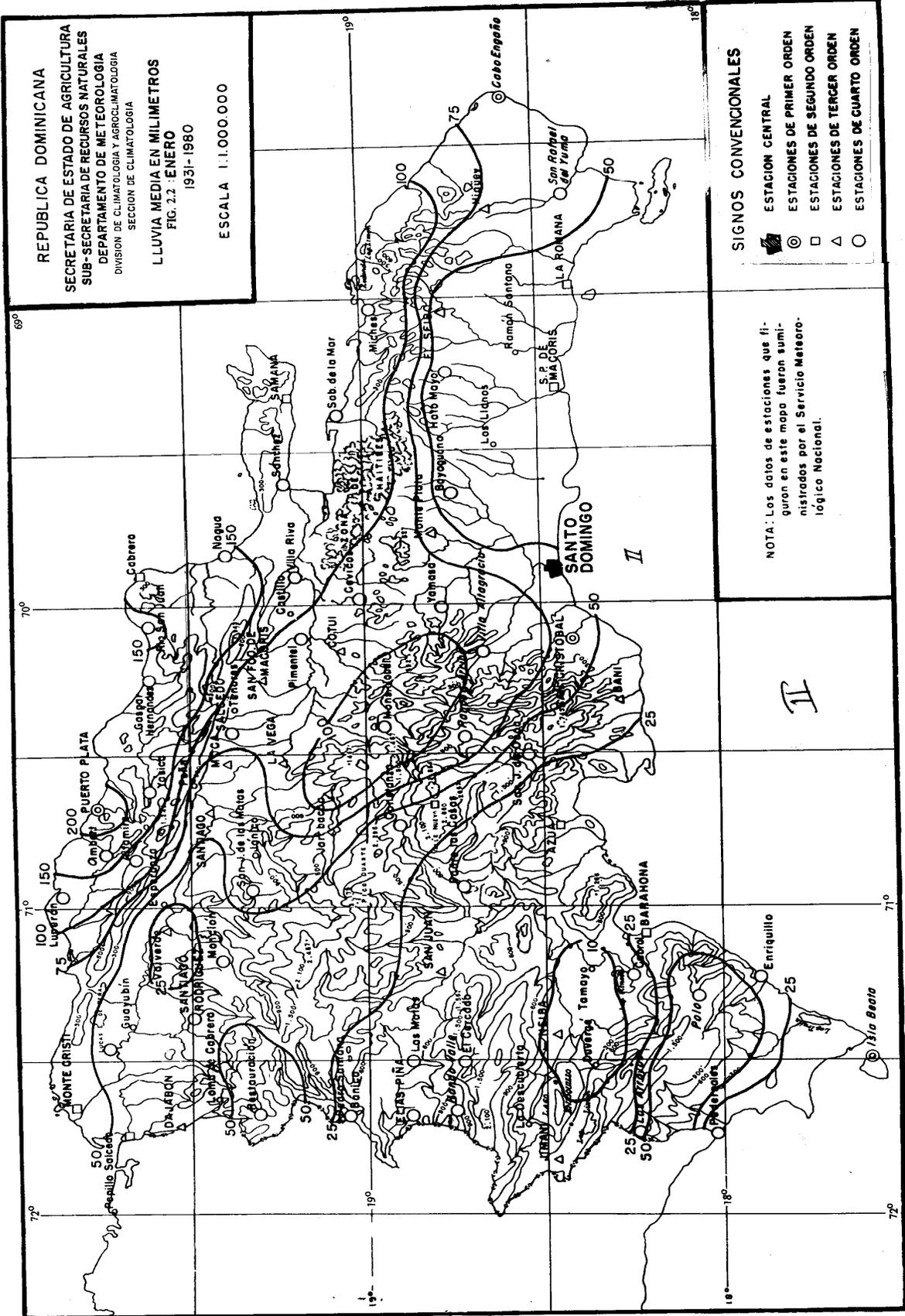
REPUBLICA DOMINICANA
 SECRETARIA DE ESTADO DE AGRICULTURA
 SUB-SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES
 DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA
 DIVISION DE CLIMATOLOGIA Y AGROCLIMATOLOGIA
 SECCION DE CLIMATOLOGIA
LLUVIA MEDIA ANUAL EN (MMS)
 1951-1980

ESCALA 1:1.000.000
 FIG. 2.1 : MAPA DE LLUVIA ANUAL



SISNOS CONVENCIONALES
 ESTACION CENTRAL
 ESTACIONES DE PRIMER ORDEN
 ESTACIONES DE SEGUNDO ORDEN
 ESTACIONES DE TERCER ORDEN
 ESTACIONES DE CUARTO ORDEN

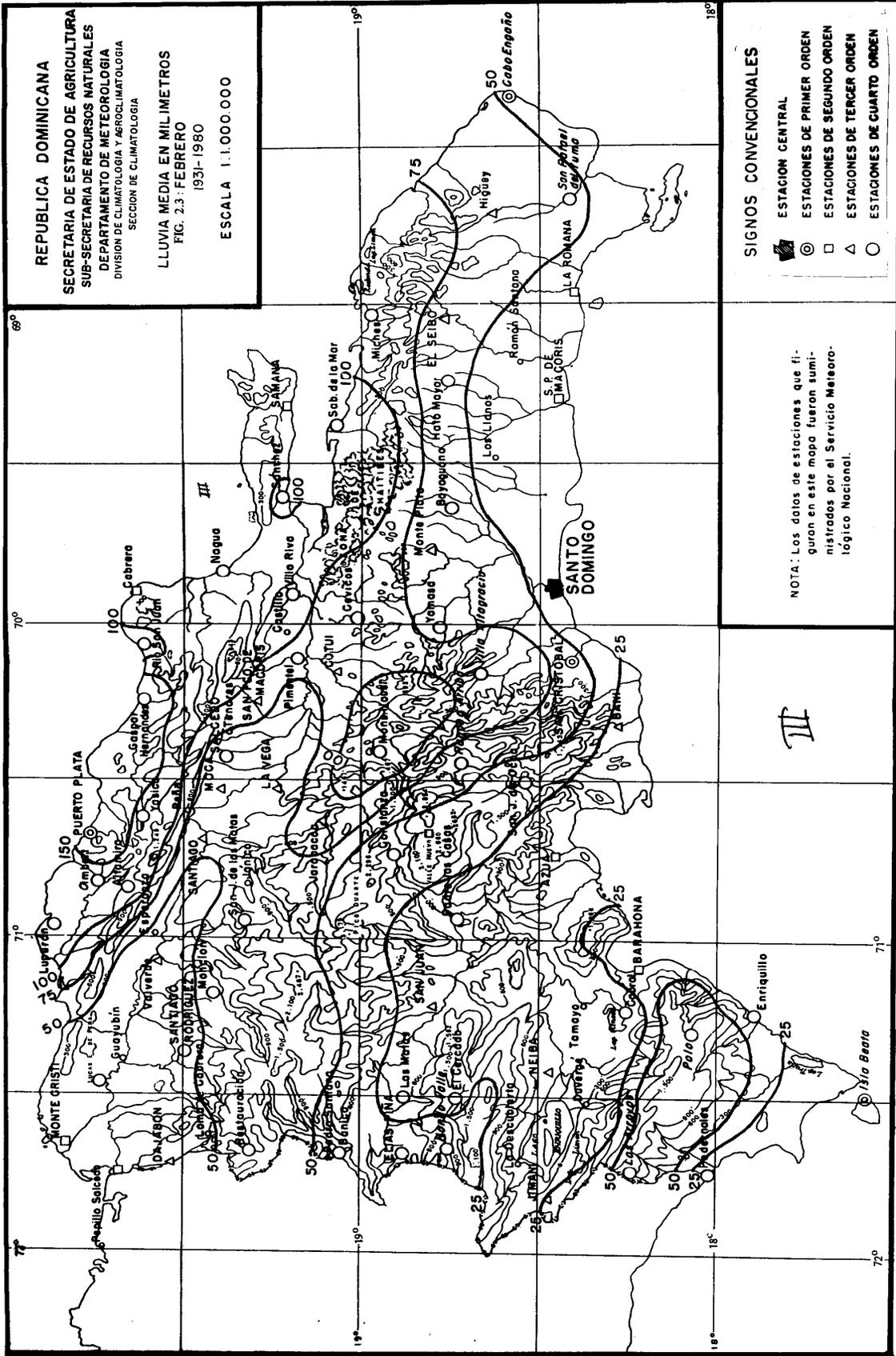
NOTA: Los datos de estaciones que figuran en este mapa fueron suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.



REPUBLICA DOMINICANA
 SECRETARIA DE ESTADO DE AGRICULTURA
 SUB-SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES
 DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA
 DIVISION DE CLIMATOLOGIA Y AGROCLIMATOLOGIA
 SECCION DE CLIMATOLOGIA
 LLUVIA MEDIA EN MILIMETROS
 FIG. 2.2 : ENERO
 1931-1980
 ESCALA 1:1.000.000

SIGNOS CONVENCIONALES
 ESTACION CENTRAL
 ESTACIONES DE PRIMER ORDEN
 ESTACIONES DE SEGUNDO ORDEN
 ESTACIONES DE TERCER ORDEN
 ESTACIONES DE CUARTO ORDEN

NOTA: Los datos de estaciones que figuran en este mapa fueron suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.

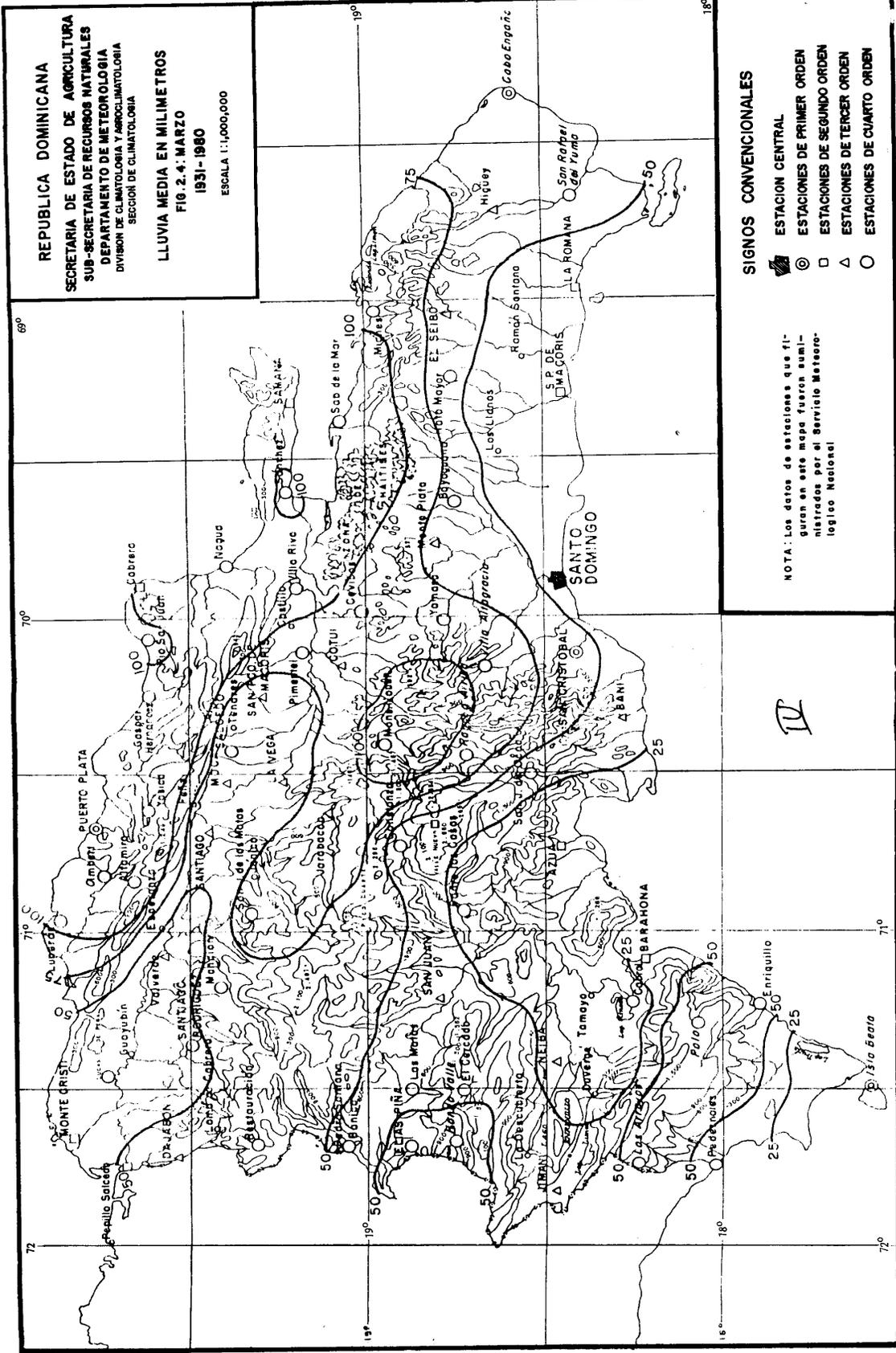


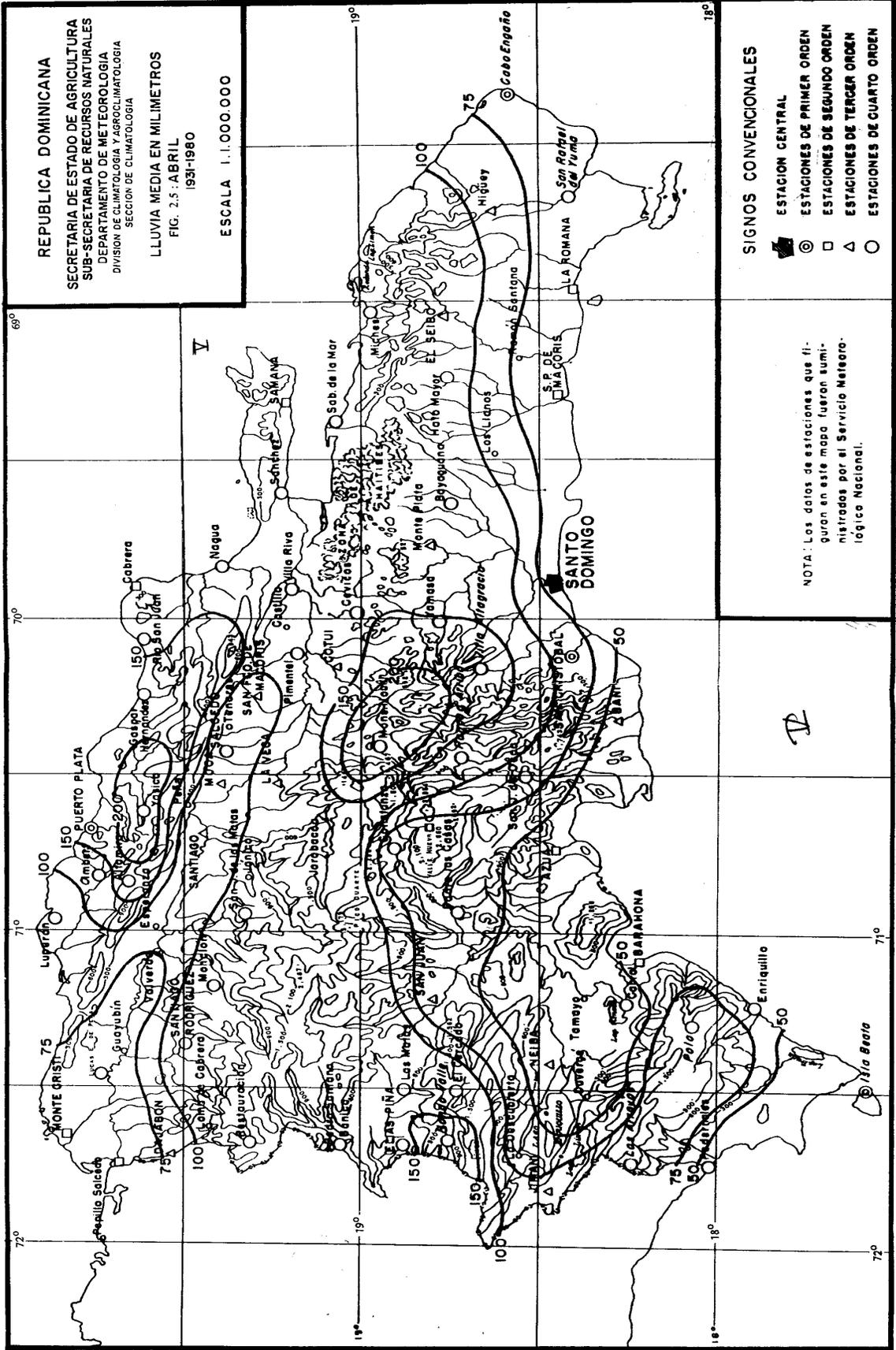
REPUBLICA DOMINICANA
SECRETARIA DE ESTADO DE AGRICULTURA
SUB-SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES
DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA
 DIVISION DE CLIMATOLOGIA Y AGROCLIMATOLOGIA
 SECCION DE CLIMATOLOGIA
LLUVIA MEDIA EN MILIMETROS
FIG. 2.3 : FEBRERO
 1931-1980
ESCALA 1:1.000.000

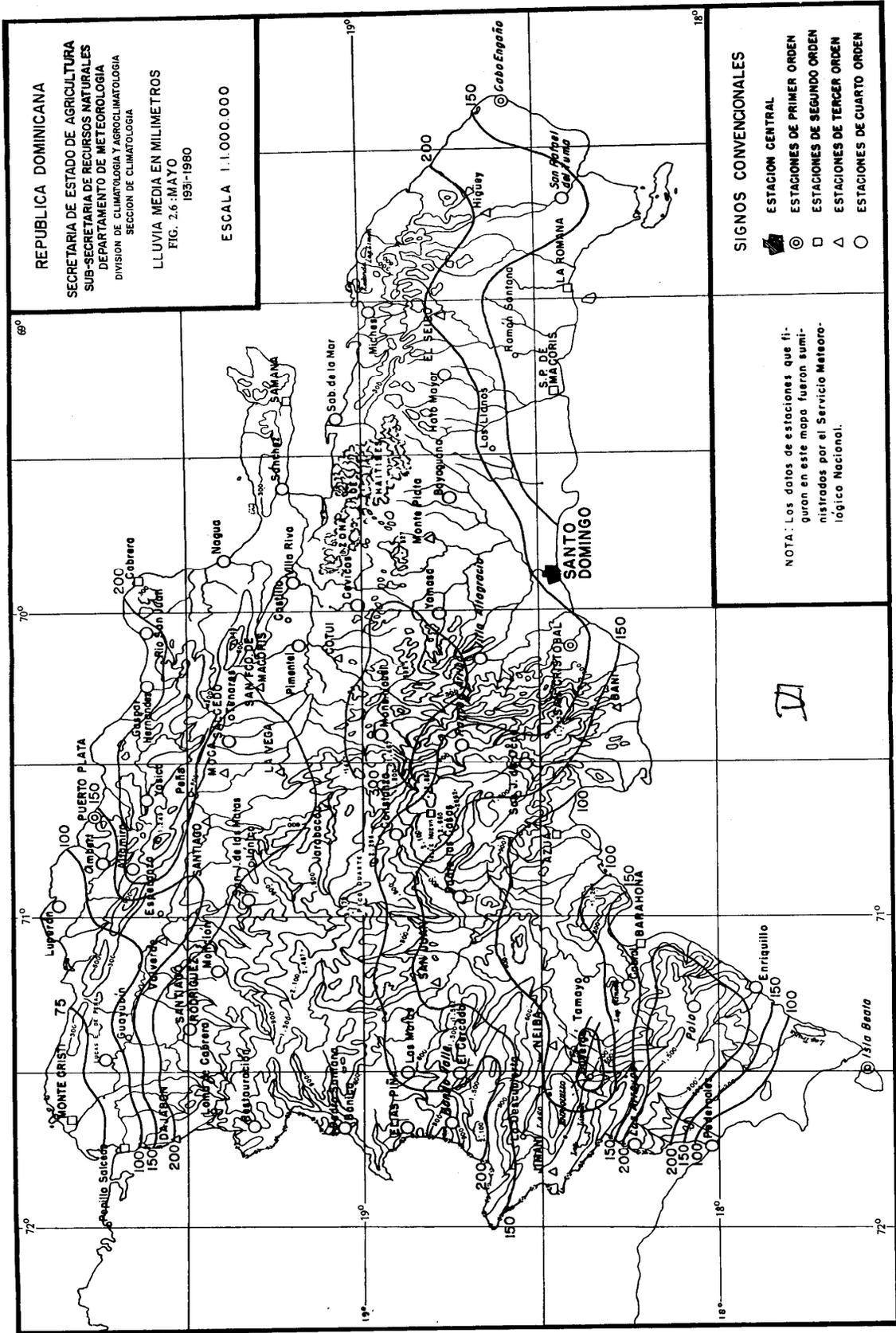
SIGNOS CONVENCIONALES
 ESTACION CENTRAL
 ESTACIONES DE PRIMER ORDEN
 ESTACIONES DE SEGUNDO ORDEN
 ESTACIONES DE TERCER ORDEN
 ESTACIONES DE CUARTO ORDEN

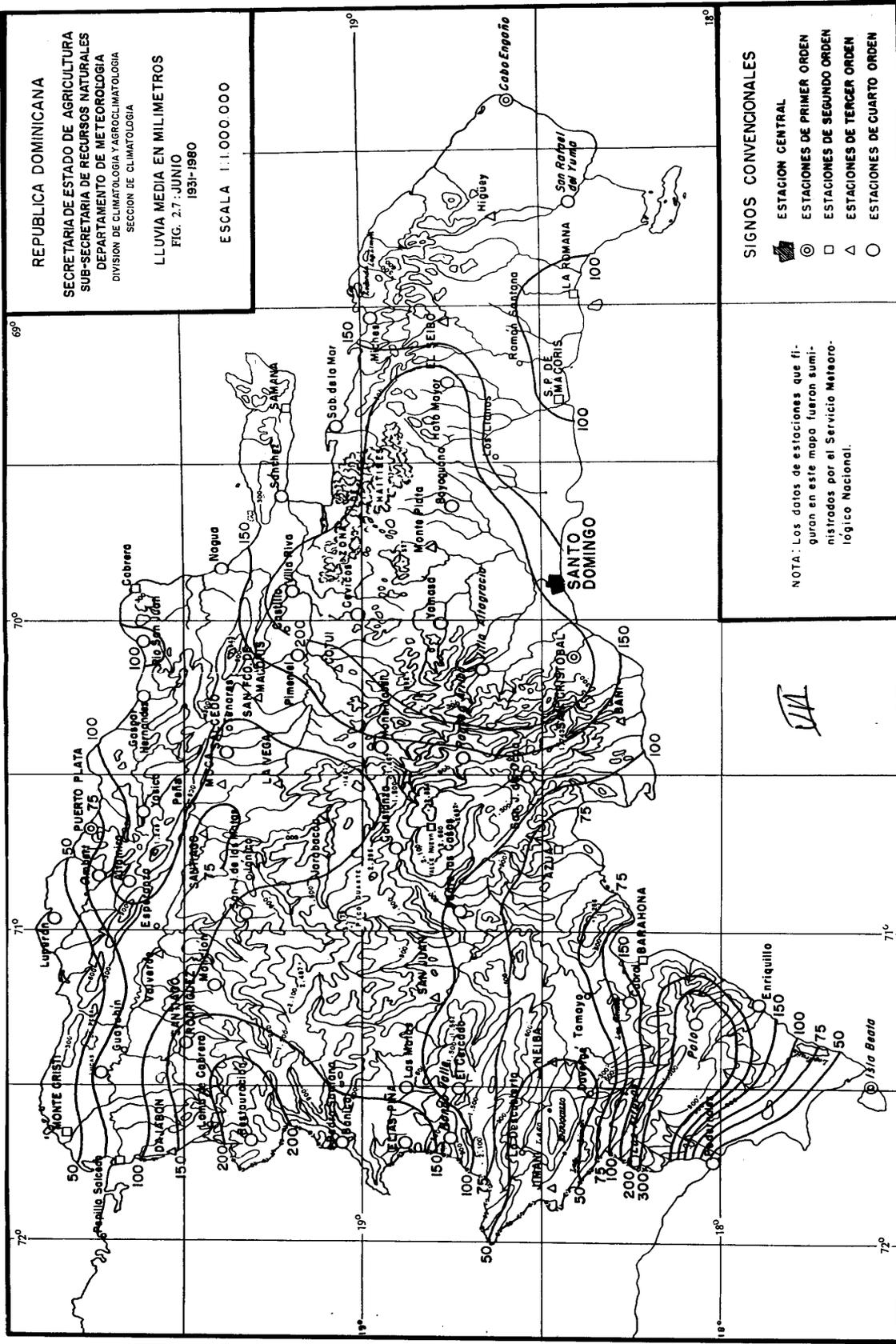
NOTA: Los datos de estaciones que figuran en este mapa fueron suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.

III







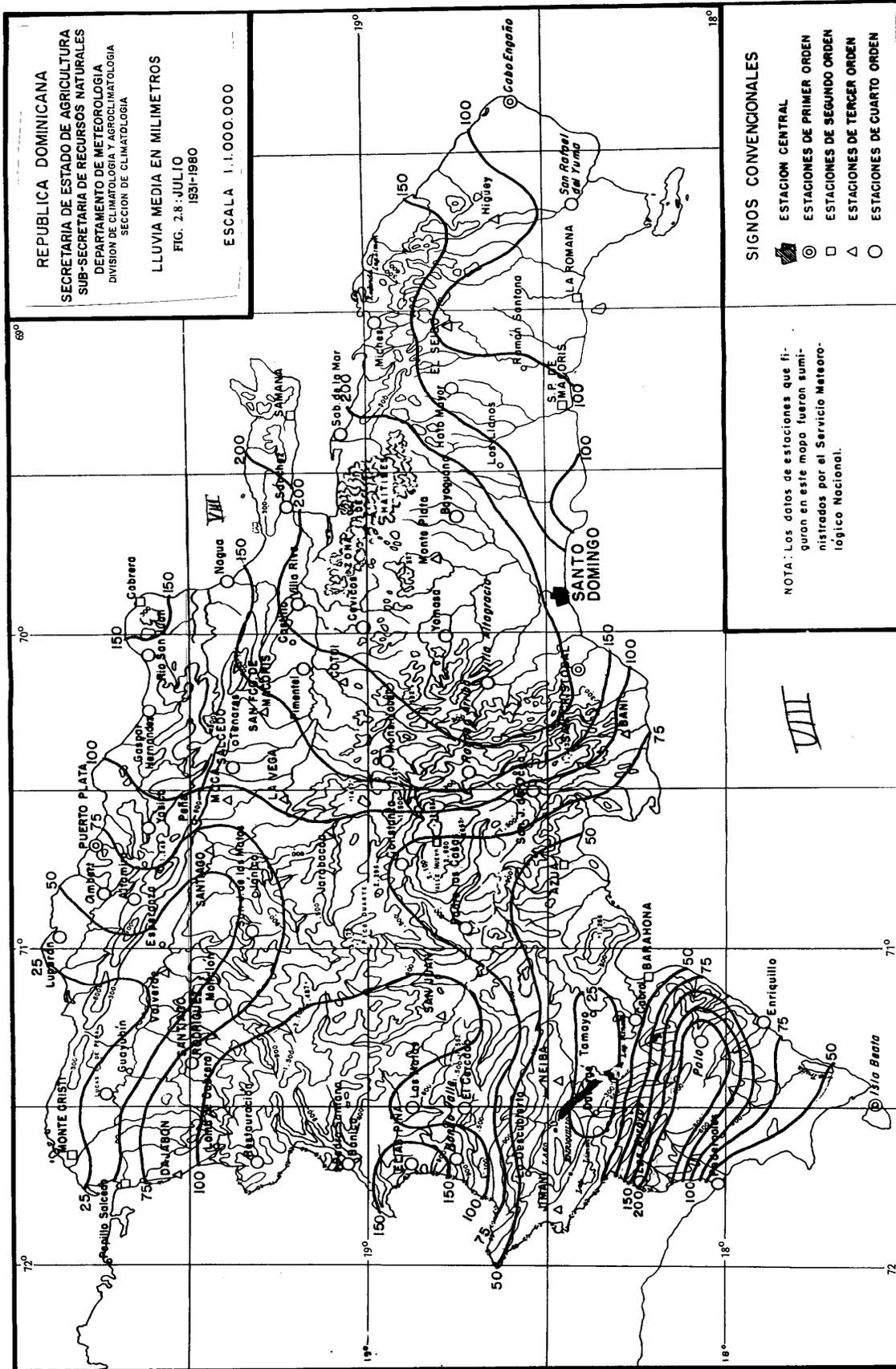


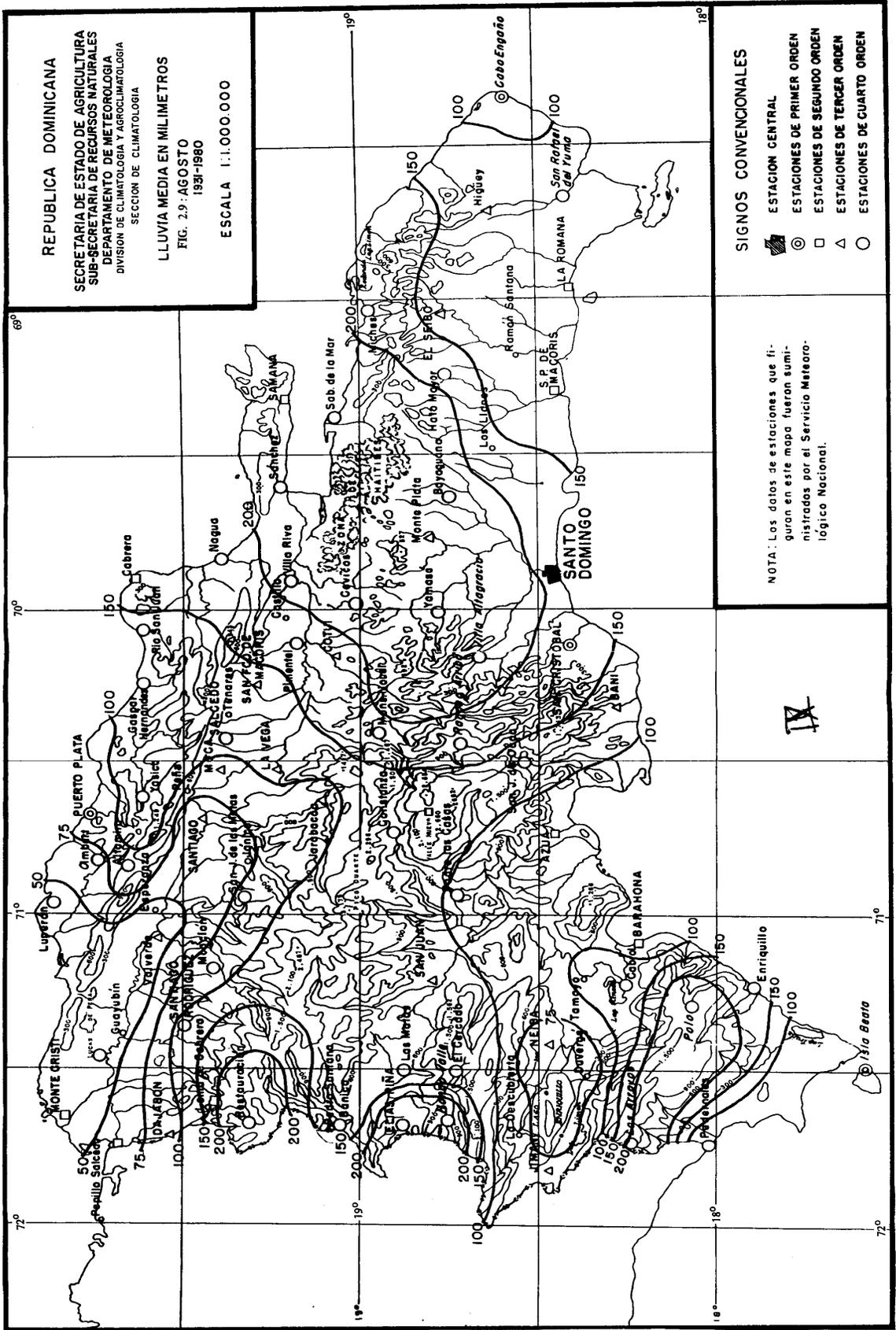
REPUBLICA DOMINICANA
 SECRETARIA DE ESTADO DE AGRICULTURA
 SUB-SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES
 DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA
 DIVISION DE CLIMATOLOGIA Y AGROCLIMATOLOGIA
 SECCION DE CLIMATOLOGIA
LLUVIA MEDIA EN MILIMETROS
 FIG. 2.7 - JUNIO
 1931-1980
 ESCALA 1:1.000.000

SIGNOS CONVENCIONALES
 ■ ESTACION CENTRAL
 ⊙ ESTACIONES DE PRIMER ORDEN
 □ ESTACIONES DE SEGUNDO ORDEN
 △ ESTACIONES DE TERCER ORDEN
 ○ ESTACIONES DE CUARTO ORDEN

NOTA: Los datos de estaciones que figuran en este mapa fueron suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.

III



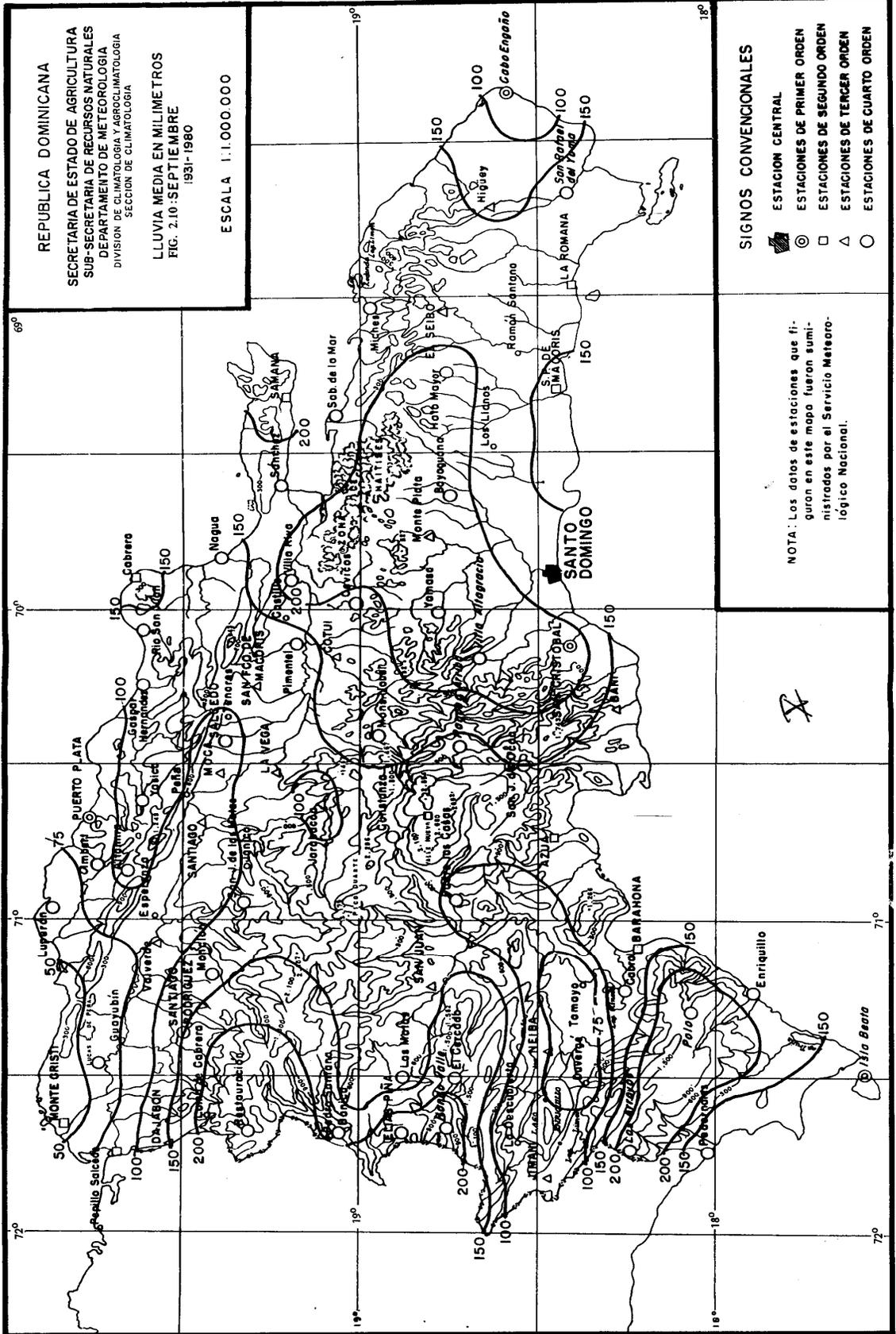


REPUBLICA DOMINICANA
 SECRETARIA DE ESTADO DE AGRICULTURA
 SUB-SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES
 DIVISION DE CLIMATOLOGIA Y AGROCLIMATOLOGIA
 SECCION DE CLIMATOLOGIA
 LLUVIA MEDIA EN MILIMETROS
 FIG. 2.9 - AGOSTO
 1931-1980
 ESCALA 1:1.000.000

SIGNOS CONVENCIONALES
 ESTACION CENTRAL
 ESTACIONES DE PRIMER ORDEN
 ESTACIONES DE SEGUNDO ORDEN
 ESTACIONES DE TERCER ORDEN
 ESTACIONES DE CUARTO ORDEN

NOTA: Los datos de estaciones que figuran en este mapa fueron suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.

IV



REPUBLICA DOMINICANA
 SECRETARIA DE ESTADO DE AGRICULTURA
 SUB-SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES
 DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA
 DIVISION DE CLIMATOLOGIA Y AGROCLIMATOLOGIA
 SECCION DE CLIMATOLOGIA

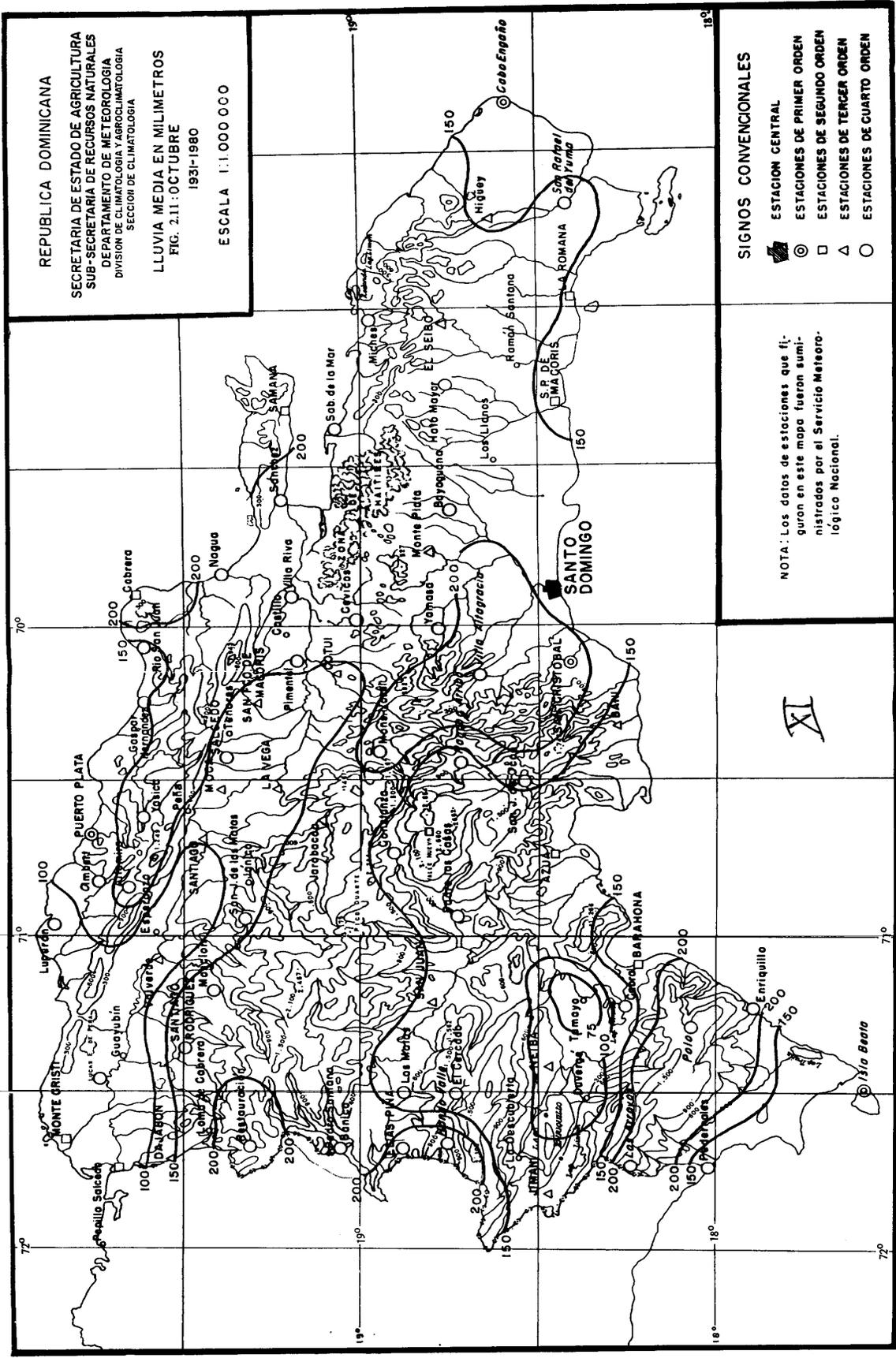
LLUVIA MEDIA EN MILIMETROS
 FIG. 2.10: SEPTIEMBRE
 1931-1980

ESCALA 1:1.000.000

- SIGNOS CONVENCIONALES**
- ESTACION CENTRAL
 - ⊙ ESTACIONES DE PRIMER ORDEN
 - ESTACIONES DE SEGUNDO ORDEN
 - △ ESTACIONES DE TERCER ORDEN
 - ESTACIONES DE CUARTO ORDEN

NOTA: Los datos de estaciones que figuran en este mapa fueron suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.

X



REPUBLICA DOMINICANA

SECRETARIA DE ESTADO DE AGRICULTURA
 SUB-SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES
 DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA
 DIVISION DE CLIMATOLOGIA Y AGROCLIMATOLOGIA
 SECCION DE CLIMATOLOGIA

LLUVIA MEDIA EN MILIMETROS
 FIG. 2.11: OCTUBRE
 1931-1980

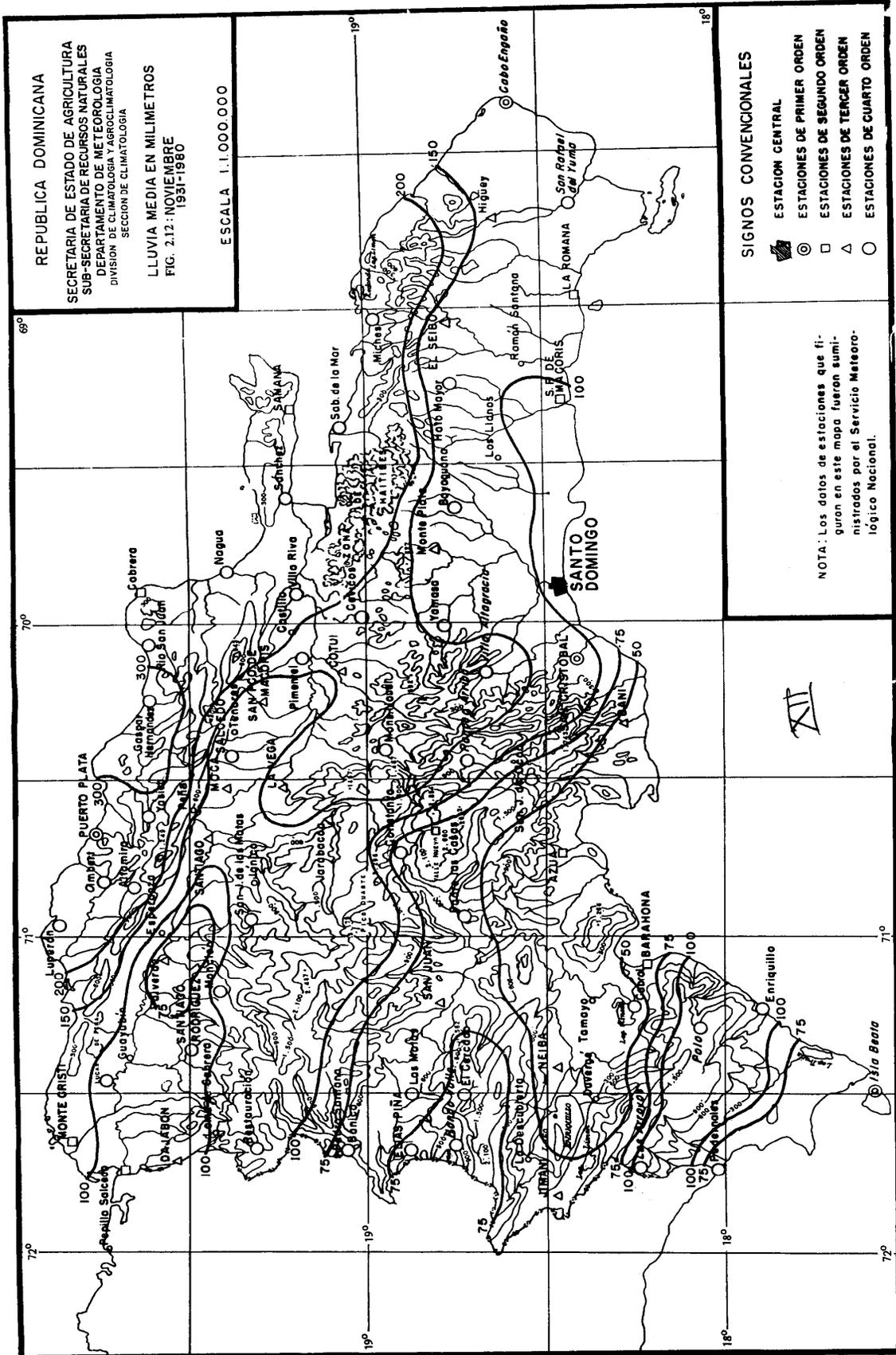
ESCALA 1:1.000.000

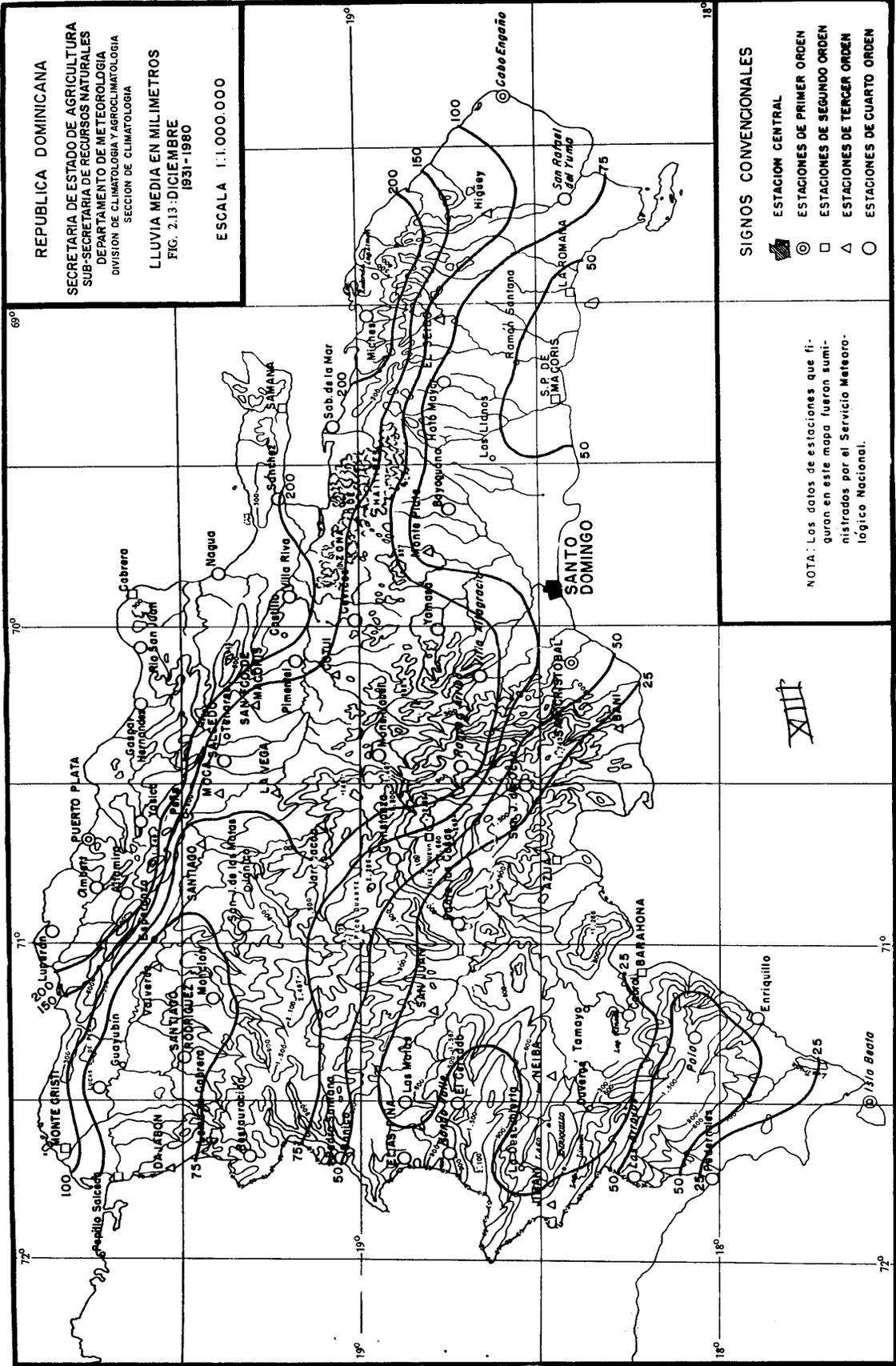
SIGNOS CONVENCIONALES

- ESTACION CENTRAL
- ESTACIONES DE PRIMER ORDEN
- ESTACIONES DE SEGUNDO ORDEN
- ESTACIONES DE TERCER ORDEN
- ESTACIONES DE CUARTO ORDEN

NOTA: Los datos de estaciones que figuran en este mapa fueron suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.

VI



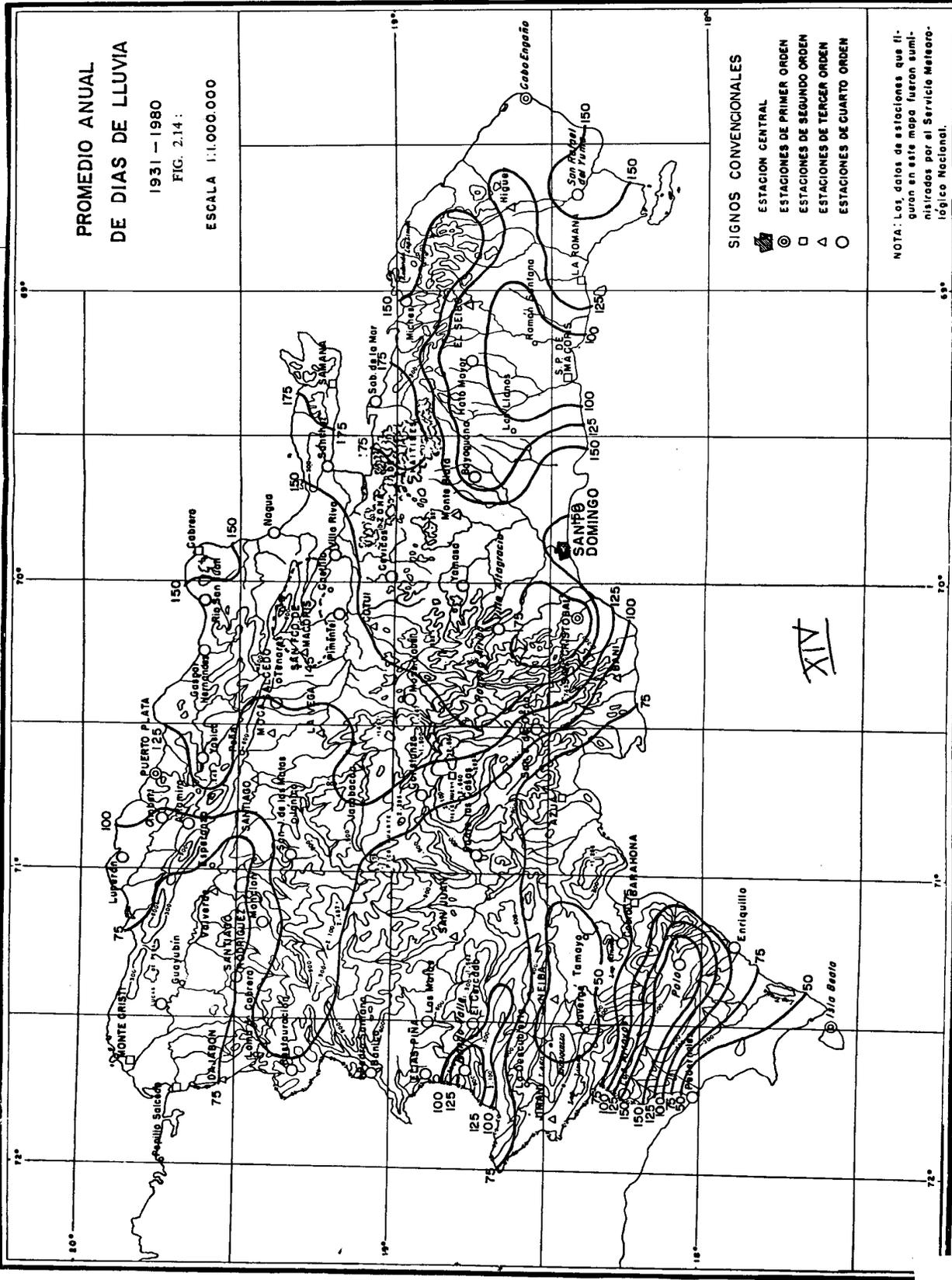


**PROMEDIO ANUAL
DE DIAS DE LLUVIA**

1931 - 1980

FIG. 2.14 :

ESCALA 1:1.000.000



- SIGNOS CONVENCIONALES**
- ESTACION CENTRAL
 - ESTACIONES DE PRIMER ORDEN
 - ESTACIONES DE SEGUNDO ORDEN
 - ESTACIONES DE TERCER ORDEN
 - ESTACIONES DE CUARTO ORDEN

NOTA: Los datos de estaciones que figuraron en este mapa fueron suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.

FIG. 2.15 PAPEL DE GUMBEL

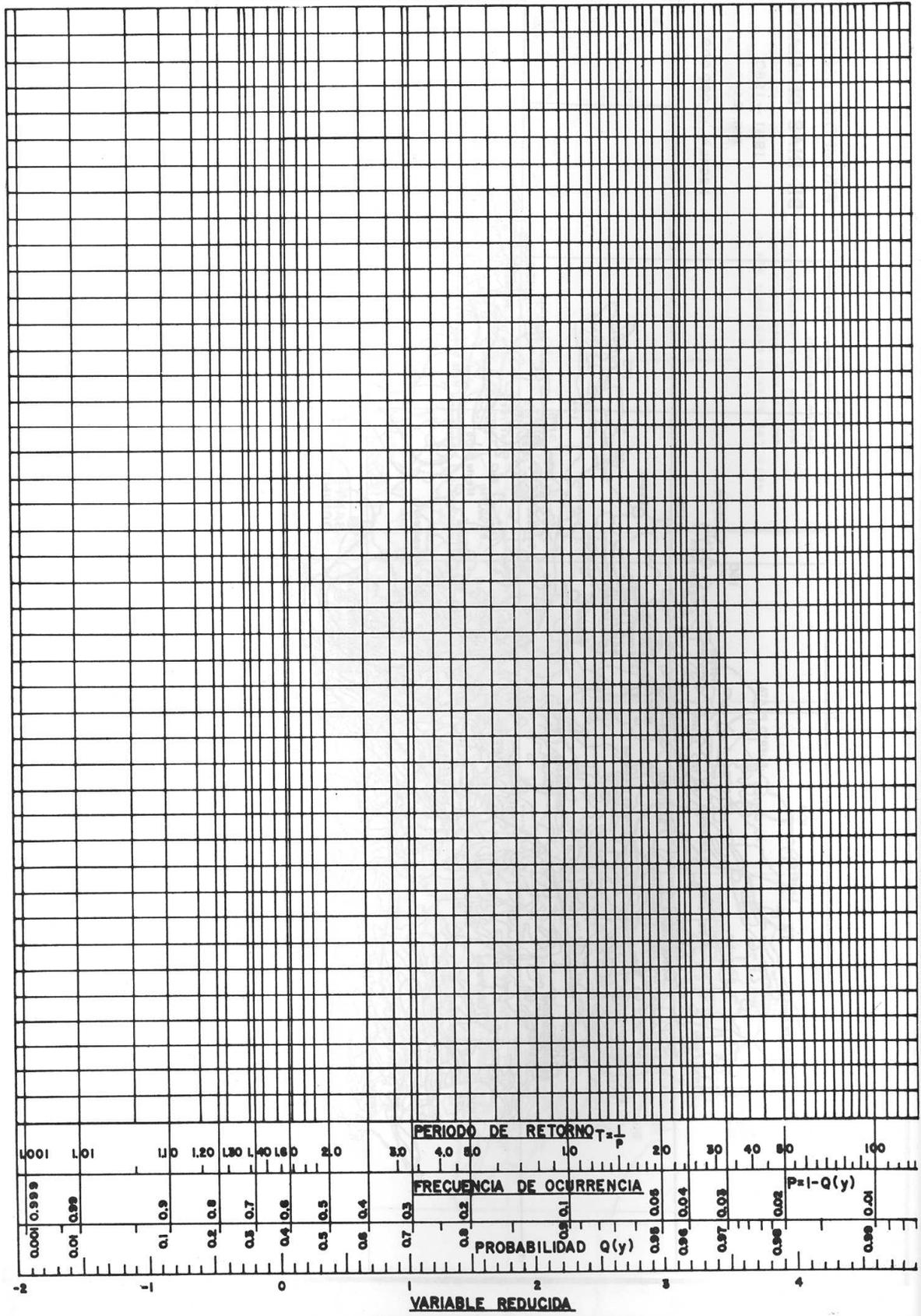


FIG. 2.16
EJEMPLOS DE HISTOGRAMAS

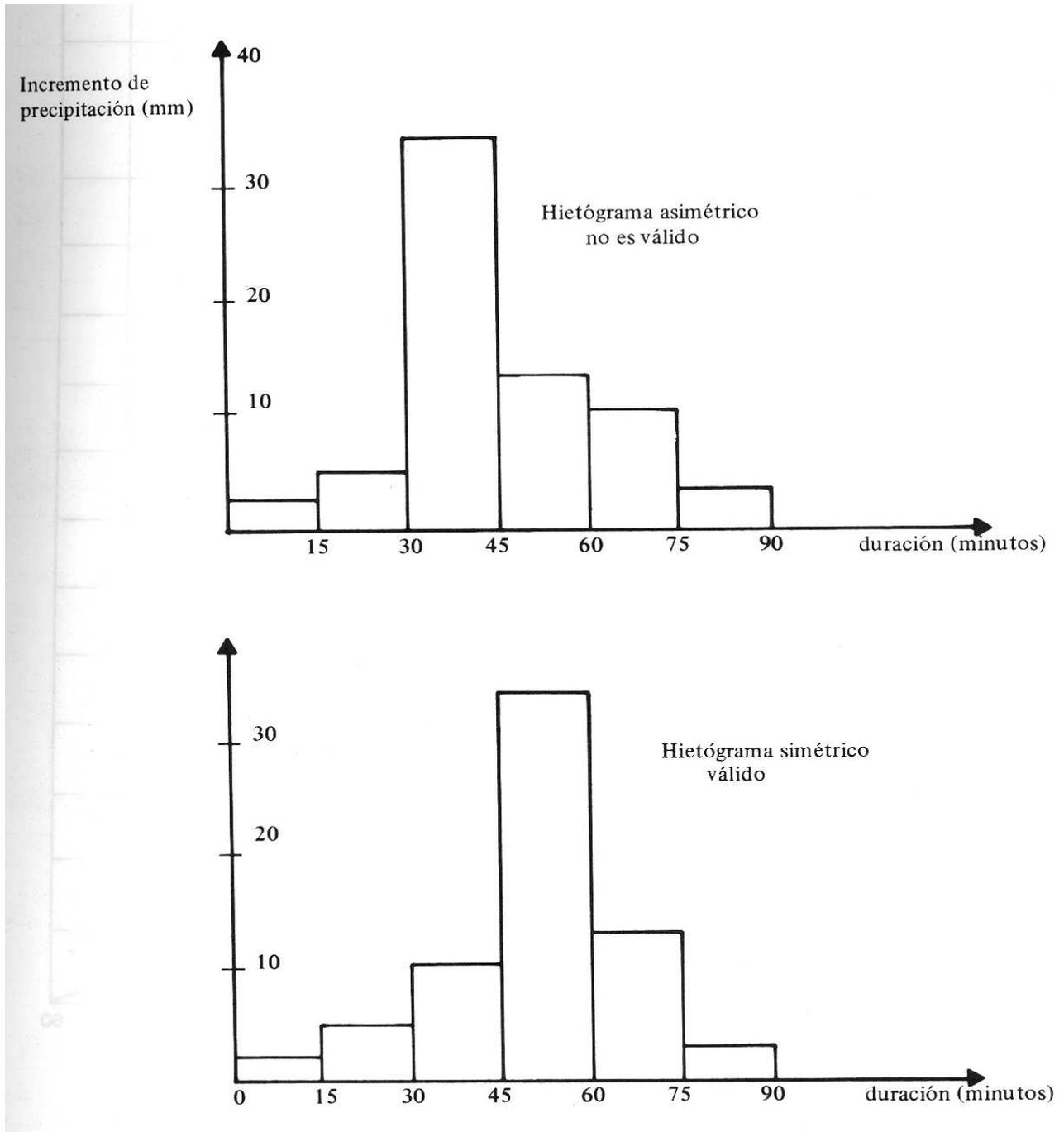
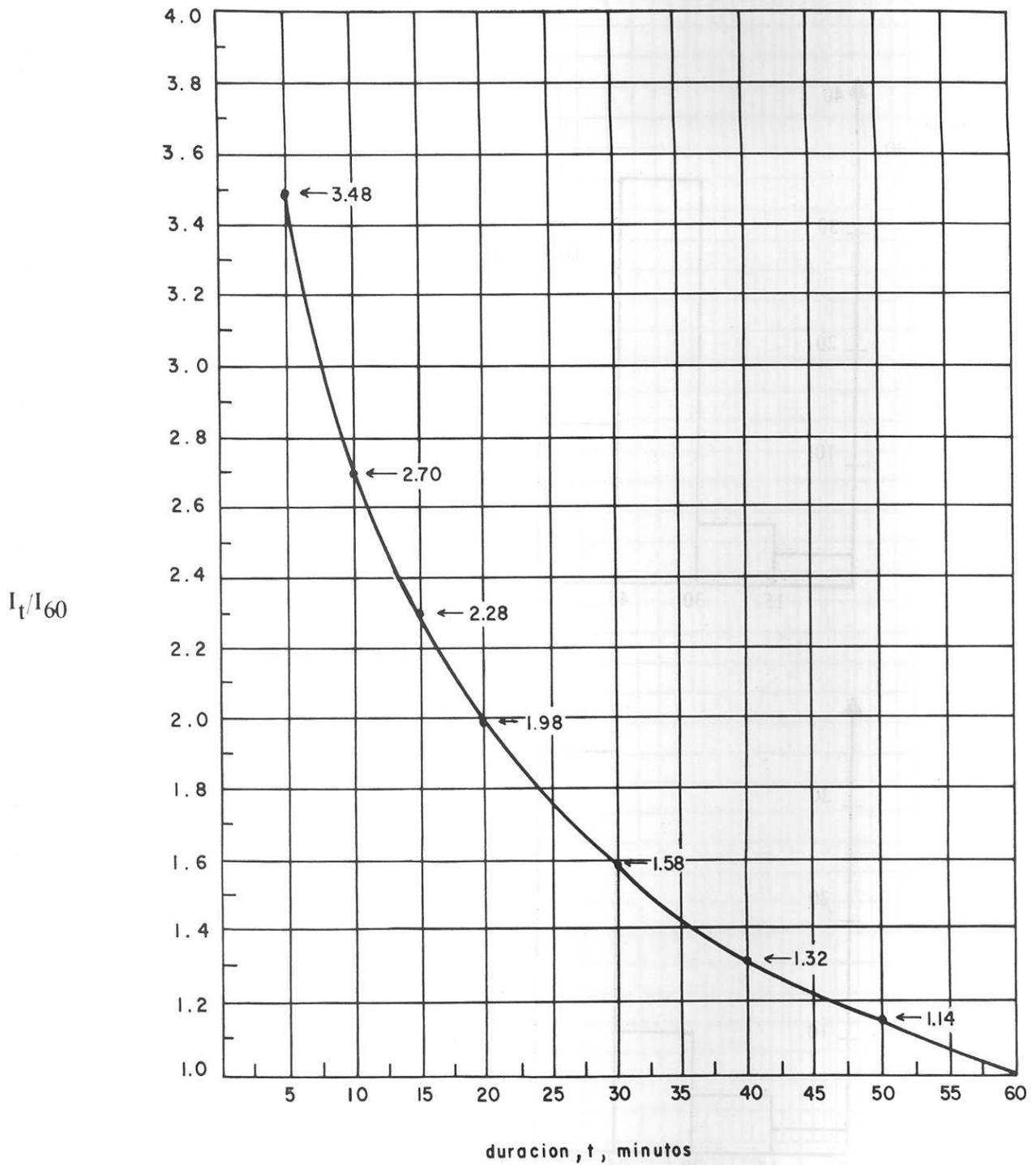


FIG. 2.17
FACTORES PARA HALLAR LA INTENSIDAD MÁXIMA PARA DURACIONES MENORES DE 60
MINUTOS EN FUNCIÓN DE LA INTENSIDAD MÁXIMA DE 60 MINUTOS.



3 HIDROLOGÍA

3.1 Campo de Aplicación

Este capítulo trata de los métodos de cálculo para estimar los máximos caudales que generan las cuencas naturales, cuando cae sobre ellas una lluvia determinada.

3.2 Métodos de Cálculo

Se utilizarán dos métodos de cálculo y su elección dependerá del tamaño de la cuenca: el método racional, que se empleará para la determinación de caudales procedentes de cuencas de pequeñas dimensiones, y el método del hidrograma unitario, más específicamente el del hidrograma triangular, para caudales procedentes de cuencas de grandes dimensiones.

Los resultados de cualquier método utilizado deberán ser comprobados en el terreno, ya que estos son imperfectos y en algunos casos pueden dar resultados muy alejados de la realidad, debido a la dificultad de determinar los valores de los parámetros a usar, y para realizar la comprobación en el terreno.

3.3 Contenido de un Estudio Hidrológico

El estudio hidrológico para fines de diseño del sistema de drenaje de una carretera, o para su reconstrucción y rehabilitación, deberá contener, por lo menos, los aspectos siguientes:

1- Definición de todas las cuencas vertientes de los ríos y arroyos que cruzan la carretera. Se determinará, por lo menos:

- a) El área de la cuenca.
- b) La longitud del mayor recorrido hidráulico.
- c) La diferencia de nivel entre el punto más alejado de la cuenca y el punto de desagüe.
- d) El plano en planta de las cuencas.
- e) El tipo de suelo de la cuenca y tipo de vegetación.
- f) Condiciones particulares de las cuencas, si las hubiere,
- g) Pendiente media de la cuenca.
- h) Vulnerabilidad de los suelos y flora, peligro para la fauna de la región, frente a la clase y tipo de obra a construirse y una estimación de los daños que su realización se supone causará a estos componentes tan importantes del medio ambiente.

i) Cualquier otro aspecto de interés y condiciones particulares que puedan plantear problemas específicos.

4- Estudios de análisis y pruebas de mecánica de suelos, hecha en materiales de la zona, así como investigaciones de aguas subterráneas, sistemas de riego o de avenimiento y drenaje, realizados en la región.

5- Comprobación de los cálculos en el terreno.

3.4 Método Racional

El método racional se usa para estimar la esorrentía de diseño en áreas menores de 13 Km², pero se considera más preciso para áreas menores de 4 Km². Teóricamente, se basa en los criterios siguientes:

a) La intensidad y la distribución de la lluvia en la cuenca vertiente son uniformes en toda su área y ocurre durante un periodo de tiempo igual al tiempo de concentración.

b) El máximo caudal se produce cuando la superficie total de la cuenca contribuye al escurrimiento en la salida de la misma.

c) El coeficiente de esorrentía (**C**) es igual a un porcentaje de la intensidad del aguacero.

El método racional se sintetiza en la expresión:

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

Q: Es el máximo caudal (en m³/s) que aporta una cuenca en su punto de desagüe.

I: Es la máxima intensidad de lluvia que se espera pueda producirse en un periodo de retorno dado. Esta corresponde a una lluvia cuya duración es igual al tiempo de concentración (**T_c**) de la cuenca y se expresa en mm/h.

A: Es la superficie de la cuenca medida en Km².

C: Es el coeficiente de esorrentía.

3.4.1 Tiempo de Concentración (T_c)

Es el tiempo que tarda el agua en fluir desde el punto hidráulicamente más remoto de la cuenca hasta el desagüe que se desea diseñar. Su determinación es necesaria para calcular la intensidad que ha de usarse en el método racional.

Para diseño de carreteras se recomienda la formula de Kirpich:

$$T_c = 0.0192 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

donde,

T_c: Es el tiempo de concentración, en minutos,

L: es la máxima distancia hidráulica entre la salida y el punto más remoto de la cuenca, expresada en metros,

S: es el gradiente de la cuenca, expresado en metros por metro (m/m); se obtiene dividiendo la diferencia de nivel entre el desagüe y el punto más remoto de la cuenca (**H**) y la longitud máxima de flujo (**L**), es decir:

$$S = H/L$$

3.4.2 Coeficiente de Escorrentía (C)

Este coeficiente depende de varios factores. Los más importantes son:

- El tamaño y forma de la cuenca.
- La pendiente de la cuenca.
- El tipo de suelo.
- La vegetación.
- La humedad antecedente, entre otros.

Existen varios métodos para su determinación, todos ellos basados en experimentos realizados en el terreno. Sin embargo, es importante la experiencia y el criterio personal del Ingeniero.

En este manual se presenta la tabla 3.1, en la cual el coeficiente de escorrentía está dado en función de la vegetación, el tamaño de la cuenca y su pendiente.

3.4.3 Intensidad de la Lluvia (I)

La intensidad de la lluvia (I) se obtiene a partir de las curvas de intensidad-duración mencionadas en el capítulo anterior. La lluvia será de una duración igual al tiempo de concentración obtenido con la fórmula correspondiente.

En las curvas, se entra en el eje horizontal con la duración **T_c**, se intercepta la curva con el período de retorno seleccionado y se obtiene el valor de (I) en el eje vertical.

3.4.4 Determinación de las Cuencas

Los parámetros geométricos de la cuenca se determinan generalmente a partir de mapas topográficos y fotografías aéreas. Todas las cuencas que descarguen sus aguas en la carretera deben ser dibujadas para conocer el mecanismo general del movimiento de las aguas e identificar, desde ese nivel, los problemas específicos que puedan plantearse.

En toda cuenca se determinarán los párrafos siguientes:

- Área de cuenca, **A**
- Longitud del mayor recorrido hidráulico, **L**
- Diferencia de nivel entre el punto más remoto de ese recorrido y el punto de desagüe, **H**
- Pendiente de la cuenca, **S = H/L**.
- Posibles cambios en áreas o caudales aportantes en la cuenca, debida a la mano del hombre.

TABLA 3.1
COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CUENCAS PEQUEÑAS DE 0 A 10 ha PRESENTANDO UNA PENDIENTE				CUENCAS MEDIAS DE 10 A 400 ha PRESENTANDO UNA PENDIENTE				CUENCAS DE 400 ha A 1300 ha
	MENOR DE 5%	DE 5% A 10%	DE 10% A 30%	MAYOR DE 30%	MENOR DE 5%	DE 5% A 10%	DE 10% A 30%	MAYOR DE 30%	
Carreteras (Zonas Pavimentadas)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Suelo Desnudo Cultivo de escarda (gramíneas) Suelo ya erodado Labranza reciente	0.80	0.85	0.90	0.95	0.70	0.75	0.80	0.85	0.65
Leguminosas Pradera en rotación de * siembra densa Pastizal	0.75	0.80	0.85	0.90	0.52	0.60	0.72	0.80	0.45
Pradera Permanente	0.70	0.75	0.80	0.85	0.30	0.36	0.42	0.50	0.25
Bosque	0.30	0.50	0.60	0.70	0.13	0.20	0.25	0.30	0.15

NOTA: Estos coeficientes de escorrentía corresponden a condiciones intermedias, según se realicen las labores de cultivo, en líneas rectas o siguiendo las curvas de nivel. Se aplicará a estos coeficientes un factor de 1.10 ó 0.9 respectivamente. Teniendo que ser el coeficiente resultante en todos los casos, menor que 0.95.

3.5 Método del Hidrograma Unitario

La esencia del hidrograma unitario consiste en que, siendo constantes las características físicas de la cuenca, puede esperarse una gran similitud entre crecidas producidas por precipitaciones similares. El hidrograma unitario es un hidrograma típico de la cuenca.

La precipitación neta que genera el hidrograma unitario tiene características bien definidas y se denomina Precipitación Unitaria. Es una precipitación de corta duración, de intensidad constante (I) homogénea en el espacio y de suficiente intensidad para dar lugar a escurrimientos en toda la cuenca. (Véase fig. 3.1a).

El volumen de escurrimiento del hidrograma unitario es 1 cm. multiplicado por el área de la cuenca.

Existen dos principios fundamentales en la teoría del hidrograma unitario. Los mismos se utilizan para obtener hidrogramas de diferentes duraciones e intensidades de lluvias. Esos principios se explican a continuación:

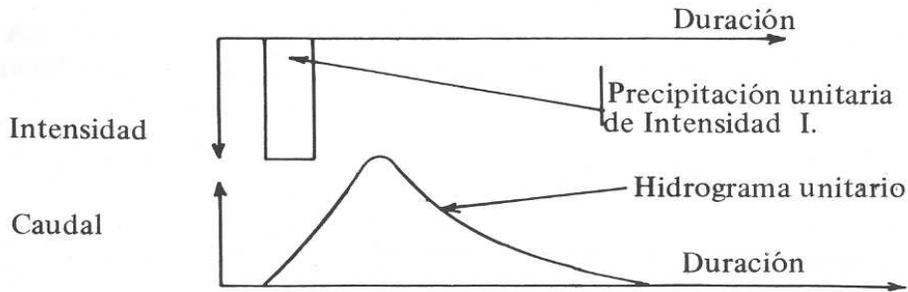
- Una precipitación de intensidad constante $2I$ y de duración igual a la de la precipitación unitaria, produce un hidrograma unitario. (Véase fig. 3.1b).
- Una precipitación de intensidad constante I y con duración doble a la precipitación Unitaria, produce un hidrograma resultante de sumar las ordenadas de dos hidrogramas unitarios desplazados en el eje horizontal una cantidad igual a la duración de la precipitación unitaria (Véase fig. 3.1.c).

La intensidad (I) corresponde a la precipitación neta y no a la precipitación bruta o total.

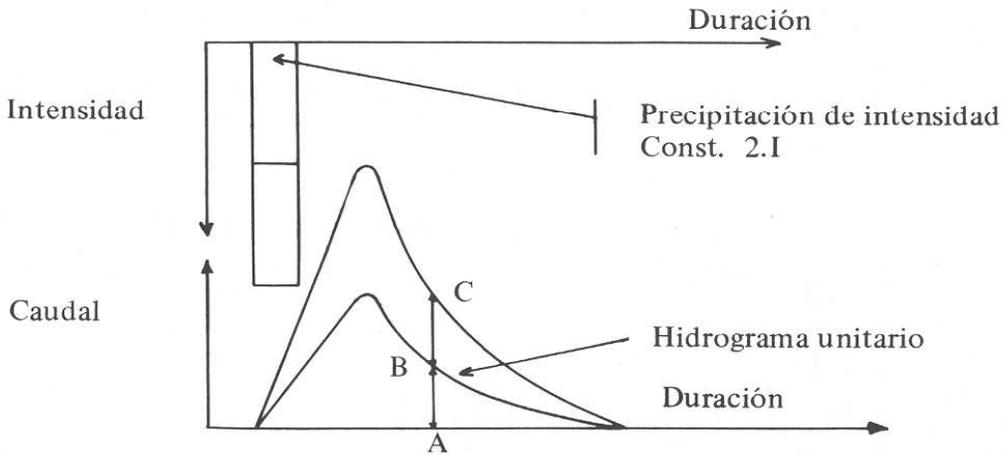
La precipitación neta es igual a la precipitación total menos las aguas perdidas por retención en la superficie y las infiltraciones.

La figura 3.2 presenta la relación entre la precipitación total, la precipitación neta, las perdidas y las infiltraciones.

FIGURA 3.1: HIDROGRAMA UNITARIO

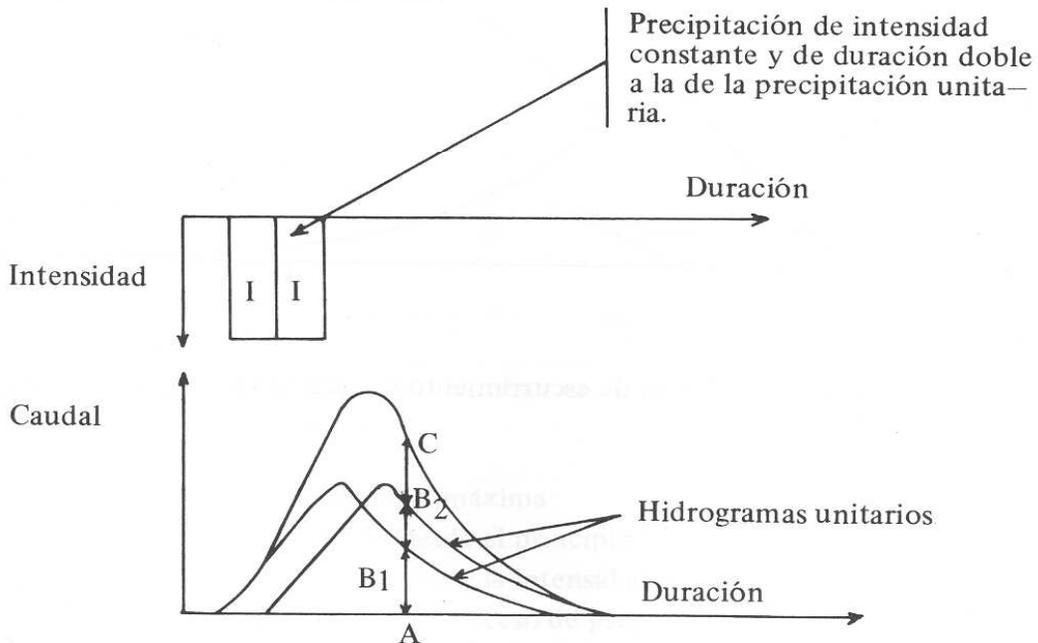


a) IDENTIFICACION



b) PRIMER PRINCIPIO

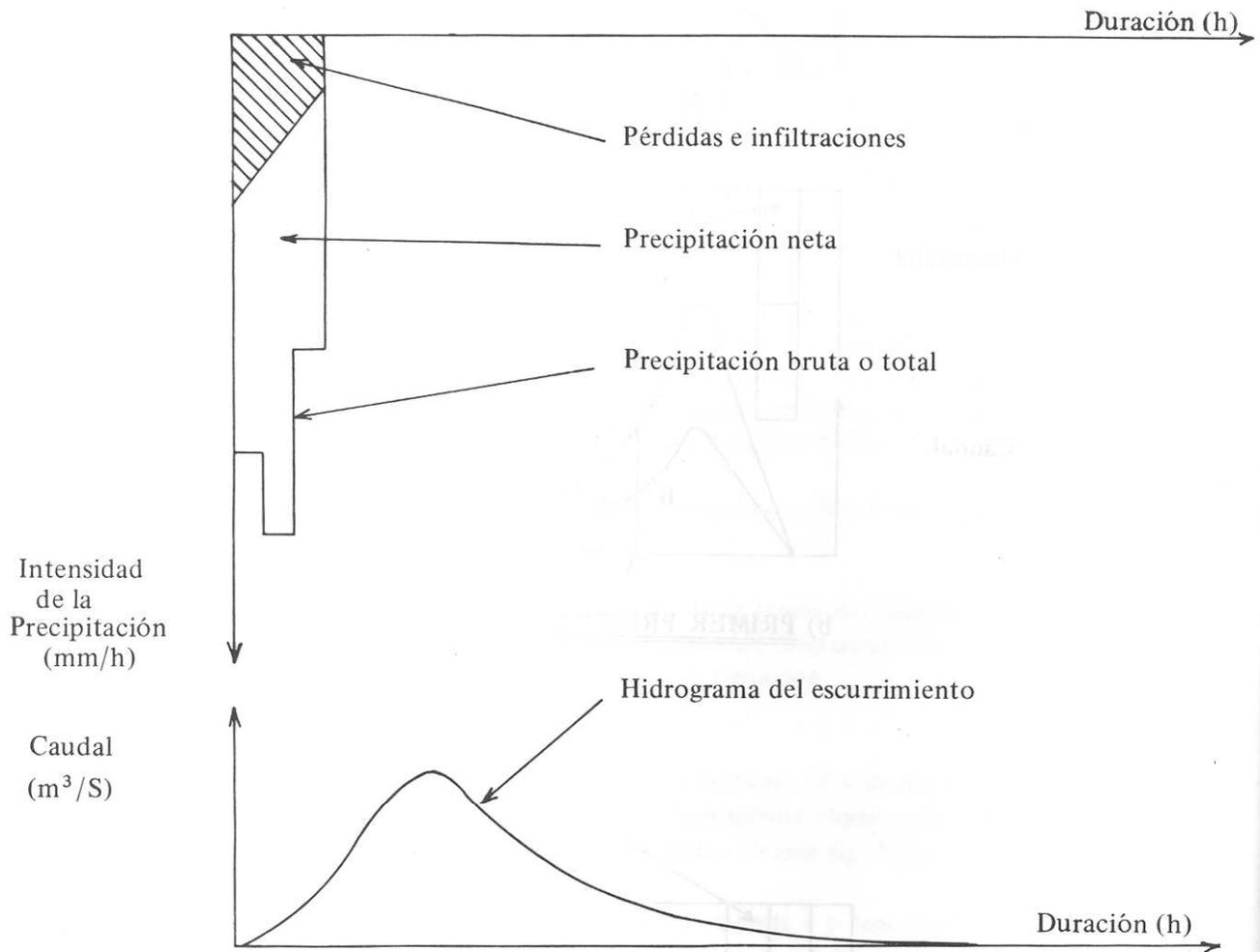
Principio : $AC = 2 AB$



c) SEGUNDO PRINCIPIO

Principio : $AC = AB_1 + AB_2$

FIGURA 3.2 : RELACION ENTRE LA PRECIPITACION TOTAL, LA PRECIPITACION NETA, LAS PERDIDAS Y LAS INFILTRACIONES.



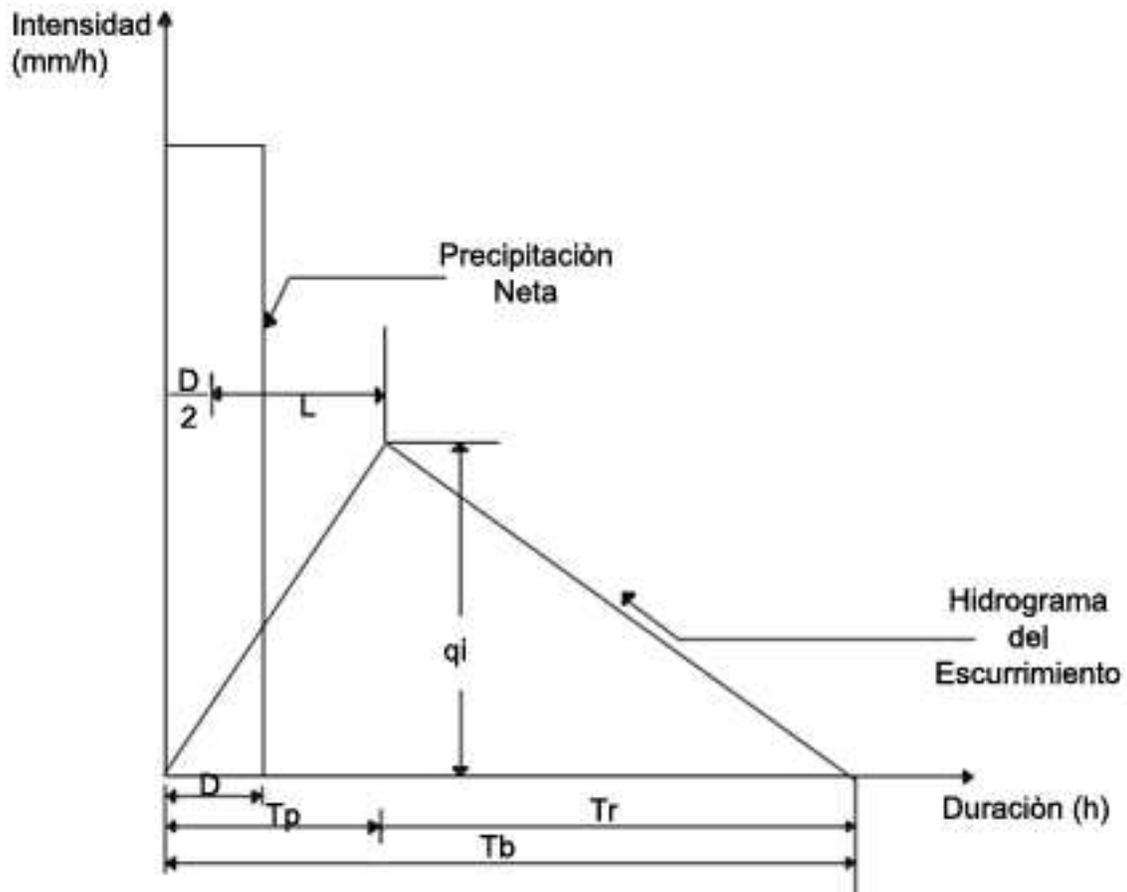
NOTA: El volumen de escurrimiento es igual al volumen de la Precipitación neta.

3.6 Método del Hidrograma Triangular

Este método, preconizado por el "Soil Conservation Service Depto. of Agriculture" (U.S.S.C.S.) de los EE.UU, en la publicación "Hydrology Guide for Use in Watershed Planning", permite estimar el caudal de diseño mediante una apreciación muy cuidadosa de las condiciones edafológicas, geotécnicas y meteorológicas de la cuenca, con una formulación de gran simplicidad. Consiste en presentar esquemáticamente el hidrograma unitario como un triángulo, con escurrimiento total igual al volumen de la precipitación neta caída en la cuenca. El hidrograma triangular se presenta en la figura 3.3 con todos los parámetros que lo definen.

Conociendo la precipitación neta de diseño de una cuenca, se determina el hidrograma de la crecida producida. Para ello se usa el segundo principio del hidrograma unitario.

FIGURA 3.3: HIDROGRAMA TRIANGULAR



- q_i : intensidad máxima
- T_p : tiempo desde el principio al máximo de intensidad
- T_r : tiempo desde la intensidad máxima al extremo del triángulo
- D : período de exceso de precipitación

- L** : retraso (tiempo que se produce desde el centro del exceso de precipitación hasta el de intensidad máxima).
- Tb** : tiempo base del hidrograma.

3.6.1 Precipitación Neta de Diseño

La precipitación neta de diseño se determina a partir de la precipitación bruta de diseño. A esta se le aplica un coeficiente de reducción y se obtiene la Precipitación Bruta Reducida. Luego, se determinan las pérdidas y la infiltración para obtener la precipitación neta.

3.6.1.1 Coeficiente de Reducción

La lluvia no cae con la misma intensidad en toda el área de la cuenca; mientras mayor sea la cuenca, mayor será la variación de la intensidad en su área. Para tomar en cuenta este hecho, hay que aplicar el coeficiente de reducción a la precipitación neta, obteniéndose la precipitación bruta reducida. Este coeficiente es función del área de la cuenca.

**TABLA 3.2
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN**

Superficie de Cuenca km ²	Coeficiente de Reducción R
≤ 25 km ²	1.00
30	0.99
40	0.97
50	0.94
75	0.92
100	0.89
150	0.85
200	0.83
300	0.80
400	0.78
500	0.75
1,000	0.69
1,500	0.65
2,000	0.63
2,500	0.61

Estos coeficientes han sido determinados de gráficos establecidos por la United State Soil Conservation Service, USSCS, para la zona de Florida. En cuencas menores de **25 Km²**, se considera que la intensidad de la lluvia es uniforme en toda su área, y por tanto el coeficiente de

reducción es 1.00. Para cuencas con un área intermedia a las mostradas en la tabla, se obtiene por interpolación.

3.6.1.2 Precipitación Neta

La precipitación neta es la diferencia entre la precipitación bruta reducida y las pérdidas, más la infiltración. La pérdida es el agua retenida en las depresiones y la vegetación. La infiltración corresponde al agua que se infiltra a través de la superficie del suelo; una parte abastece la deficiencia de humedad del suelo y otra parte se percola hasta alcanzar el manto freático, convirtiéndose en agua subterránea. La infiltración es función del tiempo; será mayor al iniciarse la tormenta e ira disminuyendo espontáneamente con el tiempo.

La precipitación neta se determina tomando en cuenta las pérdidas y la infiltración. Estas están en función de las condiciones del suelo y las condiciones derivadas de la meteorología, entre otros. La precipitación neta y la precipitación bruta están relacionadas por la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{(P - 5.08S)^2}{P + 20.32 S}$$

Q- Es la precipitación neta acumulada, en mm.

P- Es la precipitación bruta reducida acumulada en mm.

S- Es un parámetro de infiltración, dependiente de las condiciones del suelo y de las condiciones meteorológicas.

El parámetro de infiltración (**S**) se determina mediante el procedimiento siguiente:

Las condiciones del suelo se resumen en un número **N** que está en función del uso de la tierra o tipo de cobertura y el tipo de suelo. Se han determinado cuatro tipos de suelos o grupos de suelos llamados **A**, **B**, **C**, y **D**.

Estos están resumidos en la tabla 3.3. Se debe escoger uno de estos grupos de suelos o los porcentajes del área de la cuenca que corresponda a varios tipos.

La cobertura vegetal se toma en cuenta en la tabla 3.4; se escoge el tipo de cobertura y se selecciona el número N, según el tipo hidrológico de suelo tomado

Las condiciones hidrológicas se toman en cuenta de la forma siguiente:

Se han resumido tres tipos de condiciones precedentes:

Condición I, Condición II, y Condición III.

a) **Condición I:**

Condición que presentan los suelos de una cuenca en la que los mismos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, también cuando se aran o se cultivan bien.

b) **Condición II:**

Condición promedio para avenidas anuales; es decir, un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la avenida máxima en numerosas cuencas.

c) **Condición III:**

Se presenta cuando ha llovido mucho durante los 5 días anteriores al aguacero y el suelo está casi saturado.

Debe escogerse una de estas tres condiciones o varias de ellas si se quiere ver o tener conocimiento del comportamiento de la cuenca bajo diferentes condiciones de humedad antecedentes.

La tabla 3.4 está hecha para la condición II, y nos da el valor de **N** para este caso. Si se quiere determinar **N** para las condiciones I y III, se usa la tabla 3.5; se entra con el valor **N** determinado para el caso anterior y se obtiene el valor de **N** para las condiciones I y III directamente.

TABLA 3.3
SUELOS HIDROLÓGICOS

GRUPOS DE SUELOS	DESCRIPCIÓN
A	Más bajo Potencial de Escorrentía: Incluye arenas profundas con muy poco limo y arcilla. También, incluye suelos profundos de alta permeabilidad por razones especiales (oxisoles, por ejemplo). Textura gruesa (arenosas arena-limosas). Están excesivamente drenados.
B	Moderadamente bajo Potencial de Escorrentía: Principalmente suelos arenosos menos profundos que A. También, suelos de alta permeabilidad por razones especiales menos profundos que A. Su capacidad de infiltración después de saturados es superior al promedio. Textura franco-arenosa, franca, franca-arcilla-arenosa o franca-limosa.
C	Moderadamente alto Potencial de Escorrentía: Comprende suelos superficiales y suelos que contienen altos contenidos de arcilla y coloides, aunque menos que aquellos del grupo D. Después de saturación, el grupo tiene una capacidad de infiltración menor que el promedio. Franca-arcillosa, franca-arcilla-limosa, limosa, arenosa. Imperfectamente drenados.
D	Más alto Potencial de Escorrentía: Incluye principalmente arcillas expansivas y suelos superficiales con horizontes casi siempre impermeables (o roca) cerca de la superficie.

Fuentes: U.S. Soil Conservation Service, Nat. Engineering Handbook Section 4, Part 7, 1964.

TABLA 3.4
NÚMERO DE CURVA DE ESCORRENTÍA (N) PARA COMPLEJOS HIDROLÓGICOS SUELO-
COBERTURA
(Para condición de lluvia precedente II y I a = 0.2S)

Uso de la Tierra o Cobertura	Tratamiento o Práctica	Condición Hidrológica	Grupo Hidrológico de Suelos			
			A	B	C	D
Suelo desnudo	Sin tratamiento	-	77	86	91	94
Cultivos de Escarda	Sin tratamiento	Pobre	72	81	88	91
	Sin tratamiento	Buena	67	78	85	89
	En contorno	Pobre	70	79	84	88
	En contorno	Buena	65	75	82	86
	Terrazas	Pobre	66	74	80	82
	Terrazas	Buena	62	71	78	81
Grano Pequeño	Sin tratamiento	Pobre	65	76	84	88
	Sin tratamiento	Buena	63	75	83	87
	En contorno	Pobre	63	74	82	85
	En contorno	Buena	61	73	81	84
	Terrazas	Pobre	61	72	79	82
	Terrazas	Buena	59	70	78	81
Leguminosas o pradera en rotación de siembra densa.	Sin tratamiento	Pobre	66	77	85	89
	Sin tratamiento	Buena	58	72	81	85
	En contorno	Pobre	64	75	83	85
	En contorno	Buena	55	69	78	83
	Terrazas	Pobre	63	73	80	83
	Terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastizal		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	En contorno	Pobre	47	67	81	88
	En contorno	Regular	25	59	75	83
	En contorno	Buena	6	35	70	79
Pradera Permanente		Buena	30	58	71	78
Bosque		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Farmsteads		-	59	74	82	86
Caminos de Tierra		-	74	84	90	92

Notas Tabla 3.4

1. Condición de lluvia antecedente II: se refiere a la cantidad de lluvia caída en los cinco días precedentes a la lluvia de diseño. En esta condición se estima que cayeron aproximadamente 3.5 cms. de lluvia.
2. Sin tratamiento: indica que el terreno no tiene prácticas de conservación o que el laboreo del terreno se hace sin tener en cuenta la topografía.
3. Condición hidrológica: se refiere a la condición del grupo hidrológico de suelos, para la infiltración sobre todo a la capacidad que tiene el suelo de recolectar rápidamente las aguas escurridas por el intermediario de su red hidrológica.
 - Si existe una red bien definida, la condición es posible.
 - Si existe una red aunque sea mal definida, la condición es regular.
 - Si no existe una red aparente, la condición es buena.

La tabla 3.5 da también el valor de **S** para los diferentes valores de **N**. Si se usa la condición II, el valor de **S** se obtiene directamente. Si la condición es la I o la III, se obtiene el número **N** para ellas mediante la misma tabla y con ese valor se obtiene el valor de **S** que corresponde a la condición II.

Con la precipitación bruta reducida (**P**) y habiendo obtenido el parámetro de infiltración **S**, se calcula la precipitación neta acumulada (**Q**) con la ecuación:

$$Q = \frac{(P - 5.08 S)^2}{P + 20.32 S}$$

**TABLA 3.5
CORRECCIONES PARA CONDICIÓN I Y III**

NÚMERO DE CURVA PARA LA CONDICION II	NUMEROS CORRESPONDIENTES DE LA CURVA PARA LA:		VALORES DE S	LA CURVA COMIENZA DONDE P= 1 (mm)
	Condición I	Condición III		
100	100	100	0	0
95	87	99	0.526	2.7
90	78	98	1.11	5.6
85	70	97	1.76	8.9
80	63	94	2.50	12.7
75	57	91	3.33	16.9
70	51	87	4.29	21.8
65	45	83	5.38	27.3
60	40	79	6.67	33.9
55	35	75	8.18	41.6
50	31	70	10.00	50.8
45	27	65	12.2	62.0
40	23	60	15.0	76.2
35	19	55	18.6	94.5
30	15	50	23.3	118.4
25	12	45	30.0	152.4
20	9	39	40.0	203.2
15	7	33	56.7	288.0
10	4	26	90.0	457.2
5	2	17	190.0	965.2
0	0	0	Infinito	Infinito

(U. S. Soil Conservación Service).

3.6.2 Hietograma Neto

Para determinar el hietograma neto es necesario determinar previamente el hietograma bruto reducido. Luego, a partir de éste se determina el hietograma neto.

3.6.2.1 Hietograma Bruto Reducido

Se escoge el incremento de tiempo (Δt) que se usará en el hietograma. Debe ser menor que $T_c/10$. Con este incremento de tiempo se obtiene el hietograma bruto como se explicó en el capítulo 2 de este manual. Y a este se le aplica el coeficiente de reducción a las precipitaciones determinadas para las diferentes duraciones (Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, etc.).

3.6.2.2 Hietograma Neto

Una vez reordenados los incrementos de la precipitación del modo que se indica en el capítulo anterior, se obtiene la precipitación. Para cada precipitación acumulada se obtiene la precipitación neta (Q) con la ecuación dada en el acápite 3.6.1.2. Luego se obtienen los incrementos netos de precipitación, restando cada precipitación neta de la precipitación neta siguiente.

El resultado es el hietograma que se usara para la determinación de los hidrogramas triangulares elementales, los cuales sumados producirán el hietograma de diseño.

3.6.3 Hidrogramas Elementales

La formación de hidrogramas por medio del procedimiento del hidrograma unitario se fundamenta en el postulado de que una precipitación neta uniforme, equivalente a la unidad en altura, extendida a un tiempo elemental razonablemente corto, tiene como respuesta un hidrograma unitario de salida en la sección de desagüe.

De esta manera, a cada intervalo de tiempo se asocia y construye un hidrograma parcial, proporcional en magnitud a la intensidad de la precipitación neta durante el período elemental considerado y cuyo momento de inicio coincide con el del intervalo de referencia. Finalmente, se suman los distintos hidrogramas parciales para formar el hidrograma conjunto relativo a la precipitación característica contemplada.

3.6.3.1 Deducción de la Ecuación para el Caudal Máximo

El volumen del hidrograma de escurrimiento es igual a la precipitación neta. Entonces, en base al hidrograma triangular de la fig. 3.3, tenemos:

$$Q = \frac{q_i T_p}{2} + \frac{q_i T_r}{2}$$

Despejando **qi**, tenemos:

$$q_i = \frac{2Q}{T_p + T_r}$$

Suponiendo que **tr** = HT_p en la que **H** es una constante que se determina para cuenca, entonces,

$$q_i = \frac{2Q}{(1+H) T_p}$$

Multiplicando por el área **A** de la cuenca, se determina el caudal máximo cuya ecuación es:

$$q_p = \frac{0.5552}{1+H} \frac{AQ}{T_p} \quad \text{donde,}$$

qp : es el caudal máximo en m³/S

A : es el área de la cuenca en Km².

Q : es la precipitación neta en mm.

Tp : es el tiempo en horas desde el principio al máximo de intensidad.

Los análisis hechos por el U.S.S.C.S han dado como resultado la adopción de un valor de 1.67 para **H** como valor medio para las cuencas y 0.6 **Tc** para **L**.

Entonces, la ecuación general para calcular el máximo sería igual a:

$$q_p = \frac{0.208 AQ}{\frac{D}{2} + 0.6 T_c}$$

donde,

qp : es el caudal máximo en m³/S

A : es el área de la cuenca en Km².

Q : es el periodo de precipitación neta en mm.

D : es el periodo de precipitación en exceso, en horas

Tc : es el tiempo de concentración en horas.

3.6.3.2 Cálculo del tiempo de inicio, tiempo pico y final de los hidrogramas elementales.

Se calculará para cada hidrograma elemental el tiempo de inicio, el tiempo pico y el tiempo final.

El tiempo de inicio de los hidrogramas elementales coincide con el tiempo de inicio de la lluvia que lo produce, llamando t_1 al tiempo de inicio.

$$T_{PI} = t_1 + \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

El tiempo que tarda en producirse el pico está dado por la ecuación:

$$T_{FIN} = t_1 + 2.67 \left(\frac{D}{2} + 0.6 T_c \right)$$

3.6.3.3 Hidrograma Conjunto Resultante

Una vez determinados los hidrogramas elementales de todos los intervalos Δt , se dibujan a escala y sus ordenadas se suman para obtener el hidrograma resultante de la precipitación de diseño. De él se obtienen sus características principales, que son: caudal pico, tiempo del inicio al pico, tiempo final, tiempo base o total y el volumen del escurrimiento.

3.6.4 Método Práctico: Tabla de Cálculo Tipo.

El procedimiento desarrollado se recapitula muy fácilmente en una tabla de cálculo tipo.

La tabla 3.6 ha sido concebida con el fin de facilitar los cálculos del método del hidrograma triangular.

La tabla de cálculo tipo se compone de cuatro elementos A, B, C y D, que han de llenarse según el sentido alfabético. Para los cálculos de cada tabla elemental se necesitan los cálculos de la tabla precedente. Las tablas A, B y C tratan de lluvia, más precisamente del hietograma y la tabla D de los hidrogramas.

Los datos básicos necesarios para el cálculo son:

- Ubicación del punto de desagüe de la cuenca
- Período de retorno considerado
- Área de la cuenca, (**A**)
- Recorrido más largo del agua, (**L**)
- Desnivel de la cuenca, (**H**)
- Número de curva, (**N**)
- Tiempo de concentración, (**T_c**)

- Incremento del hidrograma, (**D**)
- Estación meteorológica
- Grupo de suelo en la clasificación del U.S.S.C.S.
- Tiempo de retraso, (**T**)

3.6.4.1 Líneas y Columnas de la Tablas Elementales

Las tablas se componen de líneas y columnas, numeradas entre paréntesis, del (1) al (15). Los números corresponden a una identificación muy precisa:

- 1.- Corresponde a la duración de la lluvia de proyecto en la tabla A y al incremento de tiempo en las tablas B, C y D. Se expresa en minutos.
- 2.- Corresponde a la precipitación total caída para la duración de la columna (1) tal como resulta de la lectura de la curva intensidad-duración. Se expresa en milímetros.
- 3.- Corresponde al coeficiente de reducción que se aplica a la precipitación
- 4.- Corresponde a la precipitación total reducida después que se aplique el coeficiente de reducción. Se expresa en milímetros.
- 5.- Corresponde al incremento resultante de la línea (4); se expresa en milímetros.
- 6.- Corresponde al orden de los incrementos de la línea (5) tales como están.
- 7.- Corresponde a los incrementos (5) reordenados de tal modo que el hietograma bruto resulte lo más simétrico posible, incrementos menores.
- 8.- Corresponde a los incrementos reordenados de la precipitación bruta. Se expresa en milímetros.
- 9.- Corresponde a la precipitación bruta acumulada **P** después del reordenamiento. Se expresa en milímetros.
- 10.- Corresponde a la escorrentía acumulada **Q** tal como resulta del cálculo con la ecuación.

$$Q = \frac{(P - 5.08 S)^2}{P + 20.32 S} \quad \text{Expresada en milímetros.}$$

- 11- Corresponde al incremento de la escorrentía que resulta de (10). Representa el hietograma neto o de diseño. Se expresa en milímetros.
- 12- Corresponde a las pérdidas y es la diferencia entre (8) y (11). Se expresa en milímetros.

13- Corresponde al caudal de pico de los hidrogramas elementales. Se calcula con la ecuación.

$$q_p = \frac{0.208 AQ}{\frac{D}{2} + 0.6 T_c} \quad \text{con los resultados de (II).}$$

Se expresa en metros cúbicos por segundo.

14- Corresponde al tiempo de inicio del hidrograma, con la formula $T_{INI} = t_1$; donde t_1 es el tiempo de inicio de la precipitación bruta correspondiente, expresado en horas.

15- Corresponde al tiempo de pico del hidrograma, con la formula $T_{PI} = t_1 + \frac{D}{2} + 0.6 T_c$, expresado en horas.

16- Corresponde al tiempo final del hidrograma, con la fórmula $T_{FIN} = t_1 + 2.67 \left(\frac{D}{2} + 0.6 T_c \right)$, expresado en horas.

**TABLA 3.6
CONSTRUCCIÓN DE HIDROGRAMA DE CRECIDA
(TABLAS A, B, C y D)**

TABLA "A" (LLUVIA)

(1) Duración (minutos)										
(2) Precipitación total (mm)										
(3) Coeficiente de reducción										
(4) Precipitación Total reducida (mm)										
(5) Incremento (mm)										

Ubicación:

Período de Retorno: ____ años

Área: ____ Km²; L: ____ Km ; H: ____ Mts

Grupo de suelo (S.C.S): ____ Curva N: ____

Tc: ____ Hrs D: ____ Hrs

L (Tiempo de Retraso) = 0.6 x Tc = ____ Hrs

TABLA "B" (LLUVIA)

Tiempo	Orden	Precipitación Reducida	Incremento
Hora		mm	
(1)	(6)	(4)	(5)

TABLA "C" (LLUVIA)

Tiempo	Reordenado	Precipitación Bruta		Escorrentía		Perdidas
		Incremento	P	Q	Incremento	
Hora						
(1)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)

TABLA "D" (CAUDAL)

Tiempo	Incremento	qp Pico	Hidrograma		
			Inicio	Pico	Final
Horas	mm	M ³ / S	Hora		
(1)	(11)	(13)	(14)	(15)	(16)

3.6.4.2 Procedimiento de Cálculo

1- Características Geométricas

Se suministran los datos siguientes de los mapas topográficos (Esc. 1:50,000), o de las fotos aéreas (Esc. 1:20,000).

- . Ubicación
- . Recorrido máximo del agua en Km
- . Desnivel en metros
- . Estación meteorológica.
- . Área de la cuenca en Km²

2- Construcción del Hietograma Bruto

- a) Se calcula la pendiente de la cuenca en metro por metro $S = H/L$; H y L , expresados en metros.
- b) Se calcula el tiempo de concentración con la formula de **KIRPICH**:

$$T_c = 0.0192 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

y se elige el incremento para el análisis del hietograma de tal modo que

$$D \leq \frac{T_c}{10}$$

- c) Se utiliza la curva del período de retorno de diseño en la estación elegida para el proyecto (generalmente, la más cercana a la cuenca) y se obtiene la intensidad media correspondiente para duraciones D , $2D$, $3D$, etc., hasta que la precipitación total correspondiente no aumente más (2).
- d) De la tabla 3.2 se deduce por interpolación el coeficiente de reducción, en función de la superficie de la cuenca (3).
- e) Se calcula la precipitación total reducida (4) al multiplicar la precipitación total por el coeficiente de reducción y se deduce el incremento de ésta (5).
- f) Se reordenan los incrementos (5) de tal modo que aparezca el hietograma (8) aproximadamente simétrico, iniciándose con los menores incrementos: ya construido el hietograma bruto, se obtiene también la precipitación acumulada P (9) con los incrementos (8).

3. Determinación del Hietograma Neto

a) Después de haber determinado el uso de cada tierra y los grupos de suelo correspondientes con la tabla 3.3, y ponderando estos valores, se selecciona el número de curva **N** utilizando la tabla 3.4 y en función de los diferentes complejos suelo-cobertura seleccionados.

b) Se elige la condición de lluvia precedente (I, II ó III) de acuerdo con las “condiciones derivadas de la meteorología” y se determina el valor de **S** utilizando la tabla 3.5.

Si ha sido elegida la condición II, se toma el valor **S** que está frente del número **N** en la columna II.

Si ha sido elegida la condición I o III, la lectura no es inmediata. Se determina a que número de curva correspondiente en la condición elegida el número **N** del entonces valor **S** que esta enfrente del número **N'** columna “condición II”.

c) Se calcula la escorrentía con la ecuación:

$$Q = \frac{(P - 5.08S)^2}{P(20.32S)}$$

en la cual **Q** y **P** se expresan en milímetros.

P correspondiendo a la columna (9) y **Q** a la columna (10). Se saca de (10) el incremento neto (11) y queda construido el hietograma neto. Se calculan las perdidas (12) con la diferencia entre (8) y (11).

4. Elaboración de los Hidrogramas Elementales

a) Se calcula el caudal máximo (13) para cada incremento de precipitación neta (11) con la formula:

$$qp = \frac{0.208 AQ}{\frac{D}{2} + 0.6 Tc}$$

T_c y **D** expresado en horas

A en Km².

Q en mm.

b) Se calcula para incremento de precipitación el tiempo de inicio (14) **T_{INI} = T₁**

El tiempo de pico (15) **T_{PI} = t₁ + D/2 + 0.6T_c**.

Y el tiempo final (16) **T_{FIN}**

$$T_{fin} = t_1 + 2.67 \left(\frac{D}{2} + 0.6Tc \right)$$

Siendo t_1 el tiempo de inicio del incremento de lluvia neto correspondiente.

5. Elaboración del Hidrograma Resultante

El hidrograma resultante se determina sumando gráficamente las ordenadas (caudal) de los hidrogramas elementales. Se deduce el caudal de pico de diseño.

3.7 Hidrología Estadística

Cuando la cuenca investigada ha sido observada desde el punto de vista hidrométrico, se tendrá mayor precisión al aprovechar la muestra estadística de caudales para el cálculo del caudal de diseño que al utilizar cualquier otro método.

En efecto, es más preciso calcular un caudal de diseño basándose directamente en datos de caudales que en otros datos tales como las precipitaciones.

3.7.1 Principio Teórico

Se construye una primera muestra estadística de N valores llamados X_i , obteniendo de cada estación hidrométrica el caudal instantáneo máximo de cada año, durante el periodo N (años) de observación de la estación.

Dicha muestra deberá ser usada con mucho cuidado para que sea representativa. Se tendrá en cuenta que las mediciones hidrométricas contienen errores y desviaciones importantes. Por tanto, la muestra debe depurarse rechazando los datos demasiado excepcionales. Se elaborará una muestra controlada de N' valores ($N' \leq N$).

La ley estadística que se suele utilizar con más frecuencia en República Dominicana es la ley de **GUMBEL**. El procedimiento para hacer un análisis estadístico está descrito en la sección 3.4 para precipitaciones. Para caudales, se sigue el mismo procedimiento, sólo cambiando las precipitaciones máximas anuales.

4. DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

4.1 Campo de Aplicación

Incluye la determinación de la sección transversal de las alcantarillas en toda su longitud, con el objetivo de desaguar el caudal de diseño previamente calculado. En caso de alcantarillas existentes se calculará su capacidad y será comparada con el caudal del proyecto.

En esta Manual consideramos las alcantarillas de uso más corriente en República Dominicana, como son las circulares y las de cajón.

4.2 Requisitos Generales

Al proyectarse una alcantarilla debe evitarse que se provoque erosión, socavamiento y sedimentación, para lo cual deben tomarse las siguientes precauciones:

- a) La alcantarilla debe ser colocada, de ser posible en la misma dirección y dentro del hueco del compluvio de aporte; si es preciso variar su dirección, se debe construir los cambios necesarios en el cabezal aguas arriba y la debida protección contra la erosión aguas abajo, entre la nueva salida y el compluvio. Cuando la velocidad de la corriente sea grande, se mantendrá la alineación del cauce natural.
- b) Que tenga suficiente área hidráulica para permitir el paso del caudal cuando el río viene en avenida.
- c) Elegir el material para construir la alcantarilla que sea de fácil obtención en la región.
- d) Darle una base firme y un relleno bien compactado para completar el soporte alrededor de la estructura.
- e) Proteger la entrada y salida de la erosión y hacer acampanada la primera, para mayor capacidad.

4.3 Condiciones de Funcionamiento

Será necesario conocer las condiciones de funcionamiento de la alcantarillas para determinar sus dimensiones, así como los diversos tipos de tránsito de avenida en las mismas.

Se distinguen esencialmente dos tipos de funcionamiento:

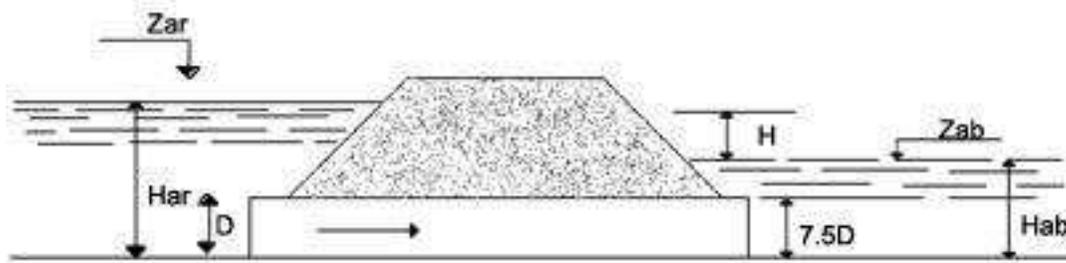
- a) Con control de Salida

Se presenta generalmente cuando la salida está total o parcialmente sumergida. La capacidad de descarga de la alcantarilla está regida por el nivel de agua en la salida de la alcantarilla. Eso ocurre, por ejemplo, cuando las obras de fábrica se buscan en zonas inundables, o cuando existe una confluencia de ríos, aguas abajo o cuando el nivel del agua en la salida se eleva por insuficiencia del cauce natural.

Las aguas entonces se escurren por sobrealzamiento del nivel aguas arriba.

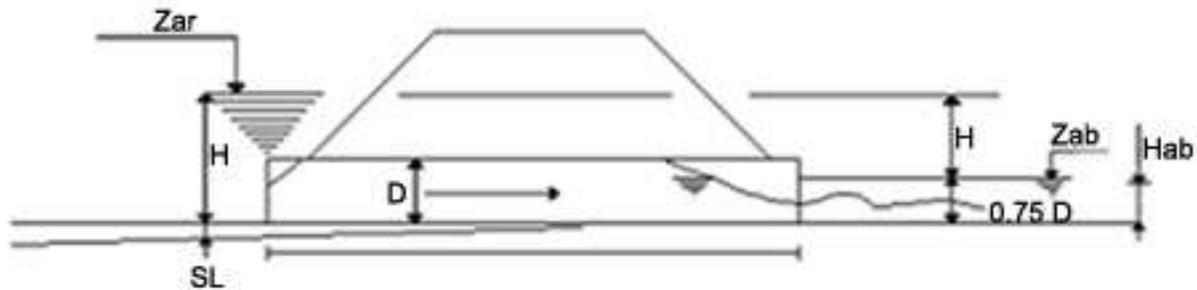
Si el nivel aguas abajo es mayor que $0.75D$, se puede considerar que se trata de un escurrimiento en conducto lleno en toda su longitud. (Véase figura 4.1).

FIGURA 4.1: ESCURRIMIENTO CON SALIDA SUMERGIDA



Si el nivel aguas abajo es menor que $0.75D$, se trata de un escurrimiento en conducto lleno, en una parte de su longitud. La carga real aguas abajo será: $H_{ab} + V_s^2/2g$ donde H_{ab} es la profundidad aguas abajo y V_s es la velocidad en la salida. Esta expresión resulta, aproximadamente, $0.75D$, por lo cual la alcantarilla se comporta según los cálculos (véase fig. 4.2).

FIGURA 4.2: ESCURRIMIENTO CON SALIDA PARCIALMENTE SUMERGIDA

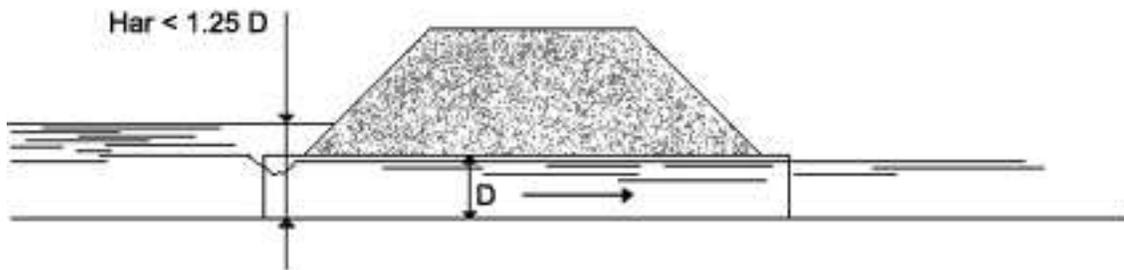


(b) Con control de Entrada

Se presenta cuando la salida está libre y la capacidad de descarga de la alcantarilla está regida por el nivel del agua en la entrada.

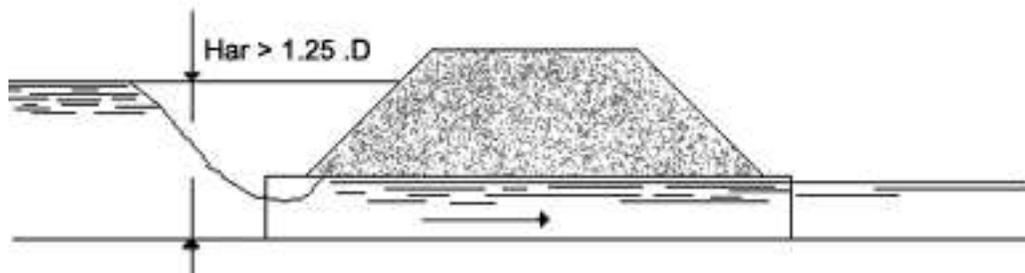
Si el nivel en la entrada es tal que $H_{ar} \leq 1.25D$, el escurrimiento en la obra será siempre libre, si su pendiente es suficiente. (Véase fig. 4.3).

FIGURA 4.3: ESCURRIMIENTO LIBRE. CONTROL DE ENTRADA



Si el nivel en la entrada es tal que $H_{ar} > 1.25D$, las aguas se escurrirán libremente o a conducto lleno, según su pendiente es suficiente. (véase fig. 4.4.)

FIGURA 4.4: ESCURRIMIENTO CON CONDUCTO LLENO. CONTROL DE ENTRADA.



Este último caso es el límite relacionado al funcionamiento con control de salida, en particular cuando la pendiente longitudinal de la obra tiene un valor pequeño.

4.4 Principio Teórico

4.4.1 Control de Entrada

4.4.1.1 Caudal

Al contrario de los escurrimientos con control de salida, que pueden tratarse por medio de fórmulas relativamente fáciles, los escurrimientos con control de entrada son fenómenos más complejos. Los coeficientes que los rigen son empíricos; los métodos de cálculo son gráficos y se apoyan sobre curvas experimentales que daremos para cada tipo de alcantarilla.

La capacidad de la alcantarilla o caudal de entrada esta dada por la fórmula: (véase fig. 4.5).

FIGURA 4.5: CONTROL DE ENTRADA



$$Q = CA \sqrt{2g (H_{ar} - y)}, \text{ en la cual}$$

Q : es el caudal en m^3/S

C : es un coeficiente dependiente del tipo de entrada

H_{ar} : es la profundidad del agua en la entrada, en metros.

Y : es la profundidad del agua en la alcantarilla, en metros.

A : es el área de la sección mojada en la obra en m^2 .

Esta formula se puede escribir en términos de variables adimensionales de la forma siguiente:

$$Q = Q^* \sqrt{2g D^5}$$

donde:

D : es la altura de la alcantarilla

g : es la aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$)

Q : es una variable adimensional, en función de otra variable adimensional, **H***.

a) Alcantarillas de Tubo

Para las alcantarillas de tubo, las variables adimensionales son:

$$H^* = \frac{Har}{D}$$

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{2g D^5}}$$

En las cuales **Q** se expresa en m³/s y **Har** y **D** en metros.

Las figura 4.6 muestra la curva que relaciona estas dos variables para los diferentes tipos de entrada.

b) Alcantarilla de Cajón

Las variables adimensionales son:

$$H^* = \frac{Har}{D}$$

$$Q^* = \frac{Q}{A \sqrt{2g D}}$$

En las cuales **Q** se expresa en m³/s, **Har** y **D** en metros, siendo **A** el área de la alcantarilla en m².

La figura 4.7 muestra las curvas que relacionan estas dos variables para los diferentes tipos de entrada:

- Con muros de ala (categoría A)
- Con muros de cabecera sin muros de ala (categoría B)
- Con entrada saliente o cortada en bisel según la pendiente de los taludes (categoría C).

4.4.1.2 Tipos de Entrada

Para evitar peligro de erosión en la parte contigua, debajo y en ambos lados de la entrada se podrán utilizar los tipos de entrada siguientes:

- a) Con muros de ala, cuya función es acotar lateralmente el caudal, para encauzarlo. Debe colocarse una losa a la altura del piso de la alcantarilla, que una los dos muros de ala.

b) Cuando no hay peligro de erosión al lado de la estructura, sólo se protege el relleno sobre la alcantarilla, con un muro de cabecera o cabezal.

c) Cuando sólo es necesario proteger el talud con vegetación o rip-rap o revestirlas con piedras mampuestas, es usual colocar la alcantarilla con entrada saliente o cortada a bisel con la misma inclinación del talud, para mejorar la captación del agua en al entrada.

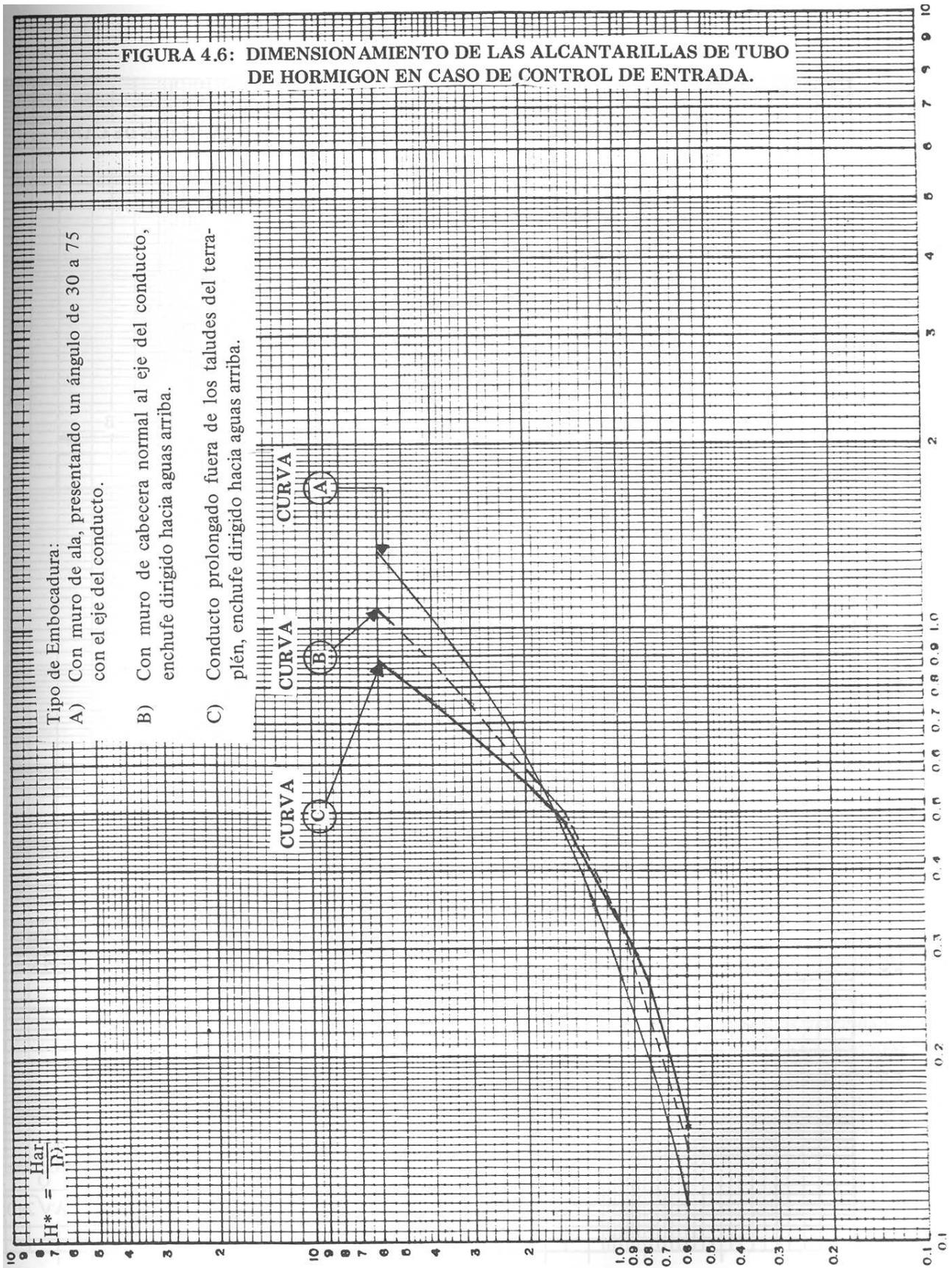
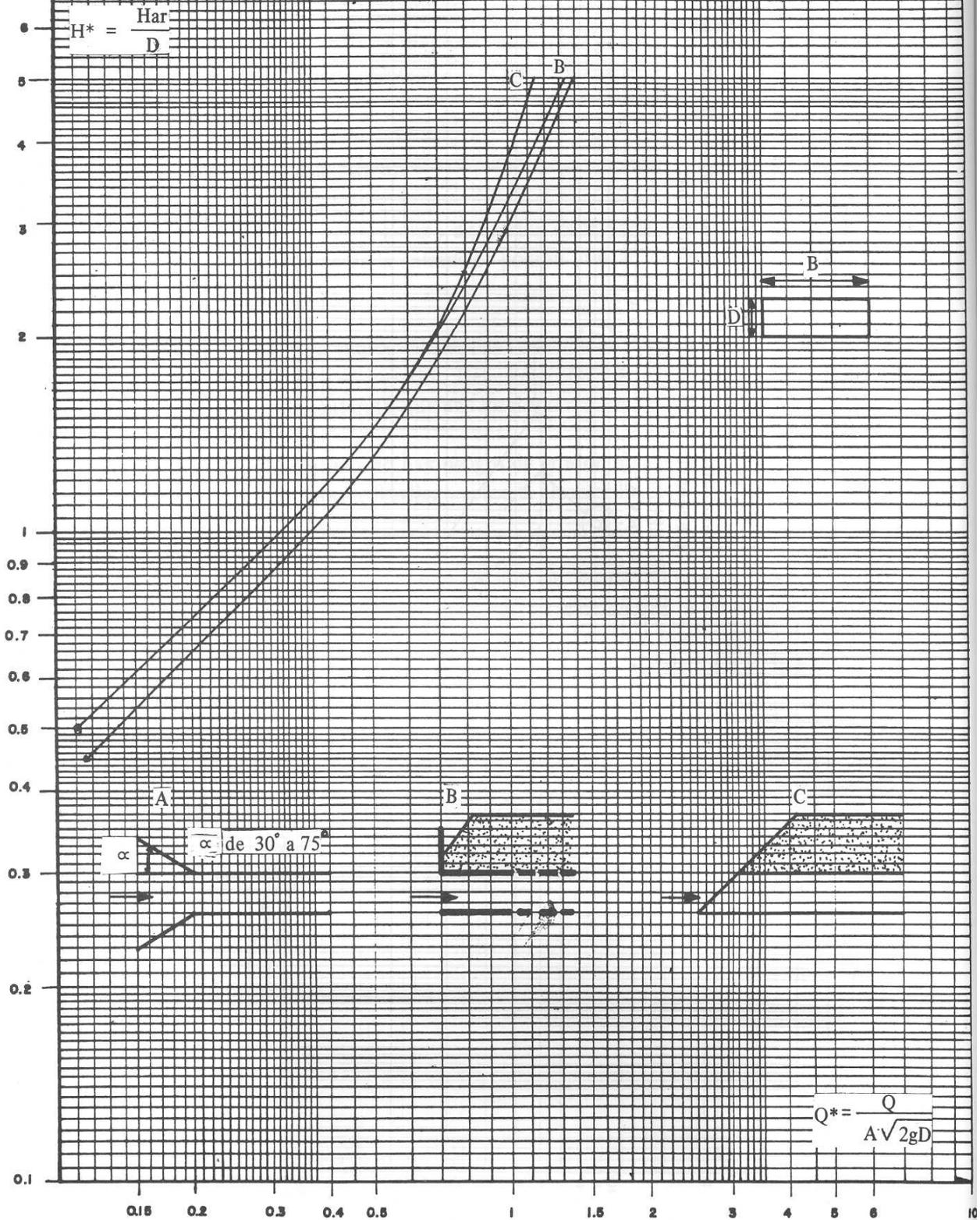


FIGURA 4.7 : DIMENSIONAMIENTO DE LAS ALCANTARILLAS DE CAJON EN CASO DE CONTROL DE ENTRADA.



4.4.1.3 Velocidad

La velocidad del flujo en la alcantarilla debe quedar dentro de ciertos límites para evitar problemas de sedimentación, erosión y abrasión. Dicha velocidad es función de la pendiente longitudinal de la alcantarilla y de las características geométricas de la misma. Se toma en cuenta que la velocidad mínima admisible, según el diámetro de materiales sólidos susceptibles de depositarse en la obra, es la siguiente:

Arena fina	(< 0.05 mm)	0.40 a 0.50 m/s
Grava Fina	(< 5 mm)	0.50 a 0.70 m/s
Grava Gruesa	(5 a 15 mm)	0.70 a 0.90 m/s
Piedras	(15 a 30 mm)	1.00 a 1.20 m/s
Piedras Gruesas	(30 a 100 mm)	1.50 a 1.80 m/s

No serán permitidas pendientes menores de 0.5%, para evitar problemas de sedimentación en la obra.

Por otro lado, la velocidad máxima admisible para alcantarillas de hormigón no debe superar un valor entendido entre 4 y 4.5 m/s, para limitar el proceso erosivo y abrasivo.

En el caso del escurrimiento con control de entrada, se considera que es semejante la velocidad a la salida y la velocidad media en el conducto.

La velocidad a la salida de alcantarilla, con control de entrada, puede obtenerse aproximadamente calculando la velocidad media en la sección transversal de escurrimiento en el conducto, haciendo uso de la fórmula de MANNING.

$$V = K R_H^{2/3} S^{1/2}$$

Como la profundidad de la corriente no se conoce, es recomendable el uso de curvas para resolver esta ecuación. Las velocidades obtenidas por este método suelen ser comúnmente algo mayores que las reales, debido a que la profundidad normal, admitida al aplicar la fórmula de MANNING, rara vez se alcanza, en la longitud de la mayoría de las alcantarillas. Estas curvas se dan en los acápites siguientes:

a) Alcantarillas de Tubo

La figura 4.8 muestra las curvas para las variables adimensionales:

$$V^* = \frac{V}{KS^{1/2} R^{2/3}}$$

$$Qv^* = \frac{Q}{K S^{1/2} R^{8/3}}$$

donde,

V: Es la velocidad media, en m/s,

R: Es el radio de la alcantarilla, en m

K: Es el coeficiente de STRICKLER (**K = 1/n**; donde n es el coeficiente de rugosidad de MANNING).

S: Es la pendiente, en m/m.

b) Alcantarilla de Cajón

La figura 4.9 muestra las curvas para las variables adimensionales:

$$V^* = \frac{V}{Ks^{1/2} B^{2/3}}$$

donde, $Q_v^* = \frac{Q}{K s^{1/2} B^{8/3}}$

B: Es la anchura del cajón en m.

FIGURA 4.8 : CALCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA EN EL CONDUCTO.
 ALCANTARILLAS DE HORMIGON. CURVAS PARA LAS
 VARIABLES ADIMENSIONALES V^* Y Qv^* .

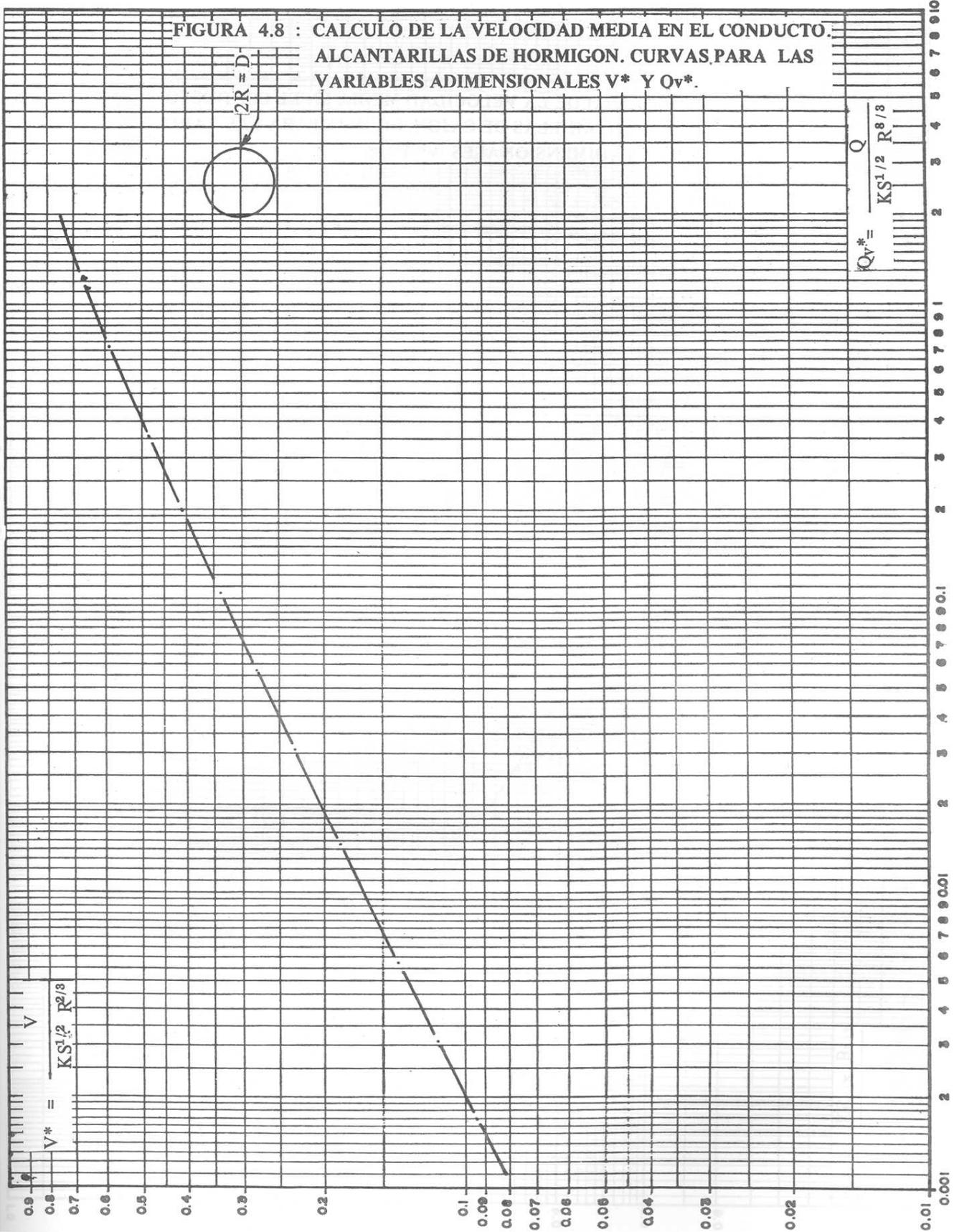
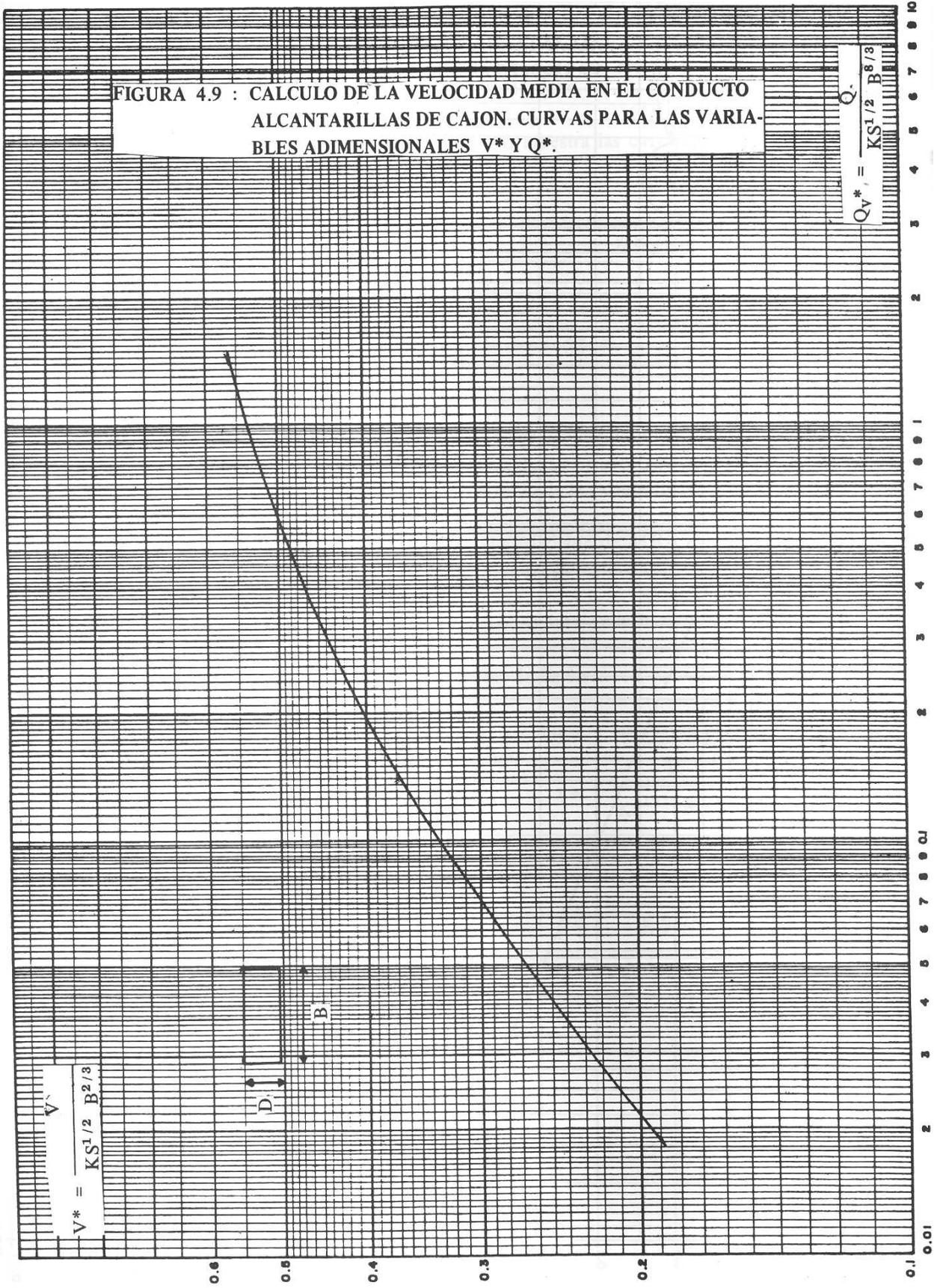


FIGURA 4.9 : CALCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA EN EL CONDUCTO
ALCANTARILLAS DE CAJON. CURVAS PARA LAS VARIA-
BLES ADIMENSIONALES V* Y Q*.

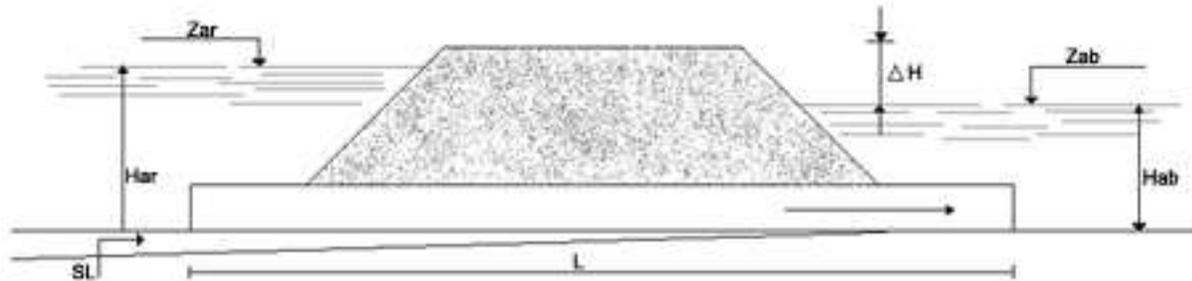


4.4.2 Control de Salida

4.4.2.1 Elevación de las Aguas en la Entrada

La pérdida de carga en la alcantarilla está compuesta de tres partes principales (véase figura 4.10).

FIGURA 4.10: ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE SALIDA



1- Pérdida de carga a la entrada:

$$\Delta H_e = K_e \frac{V^2}{2g}$$

donde,

K_e: es un coeficiente dependiente del tipo de entrada.

V: es la velocidad media del agua en el conducto en m/s.

G: es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

2- Perdida de carga por fricción o rozamiento:

$$\Delta H_f = \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

K: es el coeficiente de STRICKLER

(**k = 1/n**, **n** coeficiente de rugosidad de MANNING)

L: longitud de la obra (en m)

R_H: radio hidráulico (en m)

El radio hidráulico es $R_H = A/p$ donde,

A: es la sección mojada en m^2

P: es el perímetro mojado en m.

3- Pérdida de carga cinética $\Delta H_s = \frac{V^2}{2g}$

Entonces, la suma de las pérdidas de carga es igual a la diferencia de carga entre la entrada y la salida:

$$\Delta H = Z_{ar} - Z_{ab} = K_e \frac{V^2}{2g} + \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} \frac{V^2}{2g} + \frac{V^2}{2g}$$

O también, introduciendo el caudal $Q = V \times A$, siendo **A** la sección de la obra.

$$\Delta H = \frac{Q^2}{2gA^2} \left(K_e + \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} + 1 \right)$$

Entonces, la profundidad del agua, aguas arriba, **Har** se expresa del modo siguiente:

Har = ΔH + Hab SxL, en la cual **S** es la pendiente longitudinal en m/m.

L: es la longitud de la obra en m.

a) Alcantarillas de Tubo

Para las alcantarillas de tubo en hormigón, $K = 67$ y la fórmula es la siguiente:

$$\Delta H = 0.083 \frac{Q^2}{D^4} \left(K_e + 0.028 \frac{L}{D^{4/3}} + 1 \right)$$

El coeficiente **Ke** depende del tipo de la entrada (véase figura 4.11).

b) Alcantarilla de Cajón

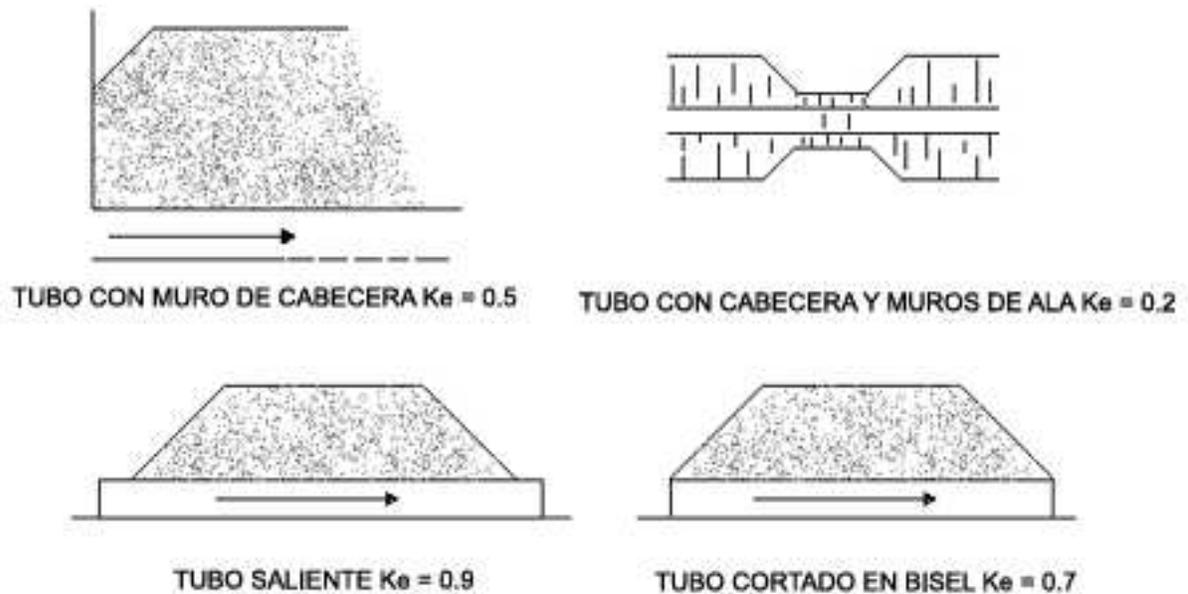
En el caso de un cajón de anchura **B**, de altura **D** y de longitud **L**, la fórmula general se escribe, con $K = 67$,

$$\Delta H = 0.051 \frac{Q^2}{A^2} \left(K_e + 0.0044 \frac{L}{R_H^{4/3}} + 1 \right)$$

o también con $A = B \times D$ y $R_H = \frac{BD}{2(B+D)}$

$$H = 0.051 \frac{Q^2}{B^2 D^2} \left[K_e + 0.011 \frac{L}{D^{4/3}} \left(1 + \frac{D}{B} \right)^{4/3} + 1 \right]$$

FIGURA 4.11: COEFICIENTE DE ENTRADA K_e



El coeficiente de entrada K_e depende del tipo de la entrada (véase tabla 4.1).

TABLA 4.1
COEFICIENTE DE ENTRADA K_e

Tipo de Entrada	K_e
Muros de cabecera, únicamente	0.5
Muros de ala inclinados sobre el eje de 30 a 75°	0.4
Muros de ala inclinados sobre el eje de 10 a 25°	0.5
Muros de ala perpendicular a la carretera	0.7

4.4.2.2 Velocidad de Salida

La velocidad media en la salida de la alcantarilla es igual al caudal de descarga dividido por el área de la sección transversal de la corriente en dicho lugar. Esta área depende del nivel del agua en la salida, el cual puede ser:

- La profundidad crítica, cuando exista una caída o una fuerte pendiente en la salida.
- El nivel de la superficie libre en la salida, siempre que este nivel quede por debajo del dintel del conducto, y
- La altura total del conducto, cuando el conducto fluya lleno.

1- Salida Sumergida

El agua sale a conducto lleno, la velocidad de salida V_s se calcula con la fórmula:

$$V_s = Q/A$$

Donde:

V_s : es la velocidad de salida en m/s.

Q : es el caudal en m³

A : es la sección total del conducto en m².

2- Salida no Sumergida

La altura del agua, aguas abajo, **H_{ab}** , determina la sección mojada en la salida del tubo.

La velocidad de salida se calcula con la formula:

$$V_s = Q/Am$$

donde:

Am : es la sección mojada en m².

a) Alcantarilla de Tubo

En un tubo de radio **R**, la sección mojada **A**, correspondiente a una profundidad de agua **H**, se calcula utilizando las ecuaciones paramétricas siguientes:

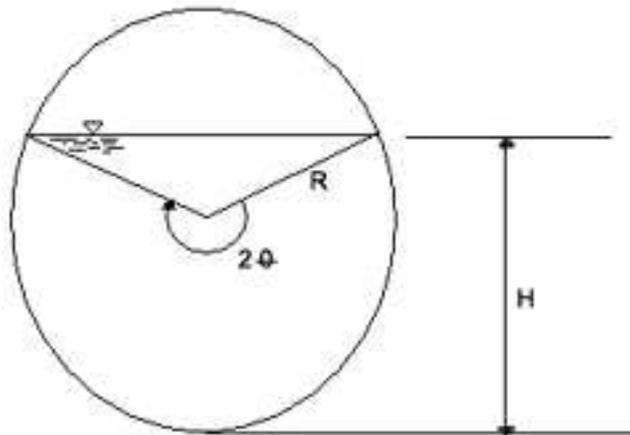
$$A = R^2 \frac{\theta \Pi}{180} - \frac{R^2}{2} \text{Seno}(2\theta), \text{ y}$$

$$H = R (1 - \text{Cos}\theta)$$

Con θ expresado en grados

La figura 4.12 relaciona las variables adimensionales.

Para obtener el área mojada, se entra con **Hab/D**, se obtiene **A/R²** y de ahí se despeja el valor de **A**.



b) Alcantarilla de Cajón

La velocidad de salida se calcula con la fórmula:

$$V_s = \frac{Q}{B \times Hab}$$

3- Cuando existe caída en la Salida

Cuando existe una caída o una pendiente del cauce aguas abajo de la salida, el pelo de agua pasa por la sección crítica. La velocidad se calcula con la fórmula:

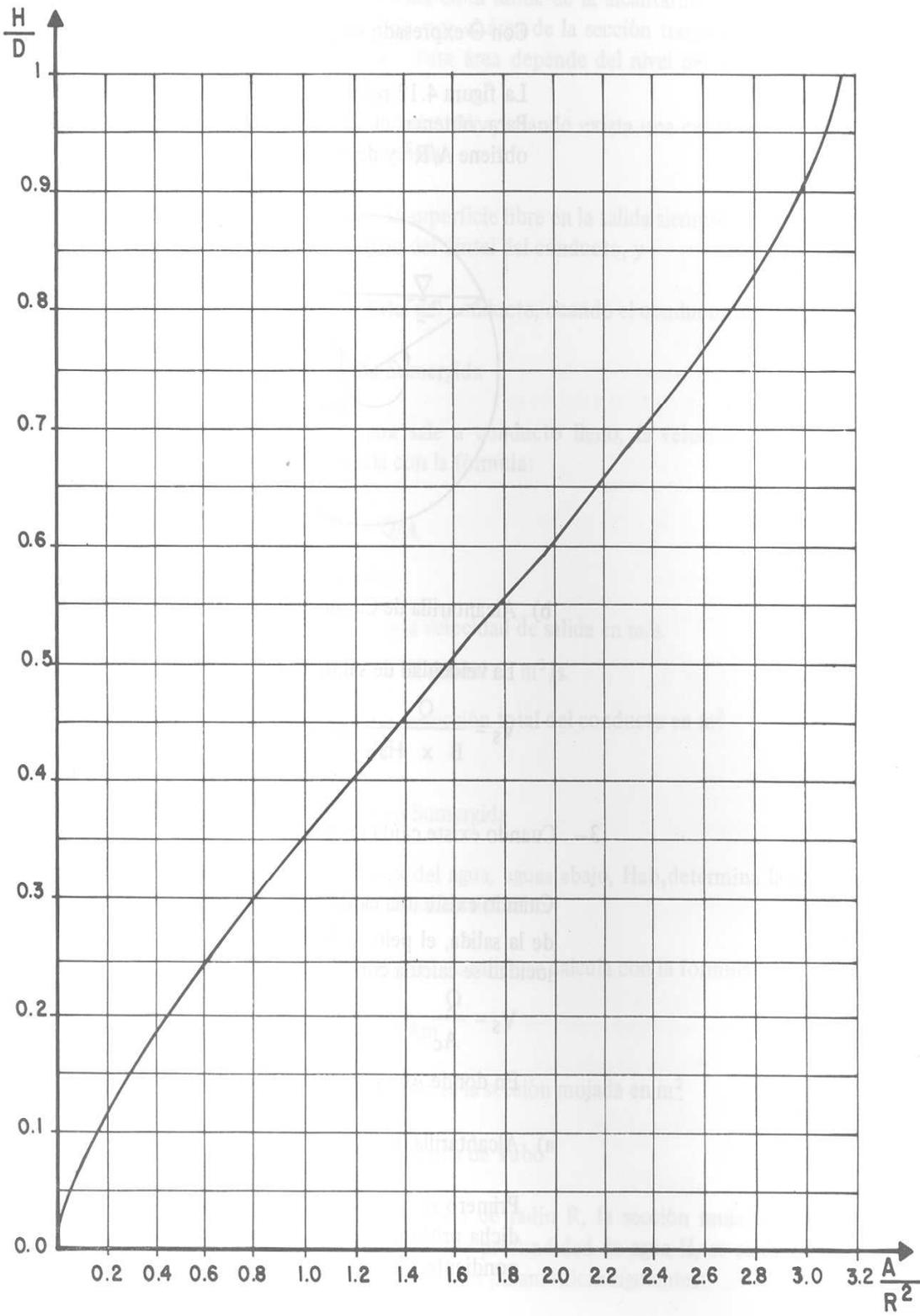
$$V_s = \frac{Q}{A_c}$$

En donde **A_c** es el área crítica en la salida en m².

a) Alcantarilla de Tubo

Primero se calcula la profundidad crítica **H_c** y conociendo dicha profundidad se saca de la figura 4.12 el área correspondiente.

FIGURA 4.12 : RELACION ENTRE $\frac{A}{R^2}$ Y $\frac{H}{D}$ PARA TUBOS CIRCULARES



La profundidad crítica **Hc** se calcula con las ecuaciones paramétricas:

$$H_c = 1/2 D (1 - \cos \theta), \text{ y}$$

$$Q = \sqrt{\frac{gD^5 \left(\frac{\theta\pi}{180} - \frac{\text{Sen } 2\theta}{2} \right)^3}{\text{Sen } \theta}}$$

Con θ expresado en grados.

Se puede calcular, también, utilizando la figura 4.13 que relaciona las variables adimensionales.

$$\frac{H_c}{D} \text{ y } \frac{64Q^2}{gD^5}$$

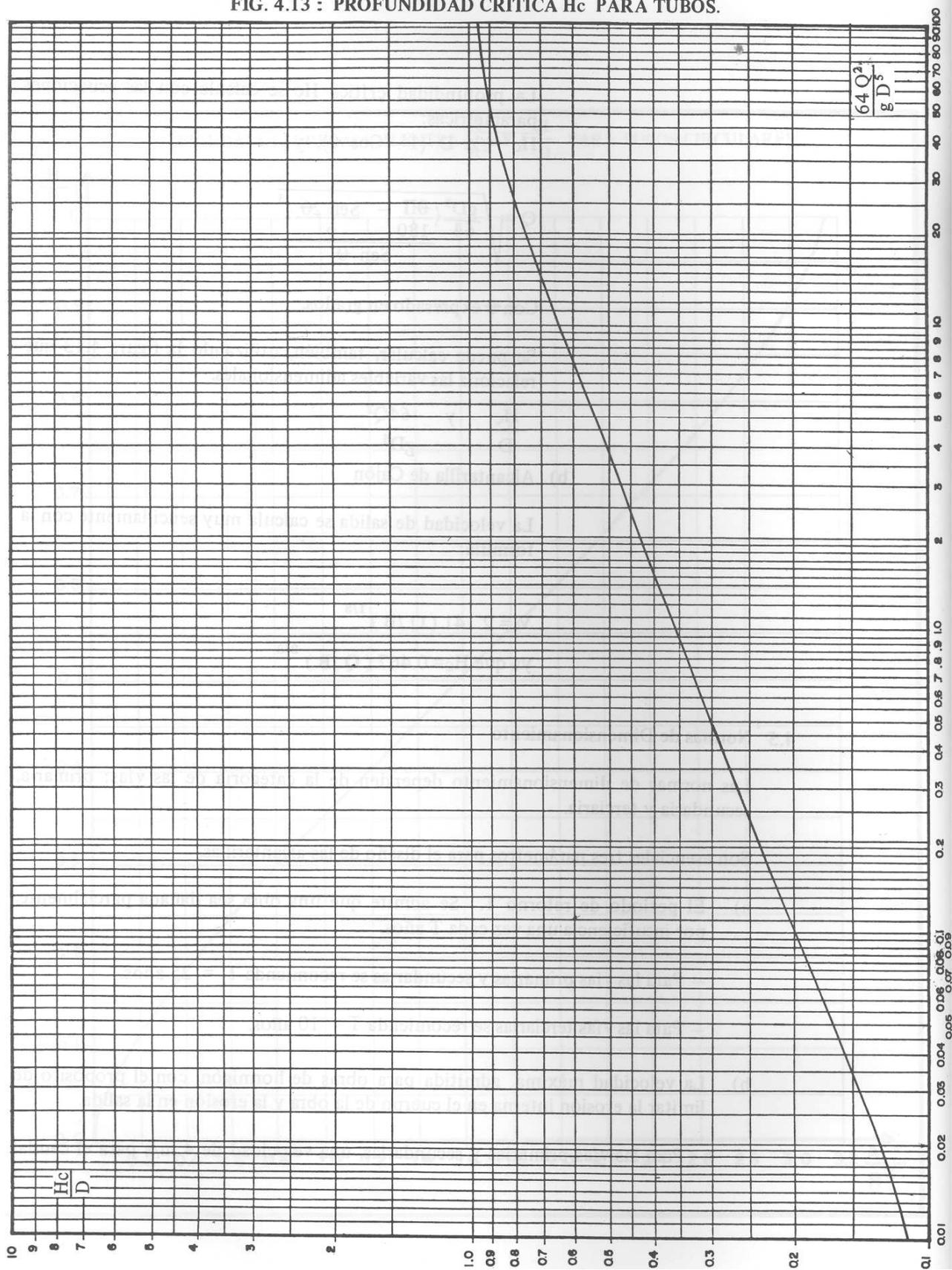
b) Alcantarilla de Cajón

La velocidad de salida se calcula muy sencillamente con la fórmula:

$$V_s = 2.141(Q/B)^{1/3}$$

$$\text{ya que } H_c = 0.467(Q/B)^{2/3}$$

FIG. 4.13 : PROFUNDIDAD CRITICA Hc PARA TUBOS.



4.5 Normas de Dimensionamiento

Las normas de dimensionamiento dependen de la categoría de las vías: primaria, secundaria y terciaria.

Son esenciales tres parámetros para el diseño de las alcantarillas.

- a) El período de retorno **T**. Se admite que una obra sea dañada parcialmente, por insuficiencia una vez cada **T** años.
 - Para las vías primarias y secundarias se recomienda $T = 25$ años.
 - Para las vías terciarias se recomienda $T = 10$ años.
- b) La velocidad máxima, admitida para obras de hormigón, con el propósito de limitar la erosión interna en el cuerpo de la obra y la erosión en la salida.
 - Para las vías primarias y secundarias, una velocidad de 4 m/s para el caudal con período de retorno de diseño; dicho límite puede alcanzar 4.5 m/s para condiciones excepcionales como en carreteras de montaña.
 - Para las vías terciarias; 4m/s.

Es importante, además, limitar la velocidad mínima admisible para la sedimentación en la alcantarilla. Se propone controlar este factor mediante la pendiente.

- Donde fuese necesario construir con una pendiente de hasta 4%, para lograr mayor velocidad y por ende descarga, debe protegerse tanto la entrada como la salida en la línea interior para evitar el corrimiento de la estructura, utilizando aberturas mayores en la entrada para escape de gases, entrampados, y con anclaje adecuado en toda la línea por medio de grapas de acero o dientes escalonados en las alcantarillas de cajón, y en la salida por medio de losas y disipadores con cama de agua. Para evitar la sedimentación dentro de la alcantarilla se construye en su entrada posetes, basinas, reservorios o depósitos en su forma de líneas profundas, o desarenadores; en otros casos se construirían muros de azolve o azudes, colocados varios metros aguas arriba de la alcantarilla.
- Para todo tipo de carreteras, la pendiente mínima en las alcantarillas será de 0.5%

- c) El coeficiente de carga, aguas arriba de la obra, cuya expresión es $m = H_{ar}/D$, siendo **H_{ar}** la altura del agua, aguas arriba y **D** la altura de la alcantarilla. Es necesario limitar la carga correspondiente al caudal de diseño, como factor de seguridad frente al riesgo ocasionado por la disminución, siempre posible, de la sección útil de la alcantarilla, y también evitar que la carretera funcione como una presa.

Se consideran dos casos para todo tipo de vía. Se recomienda los siguientes valores:

- Funcionamiento con control de entrada: $\frac{H_{ar}}{D} = 1.20$

- Funcionamiento con control de salida: $\frac{H_{ar}}{D} = 1.50$

Además, el nivel alcanzado por el agua, aguas arriba de la alcantarilla, deberá ser menor que 0.60 m. del nivel de la rasante.

4.6 Método Práctico

El método práctico está basado en el uso de una tabla que resume el procedimiento a seguir:

4.6.1 Tabla de Cálculo

La tabla de cálculo 4.2 presenta tres partes:

a) En la primera parte se indican

- El número de la obra
- Su estación
- Su longitud (en metros)

b) En la segunda parte, se suministran los datos hidrológicos y las normas de dimensionamiento elegidas.

Los datos hidrológicos son:

- caudal de diseño Q_D (en m^3/s .)
- periodo de retorno T (en años)

Las normas son:

- Velocidad máxima admisible V_s = (en m/s .)
- Coeficiente de carga aguas arriba $\frac{H_{ar}}{D}$ para los tipos de funcionamiento, con control de entrada o salida.
- La pendiente mínima de la obra (en m/m .)

c) La tercera parte constituye la fase de cálculo. Se compone de 19 columnas numeradas entre paréntesis de (1) a (19).

El significado de cada columna es el siguiente:

(1) Descripción del tipo de alcantarilla: cajón o tubo y de su embocadura: muro de cabecera únicamente, muros de ala inclinados, muros de ala perpendiculares a la carrera, etc.

(2) Caudal de diseño Q_D , en m^3/s .

(3) Número proyectado de alcantarillas

(4) Dimensiones de la alcantarilla proyectada

- Alcantarilla de tubo: diámetro D , en metros
- Alcantarilla de cajón: $D \times B$, en metros; siendo D la altura y B la anchura.

(5) Caudal para cada alcantarilla $Q =$ (formula) (en m^3/s .)

Las columnas de (6) a (11) se emplearán para cálculos del funcionamiento con control de entrada.

(6) Variable dimensional Q^*

- Alcantarilla de tubo $Q^* = \frac{Q}{\sqrt{2g \cdot D^5}}$

- Alcantarilla de cajón $Q^* = \frac{Q}{A\sqrt{2gD}}$

donde:

Q se expresa en m^3/s .

$A = B \times D$ se expresa en m^2 .

$g = 9.81m/s^2$.

(7) Coeficiente de carga $\frac{H_{ar}}{D}$ en el cual H_{ar} y D se expresan en metros.

(8) Pendiente longitudinal proyectada S , en m/m

(9) Variable adimensional Qv^*

- Alcantarilla de tubo: $Qv^* = \frac{Q}{KS^{1/2}R^{8/3}}$

- Alcantarilla de cajón: $Qv^* = \frac{Q}{KS^{1/2}B^{8/3}}$

donde:

Q: es el caudal, en m³/s.

S: es la pendiente, en m/m.

R: es el radio del tubo, en m.

B: es la anchura del cajón, en m.

K: es el coeficiente de STRICKLER (k = 67 para el hormigón).

(10) Variable adimensional **V***

- Alcantarilla de tubo: $V^* = \frac{V}{KS^{1/2}R^{2/3}}$

- Alcantarilla de cajón: $V^* = \frac{V}{KS^{1/2}R^{2/3}}$

donde:

V: es la velocidad de salida en m/s

S,R,B y K las mismas variables que en (9)

(11) Velocidad de salida en m/s

Las columnas (12) a (18) sirven para el cálculo referente al funcionamiento con control de salida.

(12) Coeficiente de entrada **K_e**

(13) Sobrealzamiento de carga **ΔH**

- Alcantarilla de tubo:

$$\Delta H = 0.083 \frac{Q^2}{D^4} \left(K_e + 0.028x \frac{L}{D^{4/3}} \right) + 1$$

- Alcantarilla de cajón:

$$\Delta H = 0.051 \frac{Q^2}{B^2 D^2} \left[K_e + 0.011 \frac{L}{D^{4/3}} \left(1 + \frac{D}{B} \right)^{4/3} + 1 \right]$$

donde:

ΔH: se expresa en m.

Q: se expresa en m³/s.

D: es el diámetro o la altura de la alcantarilla en m.

B: es la anchura de la alcantarilla en m.

L: es la longitud de la alcantarilla en m.

Esas alcantarillas son específicamente para el caso de obras de hormigón:

(14) Pendiente longitudinal proyectada **S** en m/m

(15) Profundidad del agua, aguas abajo, **Hab** en m

(16) Profundidad del agua, aguas arriba, **Har** en m

(17) Coeficiente de carga $\frac{Har}{D}$

(18) Velocidad media en la alcantarilla en m/s

(19) Columna para observaciones: se indica si la alcantarilla proyectada satisface las normas y, en consecuencia, se admite lo propuesto; si no satisface, se proyecta de nuevo. En esta columna podrán señalarse otras observaciones, tales como posible daño al medio ambiente creado por su canalización aguas arriba y abajo, por su arrastre y erosión, causada por la sedimentación inducida aguas abajo y por la variación que puede producir al paisaje las obras y trabajos adicionales o complementarios a la alcantarilla.

4.6.2 Procedimiento de Cálculo

4.6.2.1 Datos Básicos

En primer lugar, se suministran los datos iniciales que son:

- El número de la obra
- Su estación
- Su longitud (en metros)

Se identifican, refiriéndose al párrafo 4.4, las normas de dimensionamiento adecuadas y se calcula el caudal de diseño correspondiente. Los datos y normas referentes son las siguientes:

- El caudal de diseño Q_D en m^3/s .
- El período de retorno T en años.
- Velocidad admitida V , en m/s .
- El coeficiente de carga $\frac{H_{ar}}{D}$.
- Pendiente mínima de la obra (en m/m .)

4.6.2.2 Cálculo General

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- a) Teniendo en cuenta los parámetros, como el nivel de la rasante y la geometría del lecho natural, se escoge un tubo o un cajón y su embocadura de acuerdo a su descripción.

Esta información se coloca en la columna (1).

- b) Se indica el número Q_D en m^3/s en la columna (2).
 - c) Se propone un número N de alcantarillas para la estación estudiada y se escribe en la columna (3).
 - d) Se indican las dimensiones de las alcantarillas proyectadas.
- Alcantarilla de tubo: el diámetro D , en metros.

- Alcantarilla de cajón: **D x B**, siendo **D** la altura y **B** la anchura, en metros.

e) Se calcula el caudal para cada alcantarilla **Q**, con el cual se harán todos los cálculos posteriores:

$$Q = \frac{Q_D}{N} \quad \text{y se expresa en m}^3 / \text{s}.$$

4.6.2.3 Cálculo Según el Tipo de Funcionamiento

Se presentan dos casos de cálculo según el tipo de funcionamiento de la obra:

- Cálculo referente al control de entrada

- Cálculo referente al control de salida

4.6.2.3.1 Cálculo con Control de Entrada

a) Se calcula la variable adimensional **Q*** con las siguientes expresiones (columna 6).

- Alcantarilla de tubo: $Q^* = \frac{Q}{\sqrt{2gD^5}}$

- Alcantarilla de cajón: $Q^* = \frac{Q}{A \sqrt{2gD}}$

En las cuales:

Q: se expresa en m³/s.

A = B x D, se expresa en m².

D: se expresa en m.

g: es igual a 9.81 m/s².

Utilizando las curvas de la figura 4.6 para las alcantarillas de tubo, o de la figura 4.7 para las de cajón, se saca el coeficiente de carga.

$\frac{H_{ar}}{D}$ (columna 7). Dicho coeficiente se comprueba con la norma correspondiente.

- Si $\frac{H_{ar}}{D}$ es mayor que la norma, se detiene el cálculo y se propone una obra con otras dimensiones.

- Si $\frac{Har}{D}$ es menor que la norma, continua el cálculo.
- b) Se propone una pendiente longitudinal **S** para la obra y sus expresiones (columna 8).
- c) Se calcula la variable adimensional **Qv*** con las siguientes expresiones (columna 9).

- Alcantarilla de tubo: $Qv^* = \frac{Q}{KS^{1/2}R^{8/3}}$

- Alcantarilla de cajón: $Qv^* = \frac{Q}{KS^{1/2}B^{8/3}}$

En las cuales:

Q: se expresa en m³/s.

S: se expresa en m/m.

R: radio de la alcantarilla se expresa en m.

B: anchura se expresa en m.

K: es el coeficiente de STRICKLER (K = 67 para el hormigón).

d) Utilizando las curvas de la figura 4.8 para las alcantarillas de tubo, o de la figura 4.9 para las de cajón, se saca el valor correspondiente de **V*** (columna 10).

e) De dicho valor, se despeja la velocidad media en la alcantarilla con las siguientes expresiones (columna 11).

- Alcantarilla de tubo: $V = V^* Ks^{1/2} B^{2/3}$

- Alcantarilla de cajón: $V = V^* Ks^{1/2} B^{2/3}$

En el caso de control de entrada se consideran semejantes a la velocidad con las velocidades en el cuerpo de la obra y en la salida, **Vs**.

Se comprueba entonces dicha velocidad con la velocidad admisible:

- Si $V \leq$ velocidad admisible, se termina el calculo y la obra proyectada conviene.
- Si $V \geq$ velocidad admisible, sigue el proceso de calculo con una pendiente menor.

4.6.2.3.2 Cálculo don Control de Salida

- a) Utilizando la figura 4.11 se determina el coeficiente de entrada K_e conveniente (columna 12).
- b) Se calcula el sobrealzamiento del agua, aguas arriba, ΔH con las siguientes expresiones (columna 13).

- Alcantarilla de tubo:

$$\Delta H = 0.083 \frac{Q^2}{D^4} \left(K_e + 0.028x \frac{L}{D^{4/3}} + 1 \right)$$

- Alcantarilla de cajón:

$$\Delta H = 0.051 \frac{Q^2}{B^2 D^2} \left[K_e + 0.011 \frac{L}{D^{4/3}} \left(1 + \frac{D}{B} \right)^{4/3} + 1 \right]$$

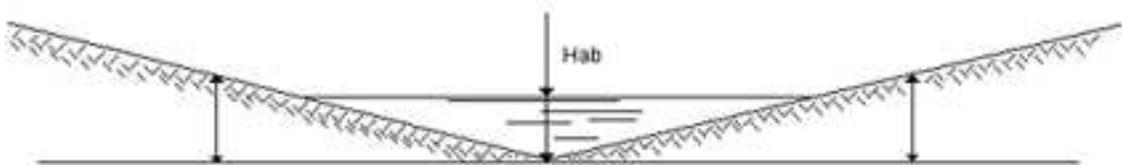
En las cuales ΔH se expresa en m,

- c) Se propone una pendiente longitudinal S para la obra y se expresa en m/m (columna 14).
- d) Se determina la profundidad del agua, aguas abajo, H_{ab} de dos maneras.

Si existe aguas abajo de la alcantarilla una zona inundable o la confluencia de dos ríos o arroyos, se tiene que realizar un estudio específico del fenómeno para determinar la profundidad del agua que ha de considerarse aguas abajo de la alcantarilla.

Pero en la mayoría de los casos, el control de salida proviene de la capacidad del cauce natural aguas abajo. En todo rigor, sería necesario levantar una sección a través del cauce para determinar dicha profundidad. Como ese trabajo es muy costoso, se acostumbra calcular la profundidad aguas abajo considerando la sección típica siguiente:

SECCIÓN TÍPICA



Tomando un coeficiente promedio de STRICLER de 25, la profundidad aguas abajo se calcula entonces con la formula.

$$\mathbf{Hab} = 0.1955 \frac{Q_D^{3/8}}{S^{3/16}}$$

en donde:

Q_D: es el caudal de diseño en m³/s.

S: es la pendiente del cauce natural en m/m.

Considerando **Hab**, dos casos pueden presentarse

- **Si Hab > 0.75 D**, se toma la profundidad Hab
- **Si Hab ≤ 0.75 D**, se toma la Hab = 0.75 D

d) Se calcula la profundidad del agua, aguas abajo, **Hab** (columna 16) utilizando la expresión:

$$\mathbf{Har} = \mathbf{Hab} + \Delta\mathbf{H} - \mathbf{S} \times \mathbf{L}$$

En la cual **Har**, **Hab**, **H** y **L** se expresan en metros y **S** en m/m.

e) Se comprueba entonces el valor de (formula) con el valor relativo a la norma (columna 17).

- Si $\frac{Har}{D} \leq$ norma, se continúa el cálculo.
- Si $\frac{Har}{D} >$ norma, es preciso proyectar una obra con otras dimensiones.

f) Se calcula la velocidad de salida, **V_s**, utilizando la expresión (columna 18).

$$V_s = \frac{Q}{A}$$

En la cual:

Q: es el caudal m³/s.

A: es la sección mojada de la alcantarilla en m².

Se comprueba entonces **V_s** con la velocidad admisible.

- Si $V_s \leq$ velocidad admisible es conveniente la obra proyectada.
- Si $V_s >$ velocidad admisible, se hacen de nuevo los cálculos con otras dimensiones de obra.

4.6.2.4 Análisis del Cálculo

Comprobando los valores de **Har**, calculado para el funcionamiento con control de entrada y salida, se deduce que la alcantarilla suele funcionar según el tipo de control que dio el mayor valor de **Har**.

5 DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES

5.1 Campo de Aplicación

Incluye los estudios necesarios para el dimensionamiento de los puentes que se diseñarán en los lugares que ameriten este tipo de obra de arte, tales como la determinación de la crecida de diseño y del nivel natural que alcanza el agua en su lecho natural.

5.2 Aspectos Generales

La capacidad hidráulica de los puentes depende de sus características propias, tales como su longitud, la geometría de sus estribos y pilas, el número de pilas, y su altura, entre otros.

El cauce natural donde se coloca la obra tiene también una capacidad hidráulica determinada. Para cada caudal, el nivel del agua alcanza alturas diferentes. La colocación de puente en un punto determinado del cauce representa un cambio significativo en las condiciones naturales de dicho cauce.

Para realizar el dimensionamiento riguroso de un puente es necesario estudiar el comportamiento del flujo de agua con las nuevas condiciones que impone el puente; también debe ponderarse el daño al medio que pueda producirse en el entorno natural, desde estudio topográfico y geotécnico, la realización de obras de apoyo (vías de acceso, desvíos del río, degradación, etc.) y la construcción en si de la obra, sin olvidar las influencias en el medio ambiente aguas arriba y abajo del puente, y cuidándose de reparar los daños ecológicos restaurando estas condiciones imperantes antes del comienzo de los trabajos.

En este manual se presenta un análisis menos riguroso, que no toma en cuenta la presencia del puente. Se determina el nivel alcanzado por las aguas con las condiciones naturales existentes antes de su colocación.

5.3 Crecida de Diseño

La crecida de diseño se determina con los métodos presentados en el capítulo 3, "Hidrología", u otro método apropiado.

En la determinación de la crecida de diseño es muy importante la selección apropiada de su periodo de retorno. Este factor incide directamente en el costo inicial de la obra, en el costo de su mantenimiento y en el riesgo de sobrepasar la capacidad del puente. Una obra sobredimensionada tiene un costo inicial más alto, mientras que, sub-dimensionada, el costo de mantenimiento y de riesgo de daño es mayor. Es preciso optimizar el periodo de retorno de la crecida adoptada para el diseño, teniendo en cuenta los parámetros hidráulicos, hidrológicos, técnicos y socioeconómicos. Conocida la crecida de diseño, es necesario determinar el nivel que alcanza el agua con ese caudal.

5.4 Determinación del Nivel Natural del Agua

Al diseñar un puente se necesita conocer el nivel alcanzado por el agua en el lecho natural, cuando transita la crecida de diseño.

Dicho nivel puede determinarse, en los casos más favorables, investigando con los lugareños el nivel alcanzado por las aguas, utilizando datos hidráulicos, si existe una estación hidrométrica en el mismo lugar proyectado para realizar la obra, o, utilizando la fórmula de MANNING-STRUCKLER. No debe ser usada como crecida de diseño las ocurridas durante los distintos meteoros en forma de tormentas tropicales, ciclones etc. ya que estos caudales son extemporáneos, pero por los danos que causan, pueden arrojar luz acerca de la necesidad de construcción de las distintas obras de previsión y protección que pueden mitigar o solventar las situaciones presentadas.

5.4.1 Ubicación de los Puentes

Los puentes pueden estar ubicados en secciones angostas, en donde el lecho mayor no existe o es muy pequeño, o en secciones muy anchas.

Durante épocas normales el agua fluye por el lecho menor; durante las crecidas, el flujo escurre además por las llanuras de inundación o lecho mayor.

En el primer caso el dimensionamiento del puente, y la determinación de su altura se realizan sin grandes dificultades mediante el procedimiento descrito en este capítulo.

En el segundo caso el puente suele ponerse atravesando solamente el lecho menor, por razones de economía y deben construirse terraplenes en la entrada y salida del puente. Estos terraplenes impiden que el agua fluya a través del flujo, por lo que deben tomarse precauciones especiales en el dimensionamiento de los puentes.

Los cruces de corrientes de agua en tramos estables deben hacerse evitando los meandros (curvas que describe un río) y normalmente a la dirección del flujo tomando en consideración la dirección de la corriente. No deben construirse con estribos abiertos en columnas y vigas, ya que en las avenidas el río puede deslavar la base del relleno de la rampa de aproximación y arrastrar parte del relleno.

Cuando se han cambiado en las cuencas aportantes alledañas, los regímenes hidráulicos considerados, concentrando en un solo punto los caudales de escorrentía considerables, o se eligen estas cuencas como punto de desagüe de acequias o drenajes finales de un nuevo sistema de riego, se deberán colocar alcantarillas de tubos de Hormigón Armado o de cajón, en un número que determine la investigación técnica y con la debida protección en su entrada y principalmente en su salida, para evitar la erosión y socavamiento en los muros cabezal, en ambos extremos, o protegerlas por medio de rip-rap, encaches, muros de sacos con Hormigón Armado, bloques calados, etc.

En estos casos puede aumentarse la altura del puente, colocar alcantarillas a través de los terraplenes, u otra medida similar. (véase fig. 5.2).

5.4.2 Fórmula de MANNING-STRICKLER

La fórmula de MANNING-STRICKLER es la más usada para relacionar caudal de diseño y profundidad del agua. Se expresa:

$$Q = K A R_H^{2/3} S^{1/2}$$

donde:

K: es el coeficiente de rugosidad de STRICKLER (1/n)

A: es la sección mojada en m².

R_H: es el radio hidráulico en m.

S: es la pendiente del lecho en m/m.

El radio hidráulico se expresa $R_H = \frac{A}{P}$ siendo **A** la Sección mojada en m², y **P** el perímetro mojado en m.

Además,

$$Q = V \times A$$

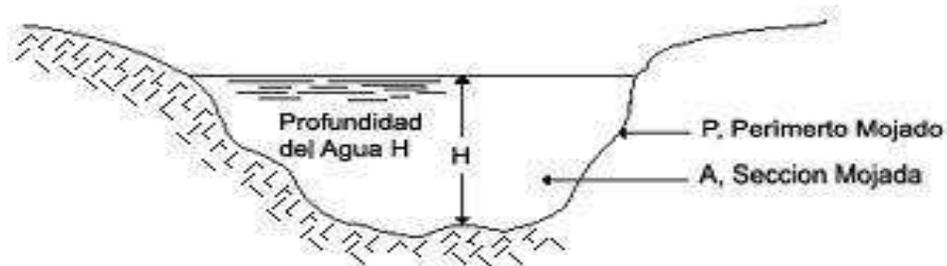
donde:

Q: es el caudal, expresado en m³/s.

V: es la velocidad, expresada en m/s.

A: es la sección mojada, expresada en m².

FIGURA 5.1 SECCIÓN MOJADA



La profundidad del agua **H**, es la altura del agua entre el punto más bajo del lecho natural y la superficie del agua.

El coeficiente de rugosidad depende de la profundidad del agua, del trazado y de la pendiente del curso natural de agua, así como del estado de la orilla y del fondo (véase tabla 5.1).

Cuando el curso de agua presenta un escurrimiento en el lecho mayor, la formula será:

$$Q = Q_i + Q_m + Q_d = K_i A_i R_i^{2/3} S^{1/2} + K_m A_m R_m^{2/3} S^{1/2} + K_d A_d R_d^{2/3} S^{1/2}$$

Los índices **i**, **m** y **d** designan, respectivamente, el lecho mayor orilla izquierda, el lecho menor y el lecho mayor orilla derecha.

Los coeficientes de rugosidad **K_i** y **K_d** son diferentes de **K_m** y, en general, menores que **K_m**, al ser menos profunda el agua. La influencia de la rugosidad se hace mayor cuando la profundidad es menor. Los coeficientes **K_i** y **K_d** dependen tanto de la morfología de lecho mayor como de los obstáculos naturales o artificiales que existan en el curso del agua.

TABLA 5.1
VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD K UTILIZADO EN LA FORMULA DE MANNING-STRICKLER

(Fuente: R. E. Horton- 1916, Citado por M. Carlier 1972)

TIPO DE CURSO	ESTADO DE LAS ORILLAS Y DEL FONDO			
	Perfecto	Bueno	Mediano	Malo
<u>Lecho Menor</u>				
1) Limpio, orillas en líneas recta	40	36	33	30
2) Semejante a (1) pero con hierbas y piedras	33	30	29	25
3) Limpio con meandros y lugares de poca hondura	29	25	22	20
4) Semejante a (3) con hierbas y piedras	25	22	20	18

TIPO DE CURSO	ESTADO DE LAS ORILLAS Y DEL FONDO			
	Perfecto	Bueno	Mediano	Malo
<u>Lecho Mayor</u>				
5) Zona de escurrimiento lento con hierba y de poca profundidad	20	17	14	13
6) Zona con mucha hierba, árboles, vegetación	13	10	8	7

5.4.3 Procedimiento de Cálculo

El procedimiento de cálculo para determinar el nivel alcanzado por las aguas cuando transite la crecida de diseño es el siguiente: (véase tabla 5.2)

a) Se determinan los parámetros iniciales:

- Caudal de diseño **Q** en m³/s
- Pendiente longitudinal del curso de aguas **S** en m/m.
- Coeficiente de STRICKLER **K** (tabla 5.1).

b) El cálculo se realiza por aproximaciones sucesivas.

Para distintos valores de la profundidad **H** incrementados, se determinan, a partir de la geometría del lecho, los parámetros siguientes:

- Sección mojada, **A**, en m².
- Perímetro mojado, **P**, en m.

Se calcula el radio hidráulico $R_H = \frac{A}{P}$, luego el caudal correspondiente.

$$Q = K R^{2/3} S^{1/2} A$$

y la velocidad $V = \frac{Q}{A}$

La profundidad de diseño será la correspondiente cuando el caudal calculado sea igual al caudal de diseño.

5.5 Altura Libre

Será necesario prever una altura libre en los puentes, a fin de disminuir el riesgo de obstrucción, parcial o total, de los mismos. Esta medida representa un factor de seguridad para la obra, ya que durante las crecidas los ríos suelen arrastrar materiales en suspensión, y, en particular, cuerpos de origen vegetal tales como ramas y troncos, que pueden adherirse a los tramos de los puentes exponiendo así la obra en peligro.

La altura libre depende del tipo y tamaño de los arrastres que se pueden esperar y del tamaño de la obra. Con fines de conseguir mayor altura libre sobre todo en la parte central, que es por donde llegan en suspensión la mayoría de los objetos arrastrados en épocas de avenida, se esta adoptando primero, sobre todo en Caminos Vecinales, la costumbre de construir puentes de Hormigón Ciclópeo con 75% de piedras, del tipo con arco de medio punto, precisando este tipo de estructura sólo de apoyos resistentes en las orillas de las corrientes de aguas, donde puedan fijarse bien sus estribos.

La altura de la parte inferior del puente tendrá una elevación igual al nivel que alcanza el agua durante la crecida de diseño más la altura libre.

Deben evitarse los arreglos con sacos llenos de hormigón ciclópeo, gaviones rectangulares o de colchoneta, rip-rap o de bloques calados, etc., que con fines de recalce de las bases de pilas, estribos y muros de ala, o para protección del lecho del río, reduzcan el área hidráulica, haciendo el puente deficiente para permitir el paso del caudal de diseño. Cuando sea necesario realizar estos trabajos, se colocarán en el relleno que constituye las rampas de aproximación, alcantarillas de cajón y de tubos de Hormigón Armado o de otro material, tales que una sumatoria de los caudales de paso sea igual o ligeramente mayor al caudal retenido por efecto de la reducción de la sección hidráulica bajo el puente.

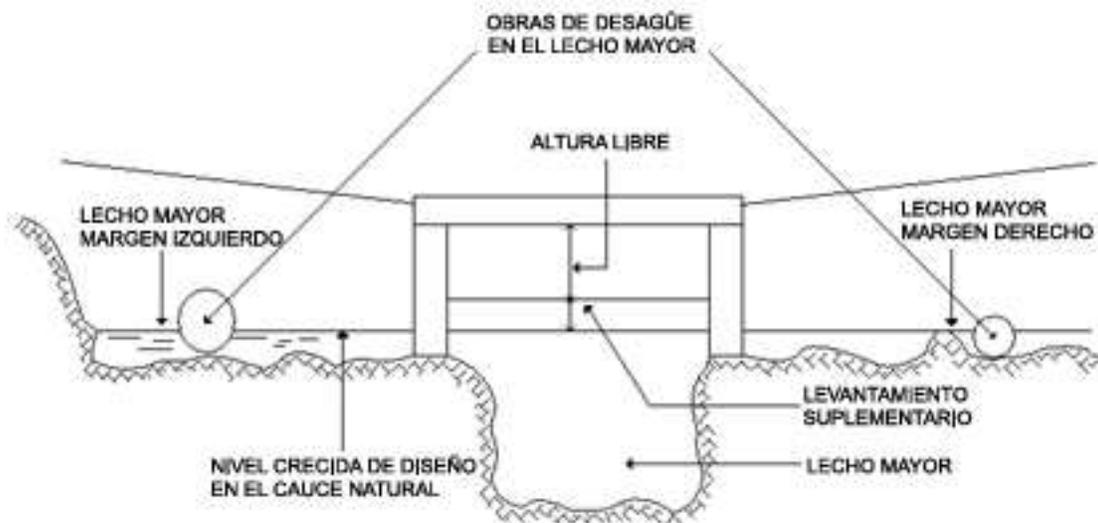
Como generalmente estas alcantarillas de rebose no se colocan a la altura del relleno natural, sino más alto, es necesario para evitar la erosión regresiva, proteger las aguas abajo con rampas o losas de salidas de Hormigón Ciclópeo, rip-rap, bloques calados, muros de sacos, etc. generalmente proseguidos por un dissipador de energía.

TABLA 5.2 CALCULO DEL DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE

RIO : _____ ESTACION _____
 CAUDAL DE DISEÑO Q = _____ m³/s PENDIENTE S = _____ m/m
 COEFICIENTE DE STRICKLER K = _____

Profundidad H (m)	Sección Mojada A (m ²)	Perímetro Mojado P (m)	Radio Hidráulico $R_h = \frac{A}{P}$ (m)	Caudal Q (m ³ /s)	Velocidad V (m/s)	OBSERVACIONES
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	

FIGURA 5.2 DISPOSICIÓN DE ALCANTARILLA EN EL LECHO MAYOR OBSTRUIDO POR EL TERRAPLÉN.



5.6 Normas de Dimensionamiento

Se consideran dos criterios para elegir las normas de dimensionamiento de los puentes.

El primero se basa en las condiciones económicas, según lo establecido en la sección 5.3, que trata sobre el periodo de retorno de la crecida de diseño. En general, para los países ubicados en zona tropical, los periodos de retorno adoptados son los siguientes:

TABLA 5.3: PERIODO DE RETORNO EN CRECIDA DE DISEÑO.

TIPO DE VIA	LUZ DEL PUENTE (L) (m)	PERIODO DE RETORNO (T) (años)
VÍA PRIMARIA O TRONCAL	L < 15.00 15.00 < L < 80.00 L > 80.00	25 años 50 años 100 años
VÍA SECUNDARIA Y TERCIARIA	L < 15.00 15.00 < L < 80.00 L > 80.00	10 años 25 años 50 años

El segundo criterio consiste en prever una altura libre por encima del nivel de las aguas considerado en la crecida de diseño, para evitar daños en las vigas, causados por troncos arrastrados por las crecidas, y para que los riesgos de obstrucción parcial o total de los puentes sean menores.

TABLA 5.4: ALTURA LIBRE CONSIDERADA EN CRECIDA DE DISEÑO.

TAMAÑO DEL PUENTE (m)	TIPO DE VEGETACIÓN EN LA CUENCA	ALTURA LIBRE (m)
L < 50	Poca o ninguna vegetación forestal	1.00
	Vegetación forestal considerada	1.50
L > 50	Poca o ninguna vegetación forestal	1.50
	Vegetación forestal considerada	2.00

6. DIMENSIONAMIENTO DE BADENES

6.1 Campo de Aplicación

Trata sobre los tipos de badenes que pueden ser utilizados en el cruce de ríos y arroyos, así como su funcionamiento y los principios teóricos y prácticos, que serán utilizados para su cálculo.

6.2 Tipos de Badenes

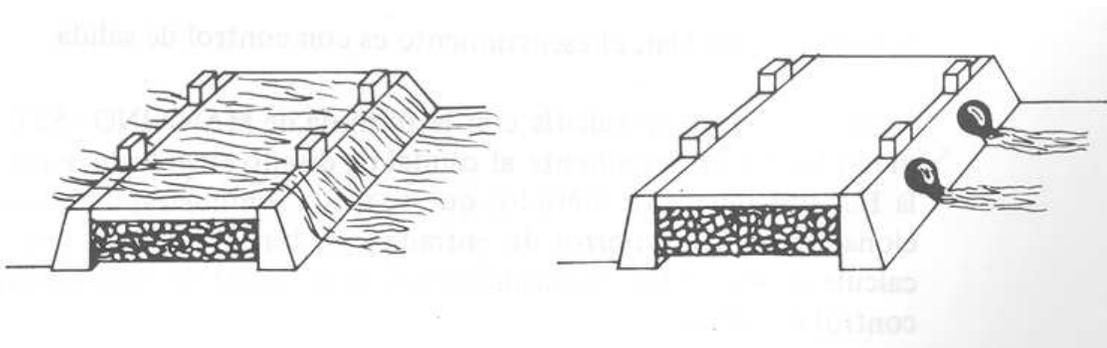
Los badenes y los puentes sumergibles son obras que permiten cruzar ríos y arroyos cuando las aguas están en nivel bajo y son sumergibles durante las crecidas. Se usan esencialmente en carreteras de poco tránsito o de interés económico secundario para la colectividad nacional. La mayor ventaja de este tipo de obra es su costo moderado.

Los badenes se construyen en el fondo de los ríos. El agua pasa exclusivamente por encima de ellos. Entonces se suelen emplear en ríos o arroyos que quedan secos durante una parte importante del año y se adaptan particularmente a los que tienen crecidas de poca duración.

Aunque la carretera o el camino sean de poco tráfico, es necesario analizar minuciosamente el suelo que arrastra el río, para determinar si es muy susceptible a la erosión, al arrastre y por ende a la sedimentación, ya que necesitarían de tubos de Hormigón Armado, con superficie interna pulida, y de un mantenimiento casi constante para su funcionamiento en toda época del año.

Los puentes sumergibles dejan que el caudal base transite por alcantarillas de tubo o de cajón. Cuando se supera dicho caudal, el puente es sumergido por las aguas. Este tipo de obra se diseña sobre todo cuando existe un caudal base una parte importante del año y crecidas de poca duración (véase fig. 6.1).

FIGURA 6.1: TIPOS DE BADENES



$$Q = 1.9 \left(0.70 + 0.185 \frac{H_{ar}}{B} \right) L H_{ar}^{3/2}$$

donde,

Q: es el caudal, expresado en m³/s.

Har: es la profundidad aguas arriba refiriéndose a la cresta del badén, expresada en m.

B: es la anchura de badén, expresada en m.

L: es la longitud del badén, expresada en m.

La figura 6.3 de la curva que relaciona el caudal unitario **Q/L** con la profundidad aguas arriba **Har**, para las anchuras tipo **B = 4.5M** correspondiente a un carril y **B = 9.0M** correspondiente a dos carriles.

b) Badén con partes Curvas

En el caso general, el terreno natural y el perfil longitudinal de la rasante obligan al Encargado de Diseño a adoptar dos radios de curvatura distintos para el badén (véase fig. 6.4).

FIGURA 6.4: BADEN CON PARTES CURVAS.

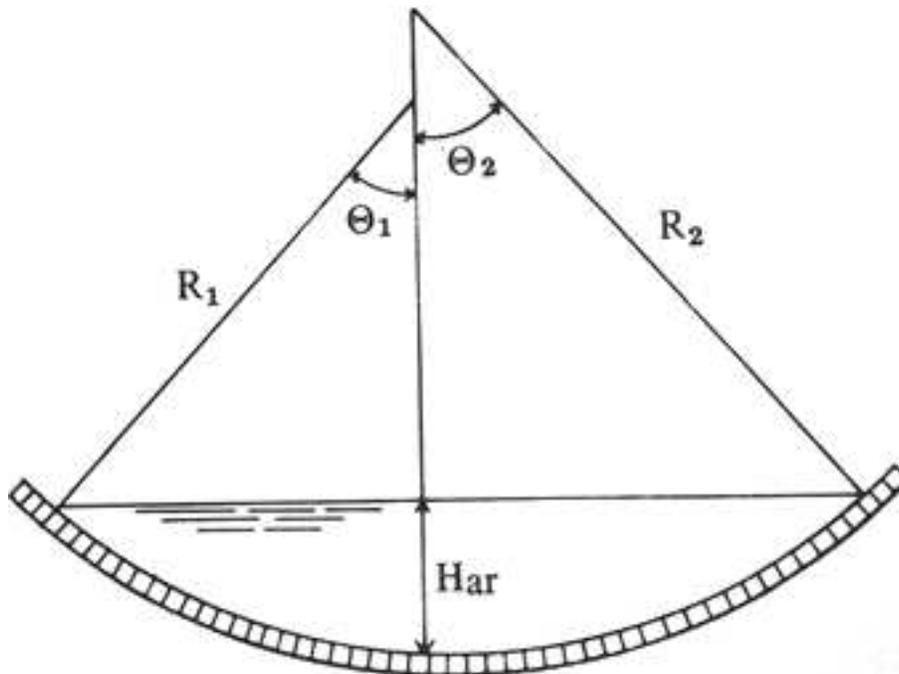
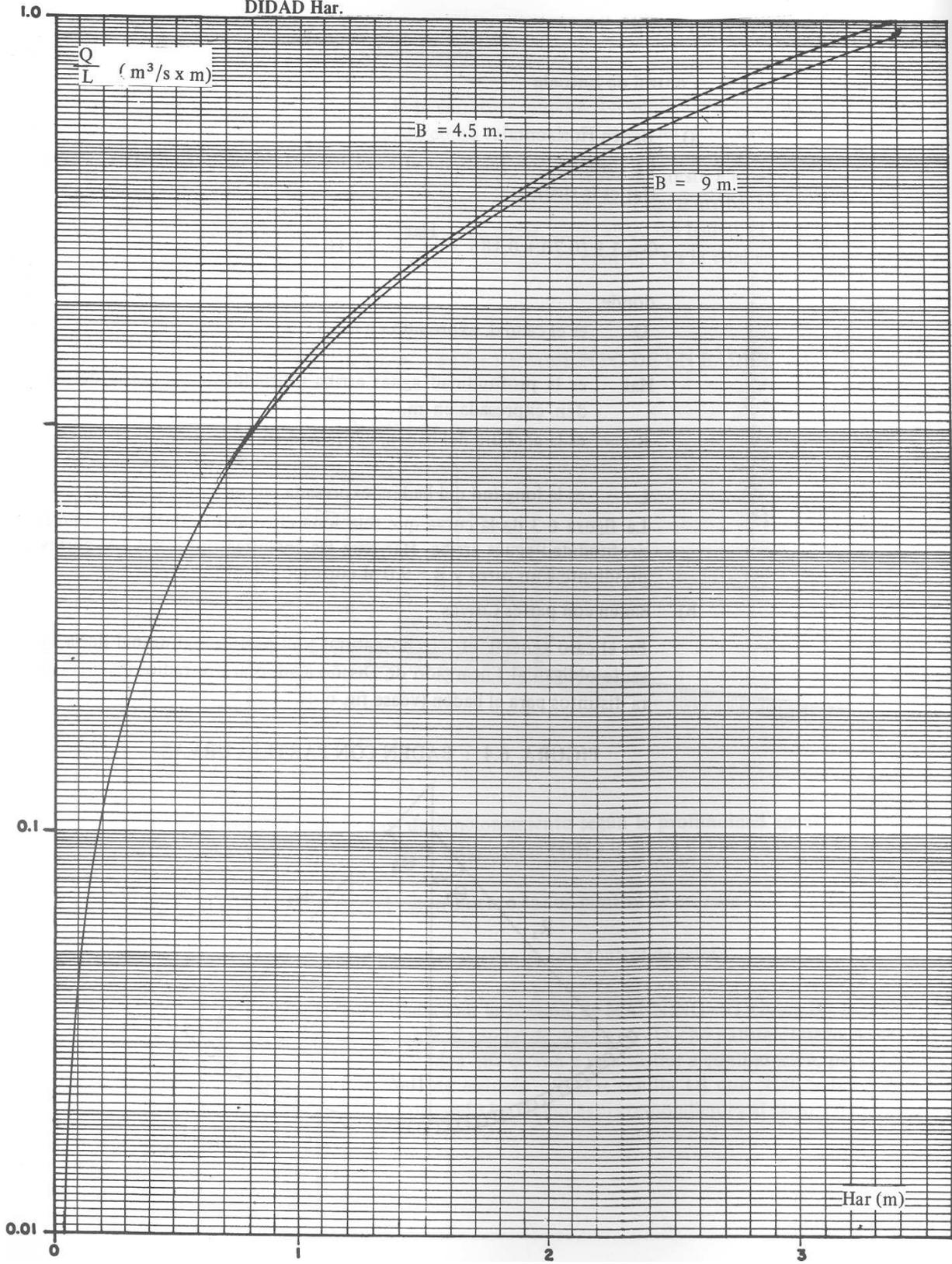


FIGURA 6.3 : BADEN HORIZONTAL-FUNCIONAMIENTO CON CONTROL DE ENTRADA.
 CURVA QUE RELACIONA EL CAUDAL UNITARIO Q/L CON LA PROFUN-
 DIDAD Har.



La fórmula que relaciona el caudal con la profundidad aguas arriba es:

$$Q = 1.136(\sqrt{R_1} + \sqrt{R_2}) \left(0.70 + 0.185 \frac{Har}{B} \right) Har^2$$

donde,

Q : es el caudal, expresado en m³/s

Har: es la profundidad aguas arriba refiriéndose a la cresta del badén, expresado en m.

B : es la anchura del badén, expresado en m.

R₁ y **R₂** son los radios de las curvas, expresados en m.

La figura 6.5 da la curva que relaciona el caudal unitario $Q/(\sqrt{R_1} + \sqrt{R_2})$ con la profundidad de aguas arriba **Har**, para las anchuras **B** = 4.5 m correspondiente a un carril y **B** = 9 m correspondiente a un carril y **B** = 9 m. correspondiente a dos carriles.

6.4.2 Control de Salida

Entonces **Har** ≥ 0.8 **Har**, el badén funciona con control de salida. Entonces, transita el escurrimiento con menos velocidad y a las formulas precedentes se aplica un coeficiente de reducción **K**. Dicho coeficiente depende de la razón: **Hab/Har** y se obtiene de la fig. 6.6.

a) Badén Horizontal

La formula que relaciona el caudal **Q** con la profundidad aguas arriba, **Har** es:

$$Q = 1.9 K \left(0.70 + 0.185 \frac{Har}{B} \right) L Har^{3/2}$$

donde:

Q : es el caudal expresado en m³/s.

Har: es la profundidad aguas arriba refiriéndose a la cresta del badén, expresado en m.

B : es la anchura del badén, expresado en m.

FIGURA 6.5: CURVA QUE RELACIONA EL CAUDAL UNITARIO

$\frac{Q}{(\sqrt{R_1} + \sqrt{R_2})^0}$ CON LA PROTECCIÓN AGUAS ARRIBA.

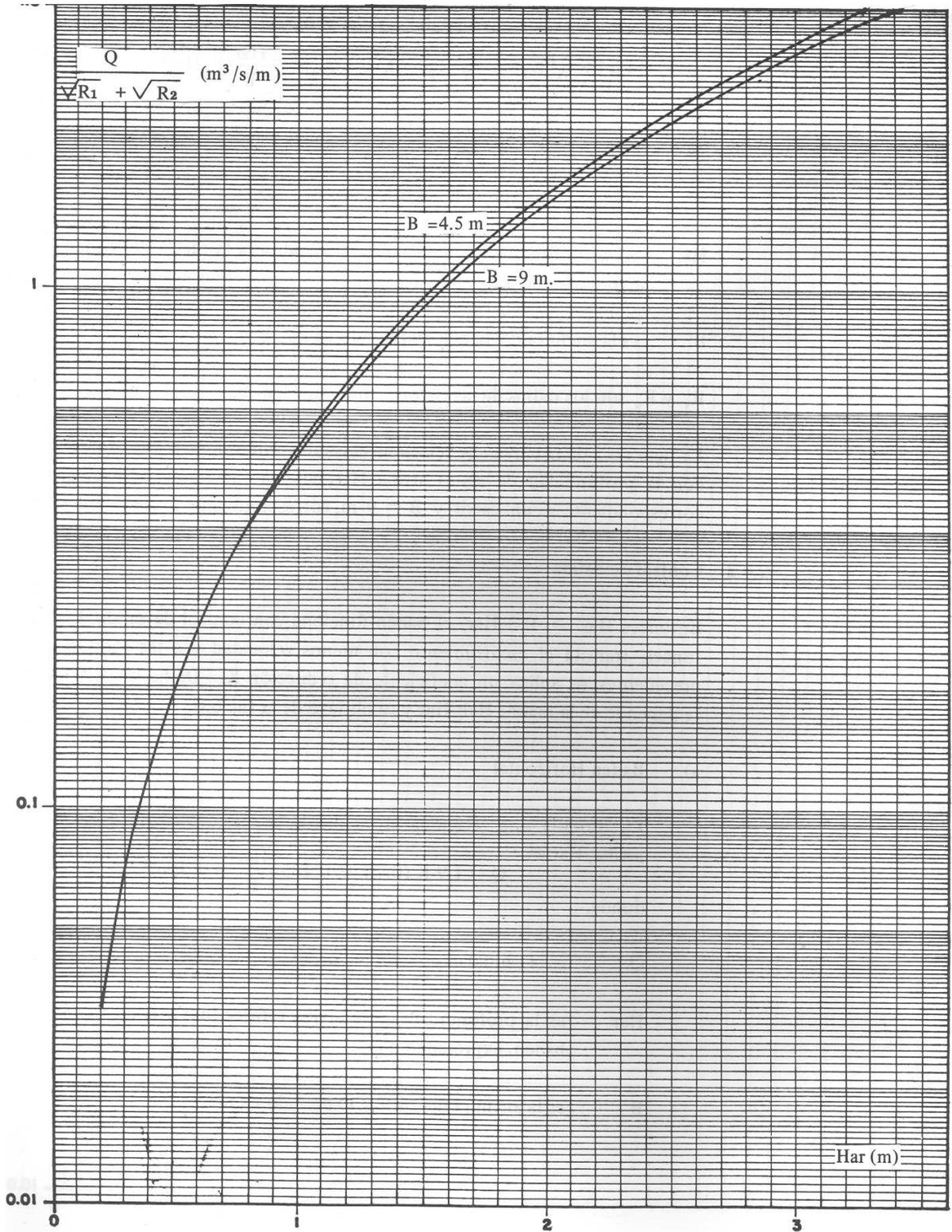
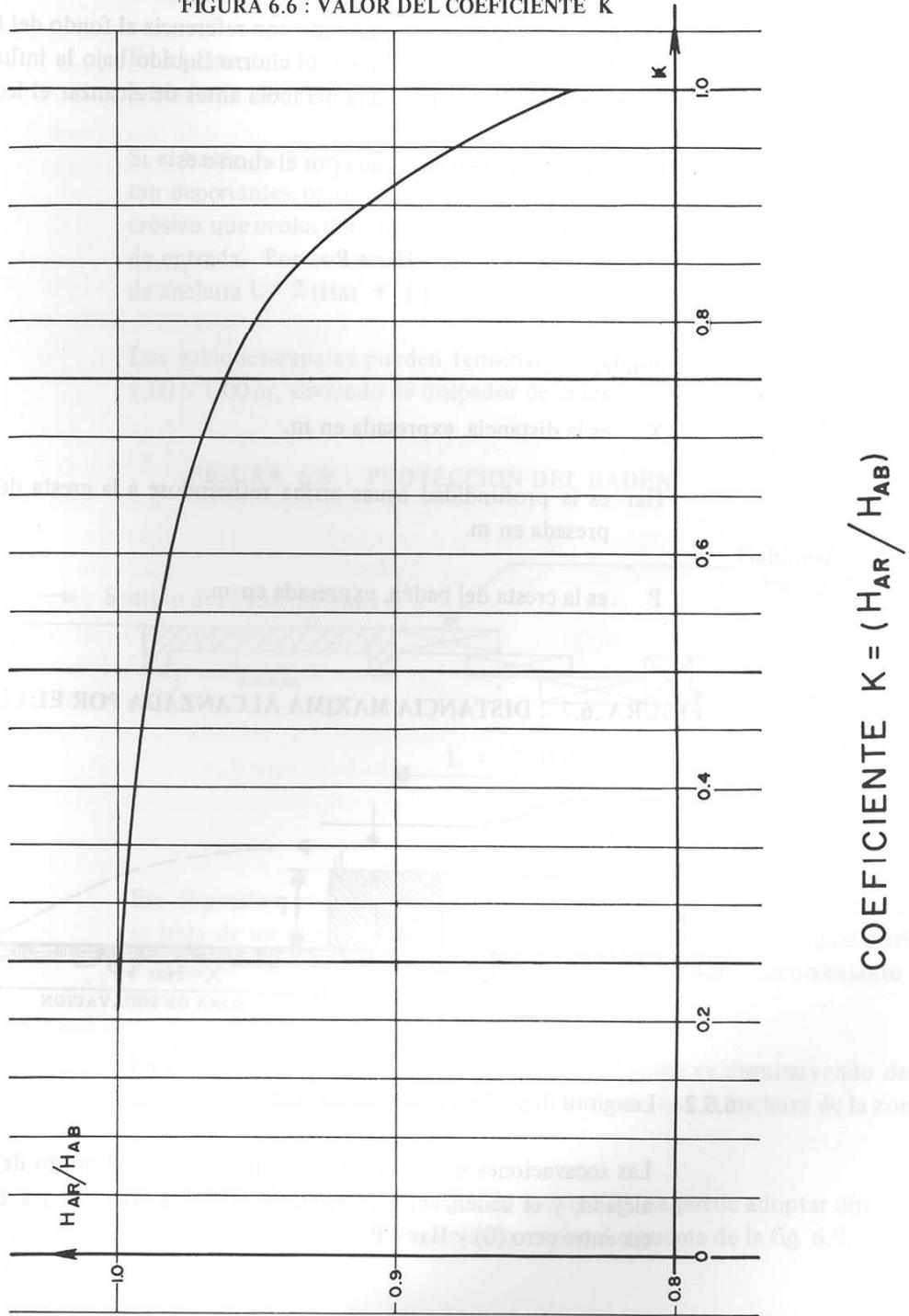


FIGURA 6.6 : VALOR DEL COEFICIENTE K



6.5 Protección de los Badenes

6.5.1 Impacto de la Lámina Vertedora

En el caso de un badén sobrealzado con referencia al fondo del lecho y funcionando con control de entrada, el chorro líquido bajo la influencia de su propio peso va a describir una parábola antes de alcanzar el lecho natural. (Véase fig. 6.7)

La distancia máxima alcanzada por el chorro es:

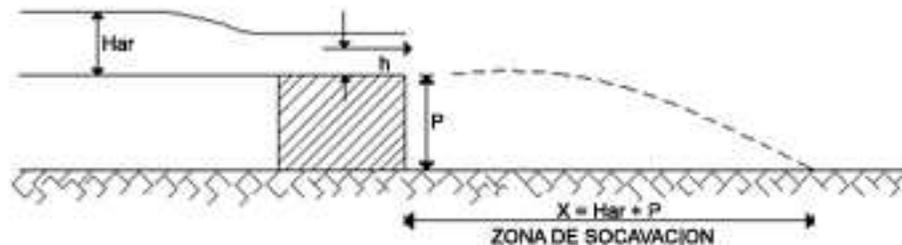
$$X = H_{ar} + P$$

donde:

X : es la distancia, expresada en m.

P : es la cresta del badén, expresada en m.

FIGURA 6.7: DISTANCIA MAXIMA ALCANZADA POR EL CHORRO



6.5.2 Longitud de la Protección Aguas Abajo

Las socavaciones se producen teóricamente entre el punto de impacto más alejado, y el badén calculado para el caudal de diseño, o sea, en una distancia entre cero (0) y **$H_{ar} + P$** .

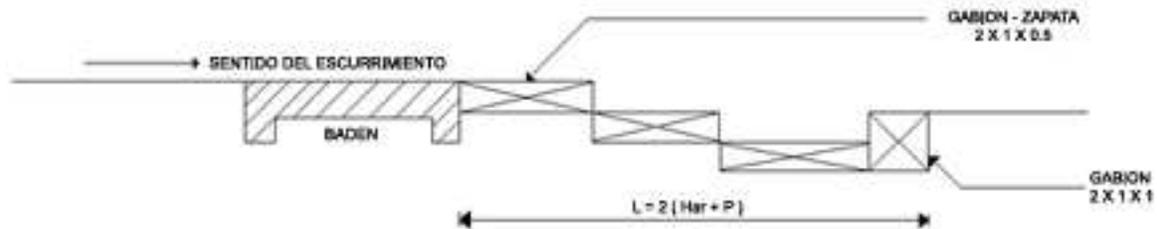
Para evitar toda socavación y erosión regresiva aguas abajo de la obra, se aconseja colocar en los lugares socavables unos gaviones-zapatitas de tamaño 2.00 x 1.00 x 0.50 m en una anchura **$L = 2 (H_{ar} + P)$** o a defecto en enroscamiento de la misma anchura.

En el caso de un badén sobrealzado, se pueden colocar los gaviones en escalones hasta que alcance el nivel del lecho. (Véase fig. 6.8)

Si el badén funciona con control de salida, los riesgos de socavación no son tan importantes, pero una protección insuficiente provocaría un fenómeno erosivo que evolucionaría hasta establecerse un funcionamiento con control de entrada. Por eso, se aconseja en todos los casos adoptar una protección de anchura $L = 2 (H_{ar} + P)$.

Los gaviones-zapatatas pueden terminarse con un gavión de tamaño 2.00 x 1.00 x 1.00m, sirviendo de dissipador de energía.

FIGURA 6.8: PROTECCIÓN DEL BADEN.



Este dispositivo es indispensable en la parte central del badén, sobre todo si se trata de un puente sumergible. En este caso, se provocara, aguas arriba y abajo de las alcantarillas, muros en ala que encaucen el escurrimiento y eviten que corra el agua a lo largo del badén.

En el caso de un badén con partes curvas, la lámina va disminuyendo desde el eje del río hacia las orillas, del mismo modo que la anchura de la zona socavable.

Si no son importantes los riesgos de socavación, se pueden adoptar una protección mixta, gavión-enroscamiento, según el esquema de la fig. 6.9.

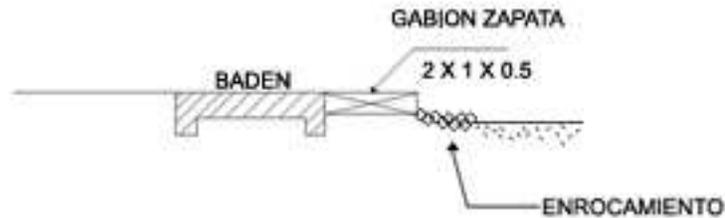
La protección mixta es la construcción de una salida de Hormigón Armado, cuya armadura estará situada en la parte superior, para evitar que la erosión regresiva, creada durante la avenida del río donde esté situado, provoque que la losa se quede trabajando como vuelo. Esta losa sólo será necesaria en una longitud igual a la comprendida entre la parte exterior de los tubos de Hormigón Armado extremos más 0.45 mts. a cada lado, y con un ancho igual a la altura desde el lecho del río al borde inferior de los aliviadores del guardaruedas.

Donde existan peligros por la subpresión, deberá vaciarse conjuntamente con la base del muro aguas arriba del badén y en el borde frontal como prolongación de éste, hacia debajo, un rastrillo de una profundidad igual a la de la base y con armadura que lo fijen al muro.

Ningún badén debe rellenarse sólo con material pétreo, sino que por lo menos sea con un Hormigón Magro, con 75% de piedra, para evitar que el río durante una avenida socave las rampas de aproximación y produzca el escurrimiento del material, haciendo colapsar la losa superior y luego destruyendo la obra. Para resistir mejor el embate de los golpes de los árboles y objetos que el río trae en su avenida, se le construye en medio de los tubos en el paramento exterior del muro aguas arriba, varios tajamares de quilla, también se interrumpen los guardaruedas con huecos aliviadores

de corrientes, que se comportan como vertederos, que levantan en rizados de aguas los objetos en suspensión durante las avenidas del río.

FIGURA 6.9: PROTECCIÓN MIXTA



El diámetro de los enrocamientos se calcula con la fórmula de IZBASH:

$$\Delta = 0.142 \ V^2 \frac{P}{P_s - P}$$

donde,

V : es la velocidad del escurrimiento en m/s. para el caudal de diseño **Q**. Se calculará $V = Q/A$, siendo **A** la sección mojada al nivel del badén.

Ps: es el peso específico del enrocamiento en Kg/m³.

P: es el peso específico del agua en Kg/m³.

Se recomienda una profundidad de enrocamiento de **3Δ**.

6.6 Normas de Dimensionamiento

Las normas de dimensionamiento de los badenes tienen que considerar que éstas son obras sumarias que no permiten el tránsito permanente de vehículos.

Entonces, las condiciones que regirán el dimensionamiento son los siguientes:

- El período de retorno, **T** y el caudal de diseño correspondiente, **Q**.
- El caudal base, **Q_b**
- La duración de interrupción admisible y el caudal correspondiente **Q_L**

- La velocidad del escurrimiento V_L y la altura del agua H_L por encima del badén, conveniente para el tránsito de vehículos.

6.6.1 Periodo de Retorno

El período de retorno del caudal de diseño de los badenes será de 10 años, dando por entendido que los badenes no son convenientes para vías troncales y sólo se utilizarán para vías secundarias o terciarias.

6.6.2 Caudal Básico

Se llama caudal básico el que suele escurrirse durante la mayoría de los días del año, y que es preciso hacer transitar por debajo del badén para que no interrumpa el tránsito de vehículos.

Se considerarán para República Dominicana:

$$Q_b = \frac{Q}{20}$$

donde,

Q_b : es el caudal base, expresado en m^3/s .

Q : es el caudal de diseño, expresado en m^3/s .

6.6.3 Duración de Interrupción de Tránsito

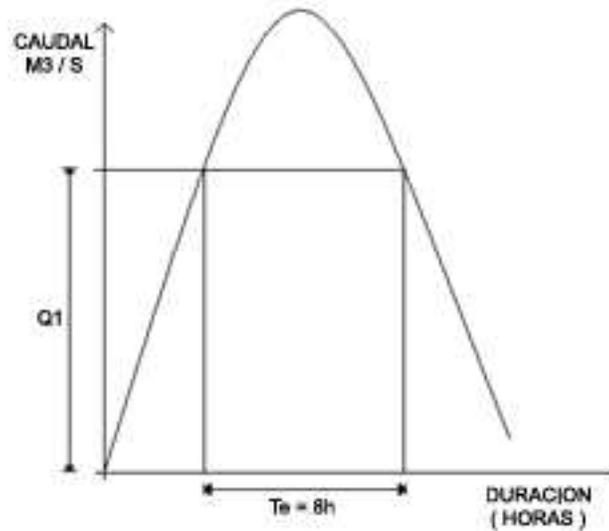
Se admite generalmente una interrupción de 8 horas para el tránsito de los camiones y para el caudal de diseño, es decir, 8 horas de interrupción cada 10 años e interrupciones de menor duración todos los años.

El caudal correspondiente Q_L es el caudal que será superado durante 8 horas por crecida de diseño. En general es suficiente considerarlo como $Q_L = Q/6$ (véase fig. 6.10).

6.6.4 Altura del Agua y Velocidad Conveniente para el Tránsito

La altura del agua H_L por encima del badén, correspondiente al caudal Q_L tiene que ser menor que 0.40 m para dejar el paso a los vehículos sin riesgo, con la condición de que la velocidad V_L correspondiente al escurrimiento, no sea mayor de 1.50 m/s.

FIGURA 6.10: CAUDAL CON INTERRUPCION DEL TRANSITO.



6.6.5 Resumen de Normas

Las normas se sintetizan en la tabla siguiente:

TABLA 6.1

DEFINICION	VALOR
Tipo de Vías	Secundarios o Terciarias
Período de Retorno T Caudal Básico Q_b	10 años $\frac{Q}{20}$
Interrupción admisible cada diez años Caudal Q_L	8 horas $\frac{Q}{6}$
Altura de agua para Q_L	0.40 m.
Velocidad escurrimiento V_L Para Q_L	1.50 m/s

6.7 Método Práctico

El método práctico desarrollado trata del caso más frecuente correspondiente al 95% de los casos: el badén horizontal funcionando con control de entrada.

6.7.1 Presentación de la Tabla de Cálculo

La tabla de cálculo 6.2 presenta dos partes principales.

En la primera parte se indican:

- La estación de la obra.
- El período de retorno: 10 años
- El caudal de diseño Q (en m^3/s .)
- La anchura del badén B correspondiente a uno o dos carriles (en m).
- El caudal básico $Q_b =$ (formula) (en m^3/s).
- La interrupción admitida: 8 horas
- El caudal Q_L superado durante 8 horas cada 10 años (en m^3/s).
- La altura de agua correspondiente H_{arl} (en m) tiene que ser menor de 0.40m.
- La velocidad correspondiente V_L (en m/s) tiene que ser menor de 1.50m/s.

La segunda parte constituye la parte de cálculo, con 11 columnas de cálculo y una columna de observaciones.

El significado de cada columna es el siguiente:

- (1) Caudal de diseño Q (en m^3/s)
- (2) Caudal básico $Q_b \frac{Q}{20}$ (en m^3/s)
- (3) Tipo de alcantarilla (tubo o cajón) para transitar el caudal básico.
- (4) Tamaño de las alcantarillas.
Diámetro D para los tubos.
 $D \times B$ para los cajones.
- (5) Número de alcantarillas
- (6) Caudal superado durante 8 horas cada 10 años $Q_L = \frac{Q}{6}$ (en m/s).
- (7) Altura del agua por encima del badén Harl (en m) correspondiente a Q_L
- (8) Longitud del badén L (en m)

(9) Velocidad V_L correspondiente a Q_L (en m/s)

$$V_L = \frac{Q_L}{L \times Harl}$$

(10) Longitud de diseño del badén. Se agrega 10m a la longitud calculada por razones de junta badén con el terreno natural al nivel de las orillas de río.

(11) Anchura de la protección del badén con gaviones (1)

$$1 = 2(Har + P) \text{ en m}$$

Siendo **Har** la profundidad aguas arriba, correspondiente al caudal de diseño **Q**.

(12) Observaciones

6.7.2 Procedimiento de Cálculo

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

a) Se presentan los datos básicos:

- El caudal de diseño **Q** (en m^3/s) correspondiente al periodo de retorno 10 años.
- La anchura del badén **B** correspondiente a uno o dos carriles (en m).

Y se calculan los datos de dimensionamiento:

- El caudal básico (2) $Q_b = \frac{Q}{20}$ (en m^3/s)
- El caudal de interrupción 8 horas (6)

$$Q_L = \frac{Q}{6} \text{ (en } m^3/s \text{)}$$

6.7.2.1 Dimensionamiento de las Alcantarillas para Caudal Básico.

Se deduce el caudal **Qb**, el número y el tipo de las alcantarillas que serán necesarias para transitar dicho caudal, sin que haya sumersión del badén.

a) La altura del badén tiene que ser lo menor posible para evitar que el resaltado producido por el tránsito de las crecidas sea demasiado fuerte y resulte exageradamente dañada. Entonces, se utilizarán esencialmente tubos de 30 a 42 pulgadas de diámetro y/o cajones de 1.00m de altura, o menor.

b) Se determinará para la obra seleccionada el caudal q (m^3/s) correspondiente a un coeficiente de carga igual a 0.75.

El número de alcantarillas será entonces:

$$N = \frac{Qb}{q} \text{ (5) redondeado a la superior.}$$

6.7.2.2 Dimensionamiento del badén cumpliendo con Normas de Interrupción de Tránsito.

c) Utilizando las curvas de la figura 6.3 se determina para un valor Har igual a 0.40 (7) (altura de agua admitida por encima del badén) el valor correspondiente del término $Q_L/L = \alpha$ en el cual Q_L se expresa en m^3/s y L en metros.

Entonces se deduce la longitud activa del badén (8)

$$L = \frac{Q_L}{\alpha}$$

d) Se verifica que la velocidad correspondiente sea menor que 1.50 m/s (9).

$$V_L = \frac{Q_L}{L \times Har} = \frac{Q_L}{0.4 L}$$

e) La longitud total de badén es (10) $L_T = L + 10$

Siendo L la longitud activa del badén y los 10 metros añadidos correspondiendo a 5 metros a ambos lados de la obra para adaptarla a la rasante de la carretera.

6.7.2.3 Protección del Badén

f) La anchura de la protección del badén (11) se calcula con la expresión

$$1 = 2 (Har + P)$$

donde,

1: es la anchura de la protección (en metros).

H_{ar} : es la altura del agua por encima del badén calculada por el caudal de diseño (en metros).

P: es la altura teórica del badén semejante a **D + 0.50** (en metros).

Se saca **Har** de la figura 6.3 después de haber calculado $\frac{Q}{L}$

TABLA 6.2 : CALCULO DE DIMENSIONAMIENTO DE BADENES

<p>Estación:</p> <p>Período de retorno : 10 años</p> <p>Caudal de diseño Q : m³/s</p> <p>Anchura del Badén = m</p> <p>Normas:</p> <p>Caudal básico Q_B = m³/s</p> <p>Interrupción admitida = 8 horas</p> <p>Caudal Q_L = m³/s</p> <p>Altura de agua correspondiente Harl ≤ 0.40 m</p> <p>Velocidad V_L ≤ 1.50 m/s</p>										
<p>Dimensionamiento Alcantarilla para caudal básico</p>		<p>Dimensionamiento de badén cumpliendo con normas de interrupción de tránsito</p>		<p>Protección Badén</p>	<p>OBSERVACIONES (12)</p>					
<p>Q m³/s (1)</p>	<p>Q_b = $\frac{Q}{20}$ m³/s (2)</p>	<p>Tamaño D o D x B m (4)</p>	<p>N (5)</p>	<p>Q_L = $\frac{Q}{6}$ m³/s (6)</p>	<p>Harl ≤ 0.40 m (7)</p>	<p>L (m) (8)</p>	<p>V_L = $\frac{Q_L}{L \times Harl}$ m³/s (9)</p>	<p>L_T = L + 10 m (10)</p>	<p>Protección Badén = 2(Har+P) m (11)</p>	
<p>Diseño : Alcantarillas :</p> <p>Longitud del Badén</p> <p>Anchura Protección:</p>										

7 CUNETAS Y ZANJAS

7.1 Campo de Aplicación

Incluye los tipos de cunetas y zanjas que deben ser utilizados para recoger las aguas procedentes de la plataforma y de las zonas adyacentes, así como el cálculo de las mismas.

7.2 Tipo de Cunetas

Las carreteras suelen sufrir daños graves ocasionados por la erosión producida por las aguas escurridas.

Las protecciones contra dichas degradaciones pueden ser:

- a) Directa: aumentando la resistencia contra la erosión y/o reparando regularmente las zonas erosionadas.
- b) Indirecta: recogiendo el escurrimiento en obras diseñadas para el tránsito del agua. Es el sistema de drenaje longitudinal, constituido por una red de cunetas y obras de desagüe.

Las cunetas y zanjas recogen las aguas escurridas relacionadas directamente con la carretera, ya que sean procedentes de cuencas longitudinales adyacentes a la misma, de la plataforma o de los taludes. También drenan la base y sub-base de la vía, proveen lo suficientemente baja que no haya erosión y lo suficientemente alta para evitar la sedimentación.

Se distinguen dos tipos de cunetas:

- a) Cunetas laterales: ubicadas a ambos lados, o a un lado de la carretera. Estas recogen principalmente, las aguas procedentes de la plataforma y de las zonas adyacentes (talud, arcen, apartadero, etc.).

Las pendientes de los taludes de estas cunetas, serán de $1 = 4$ a $1:2$ y sus intersecciones redondeadas, condición esta que las permite tener una solución de continuidad mejor para crecer la grama.

La parte superior fluctúa entre 0.60 y 1.00 mts., dependiendo de la cantidad de agua que se estima pasará por una sección de la cuneta. Generalmente a la pendiente longitudinal de su fondo se le da el mismo valor que la pendiente de la vía, pero en ocasiones para evitar la erosión la cuneta tiene una pendiente de la vía, pero en ocasiones para evitar la erosión la cuneta tiene una pendiente pequeña con respecto a la de la vía, creándose con esta práctica el peligro de la sedimentación. En otros casos, cuando la naturaleza del suelo lo permuta, y sin crear peligro de erosión, sólo con fines de

retirar de la parte central de la vía los caudales de escorrentía, se construyen las cunetas con una pendiente mayor que la de la vía.

En todo caso debe tenerse el cuidado de que el fondo de la cuneta este de 0.30 a 0.60 m. debajo del hombro, ayudando esto a mantener la vía debidamente drenada y suficientemente estable para soportar hasta un tráfico inusual por poco tiempo. Es más conveniente prolongar la base hasta el hombro, para facilitar la salida del agua, debiendo tener la zanja capacidad suficiente para arrastrar las aguas provenientes de la plataforma y del hombrillo que da paso a las aguas de los taludes en corte.

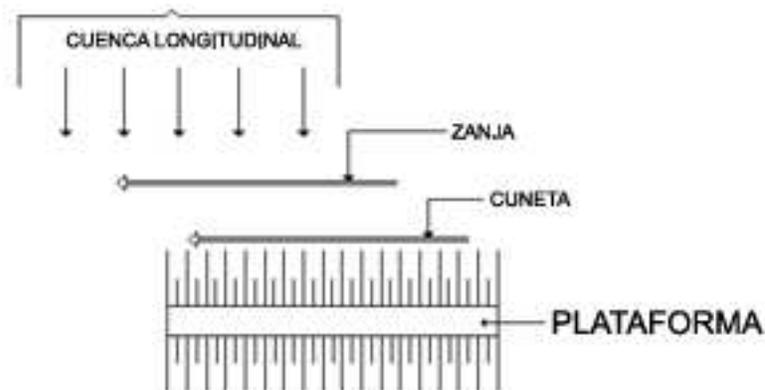
Para evitar la erosión, a pesar de que la sección parabólica y con los bordes redondeados es la menos expuesta a ella, la sección trapezoidal se usa más para la cuneta por ser la más fácil de construir, siempre llevando los bordes redondeados.

Para evitar la erosión, a pesar de que la sección parabólica y con los bordes redondeados es la menos expuesta a ella, la sección trapezoidal se usa más para cuneta por ser la más fácil de construir, siempre llevando los bordes redondeados.

b) Zanjas exteriores: recogen principalmente las aguas procedentes de las cuencas longitudinales adyacentes.

En ciertos casos, las cunetas desempeñan el doble papel de recoger las aguas procedentes de la plataforma y de las cuencas longitudinales adyacentes.

FIGURA 7.1: CUNETAS Y ZANJAS.



Las disposiciones son muy específicas según la topografía, pero generalmente se aconseja colocar sistemáticamente zanjas exteriores donde existan cuencas longitudinales suficientemente importantes que escurran caudales de cierta amplitud hacia la carretera. Así se descargan las

cunetas de dichos aportes, evitando que se colmen, disminuyendo los depósitos sólidos y reduciendo el riesgo de obstrucción de las obras de desagüe con ramas y detritos.

En la figura 2.7 se presentan ejemplos de perfiles de carreteras con las cunetas y zanjas correspondientes, según se trate de terraplén o desmonte.

En suelos poco cohesivos se suelen encachar las cunetas para evitar la socavación. Teniendo en cuenta el costo de dichos canales, se utilizan, a veces, cunetas trapezoidales al presentar la mayor sección mojada, para un perímetro mojado determinado.

Las dimensiones suelen ser variables, en particular para las zanjas exteriores o de coronación por las que transitan caudales importantes. Generalmente, la profundidad de las cunetas no supera 0.60m. por razones de seguridad vial.

En las figuras 7.3 y 7.4 se presentan los tipos de cunetas y zanjas más usuales, respectivamente.

FIGURA 7.2 : SECCIONES EN CORTE Y TERRAPLEN.

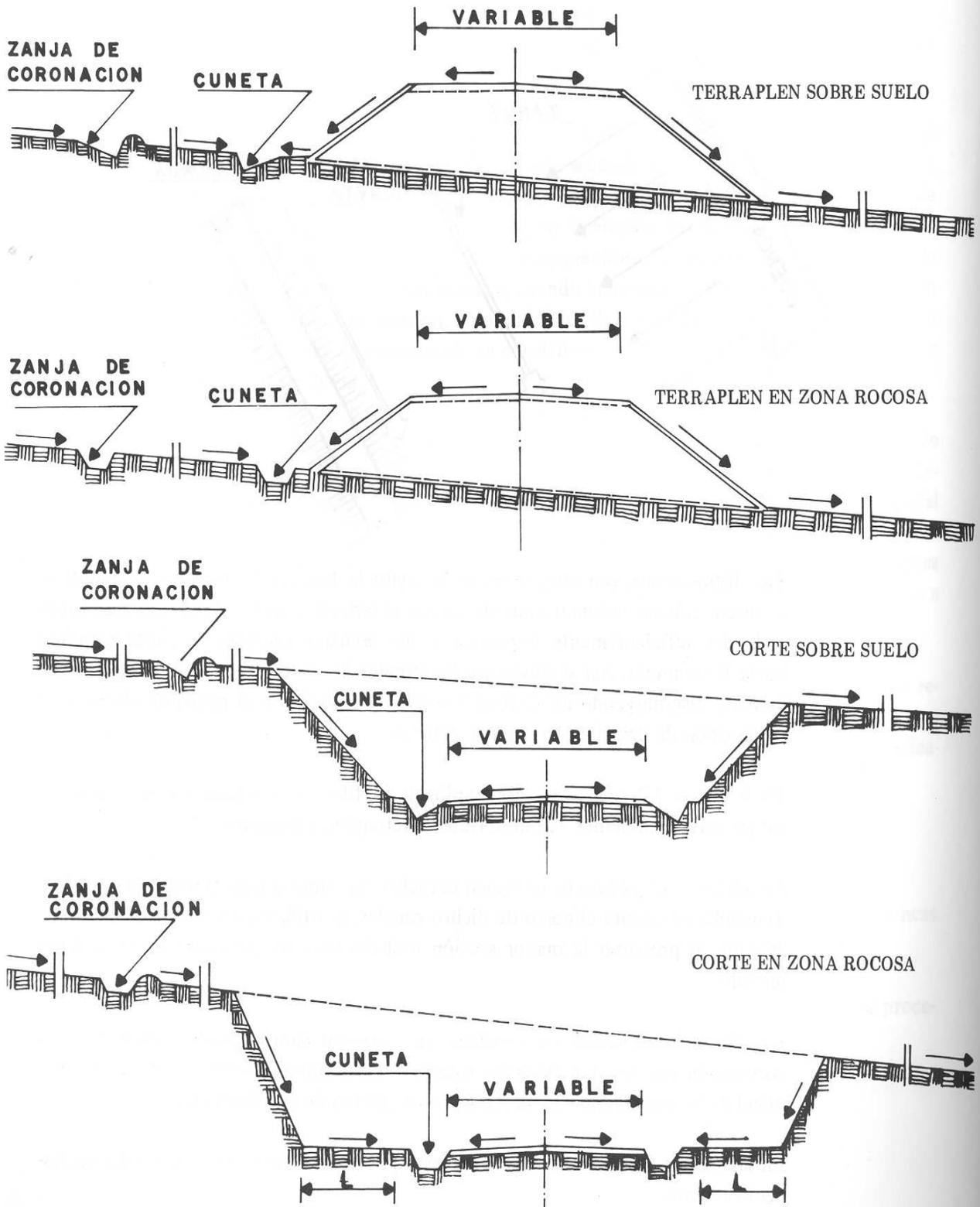


FIGURA 7.3: TIPOS DE CUNETAS USUALES.

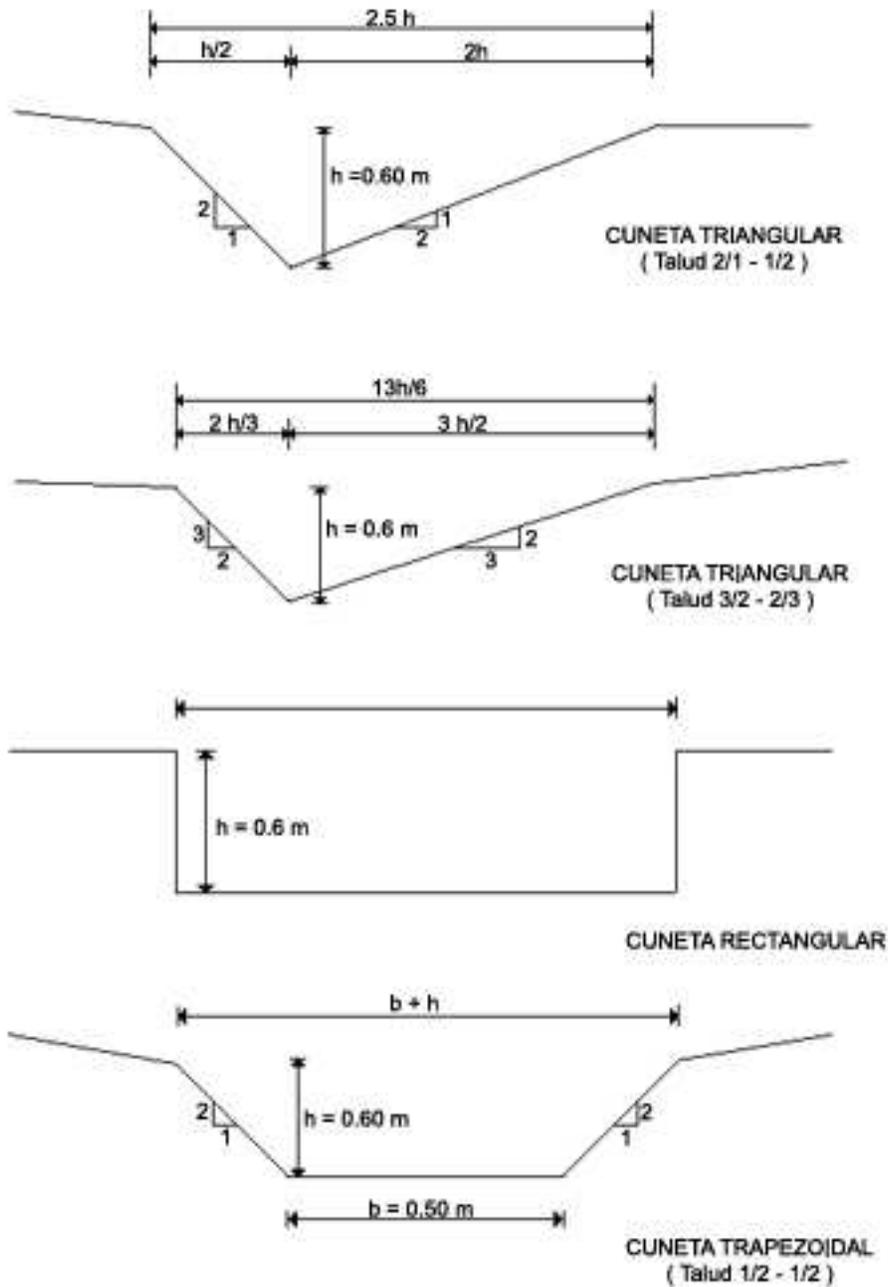
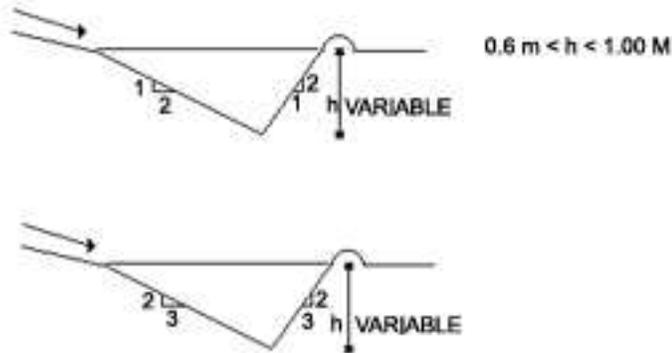
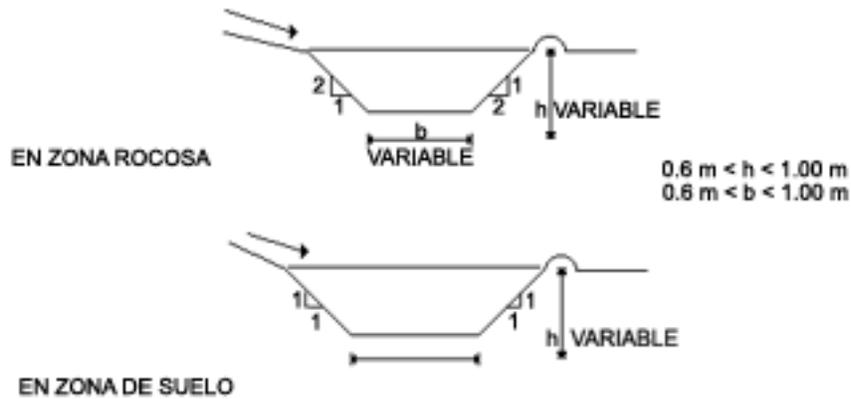


FIGURA 7.4: TIPOS DE ZANJAS USUALES.



TRIANGULARES ENCACHADAS O SIN ENCACHAR



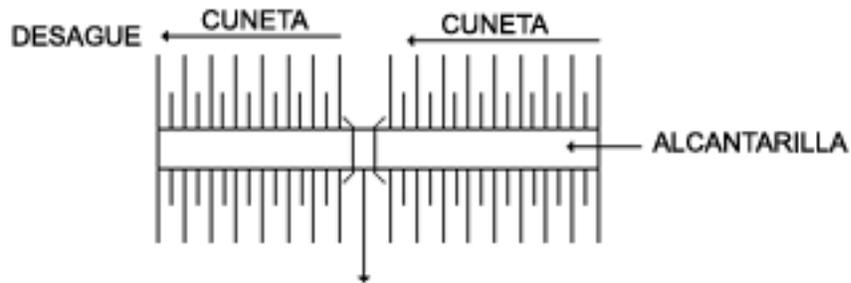
TRAPEZOIDALES ENCACHADAS O SIN ENCACHAR

Las zanjas y cunetas tienen que desaguar en obras más importantes para evitar el desbordamiento de las aguas cuando el caudal transitado sea mayor que la capacidad de la cuneta y para que la velocidad de tránsito producida en las zanjas y cunetas sea menor que la velocidad de socavación del terreno constitutivo de las mismas.

El problema que se plantea, entonces, es el de la longitud máxima admisible en zanja y cunetas para evitar o limitar la destrucción de las mismas por socavación y erosión. En terrenos muy susceptibles a la erosión, tanto las cunetas como las zanjas de avenimientos suelen revestirse con diversos materiales como una protección: Pavimentación con asfalto, tejas, mampostería, rip-rap, etc.

Cuando la longitud sea semejante a la longitud crítica será necesario desaguar las cunetas con obras transversales que crucen la carretera o divergiendo el flujo de agua lo más lejos posible de ésta. (Véase fig. 7.5)

FIGURA 7.5: DESAGUE DE CUNETAS.



7.3 Cálculo de las Cunetas

7.3.1 Capacidad de las Cunetas

La capacidad de las cunetas está regida por dos límites:

- El caudal que transita con la cuneta llena, y
- El caudal que produce la velocidad máxima admisible.

El caudal en las cunetas se calcula con la fórmula de Manning-Strickler.

$$Q = KA R_H^{2/3} S^{1/2}$$

Q: Caudal en m³/s.

V: Velocidad en m/s.

K: Coeficiente de rugosidad de Strickler.

S: Pendiente longitudinal en m/m.

R_H: Radio hidráulico en m.

A: Sección mojada en m².

Los coeficientes de Strickler más usados son:

- Cunetas excavadas en el terreno	K = 33
- Cunetas en roca	K = 25
- Cunetas de hormigón	K = 67

Dada una pendiente, la velocidad de escurrimiento crece con la altura del agua en la cuenca. Pasada cierta altura, la velocidad alcanza un valor erosivo. Existe una relación entre el tipo de material constitutivo de la cuneta, la pendiente longitudinal y la capacidad de la misma. Al sobrepasar dicha capacidad es necesario proteger la cuneta, encachándola; cambiar el tipo de cuneta o interrumpirla, y enviar el agua hacia un cauce natural, usando una obra de desagüe.

Se podría admitir que la mínima velocidad permisible en una zanja depende en parte de la cantidad de material que el agua acarrea de las tierras adyacentes, y el máximo valor depende del revestimiento que tenga aquella zanja.

Las velocidades límites admisibles son las siguientes:

- Arena fina arcillosa o limo arcilloso	0.75 m/s
- Limo o arcilla arenosa (arena <50%)	0.90 m/s
- Arcilla compacta	1.10 m/s
- Grava, arena y limo	1.50 m/s
- Grava, piedras medias	1.80 m/s
- Cuneta encachada o rocosa	3.50 m/s

En las zonas rocosas o en el caso de cunetas encachadas, la socavación no representa inconveniente, sino los desbordamientos y salpicaduras que suelen ocurrir cuando las aguas escurren con velocidades mayores de 3.5 m/s y encuentran un obstáculo en la cuneta.

Dichas velocidades imponen una capacidad máxima para cunetas encachadas o no, caudal que es preciso no superar para una pendiente determinada.

El área mojada **A** y el radio hidráulico **R_H** son funciones de la altura de agua **H**. Se pueden eliminar de la fórmula de Strickler, lo que permite calcular la capacidad límite, **Q_{max}**, de las cunetas triangulares en función de los parámetros **V** y **S**.

a) Cunetas Triangulares

1- Para cunetas con taludes 2:1 y 1:2, tenemos:

$$\text{El radio hidráulico } R_H = \frac{H\sqrt{5}}{6} = \left(\frac{V}{K\sqrt{5}} \right)^{3/2}$$

$$\text{La sección mojada } A = \frac{5}{4}H^2$$

de los cuales sacamos la capacidad límite

$$Q = AV = \frac{9V^4}{K^3 S^{3/2}} \text{ expresión que se usa hasta que la cuneta esté llena.}$$

donde,

K: Coeficiente de Strickler

V: Velocidad Admisible en m/s

S: Pendiente en m/m

Q: Capacidad en m³/s

2- Para cunetas con taludes 3:2 y 2:3, tenemos:

$$\text{El radio hidráulico y } R_H = \frac{H\sqrt{13}}{10} = \left(\frac{V}{K\sqrt{S}} \right)^{3/2}$$

$$\text{La sección mojada } A = \frac{13H^2}{12}$$

De los cuales sacamos la capacidad límite.

$$Q = AV = \frac{50}{6} \frac{V^4}{K^3 S^{2/3}}$$

Esta es una expresión que se usa hasta que la cuneta esté llena.

Con esta fórmula se calcula la máxima capacidad de la cuneta correspondiente a la velocidad admisible para distintas pendientes.

Las figuras 7.6 a 7.9 sintetizan estas ecuaciones.

Es interesante notar que tanto para las cunetas triangulares como trapezoidales, la pendiente longitudinal mínima será 0.30% o sea 3 mm/metros y que se suelen usar más particularmente las cunetas de 0.50 y 0.60 m. de profundidad por que se obstruyen menos frecuentemente que las de profundidad menor.

b) Cunetas trapezoidales

Dichas cunetas se recomiendan, únicamente, encachadas o en zona rocosa.

Paras las cunetas trapezoidales de talud 1:2, tenemos:

$$\text{El radio hidráulico } R_H = \left(\frac{V}{K\sqrt{S}} \right)^{3/2} = \frac{(2B+H)H}{2(B+H\sqrt{5})} \text{ y}$$

$$\text{La sección mojada } A = H \left(B + \frac{H}{2} \right).$$

No se puede obtener una expresión analítica sencilla y para cada pendiente, S, se despeja primero H con la fórmula:

$$H = 1/2 \left(4.47 R_H - 1.20 + \sqrt{1.44 - 5.93 R_H + 20 R_H^2} \right).$$

Con el cual se calcula A y luego **Q = AV**

Las figuras 7.10 y 7.11 presentan los gráficos de estos cálculos.

7.3.2 Longitud Máxima

Las capacidades límites indicadas en el acápite anterior permiten determinar la longitud máxima de las cunetas entre dos obras de desagüe.

Para un tipo de cuneta realizada en cierto material, de pendiente longitudinal determinada, la longitud máxima depende del caudal que ha de transitar.

Se presentan dos casos típicos: cuando existe zanja de coronación y cuando no existe.

1. Arena fina arcillosa o limo arcilloso $V = 0.75$ m/s
2. Limo o arcilla arenosa (arena $< 50\%$) $V = 0.90$ m/s
3. Arcilla compacta $V = 1.10$ m/s
4. Grava arena y limo $V = 1.50$ m/s
5. Grava, piedras medias 1.80 m/s

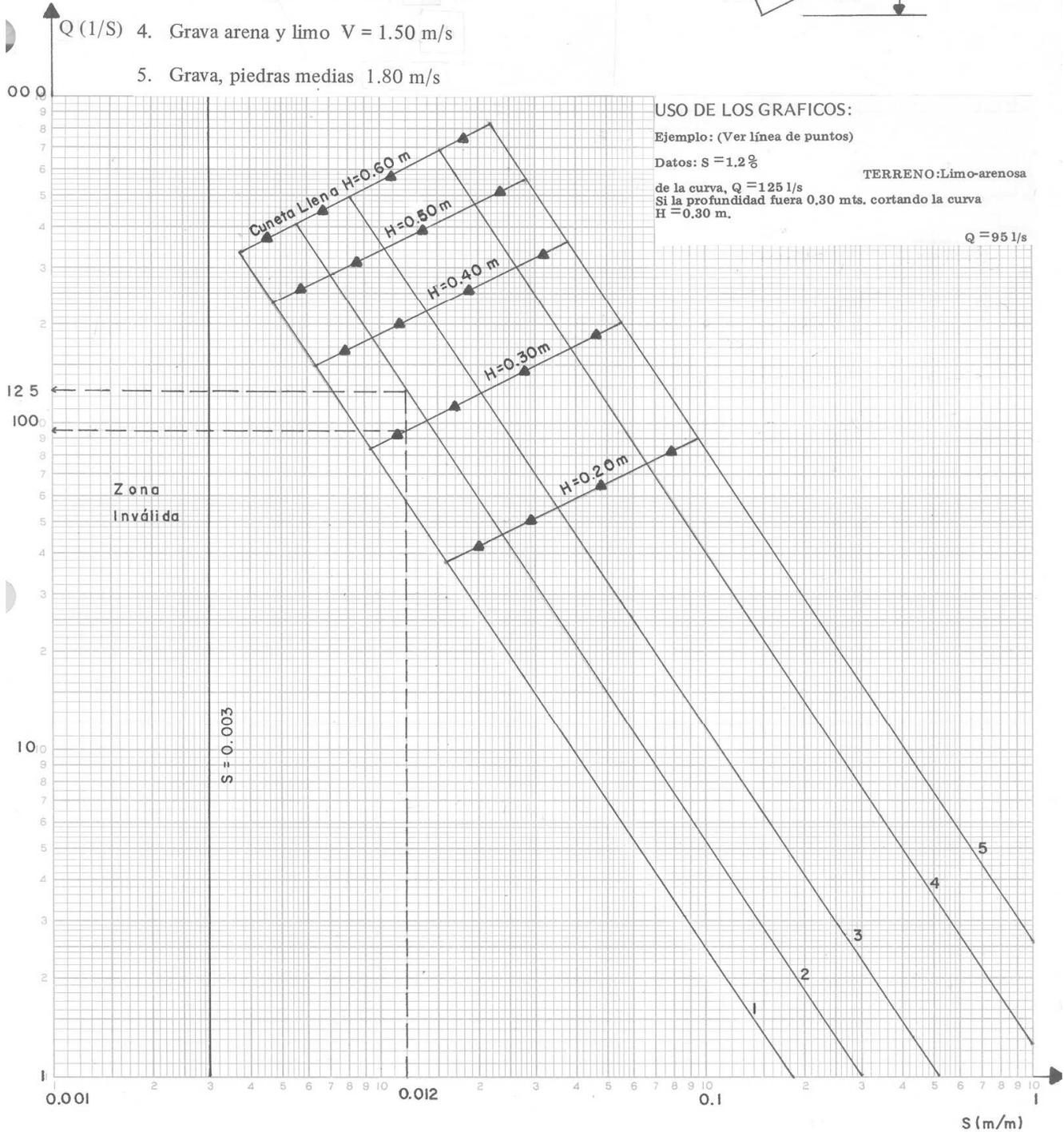
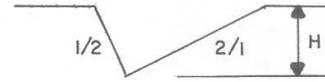


FIGURA 7.6 CUNETAS TRIANGULARES 2/1 Y 1/2 SIN ENCACHAR (K=33) CAPACIDAD MÁXIMA

1. Arena fina arcillosa o limo arcilloso $V = 0.75 \text{ m/s}$
2. Limo o arcilla arenosa (arena $< 50 \%$) $V = 0.90 \text{ m/s}$
3. Arcilla compacta $V = 1.10 \text{ m/s}$
4. Grava arena y limo $V = 1.50 \text{ m/s}$
5. Grava, piedras medias $V = 1.80 \text{ m/s}$

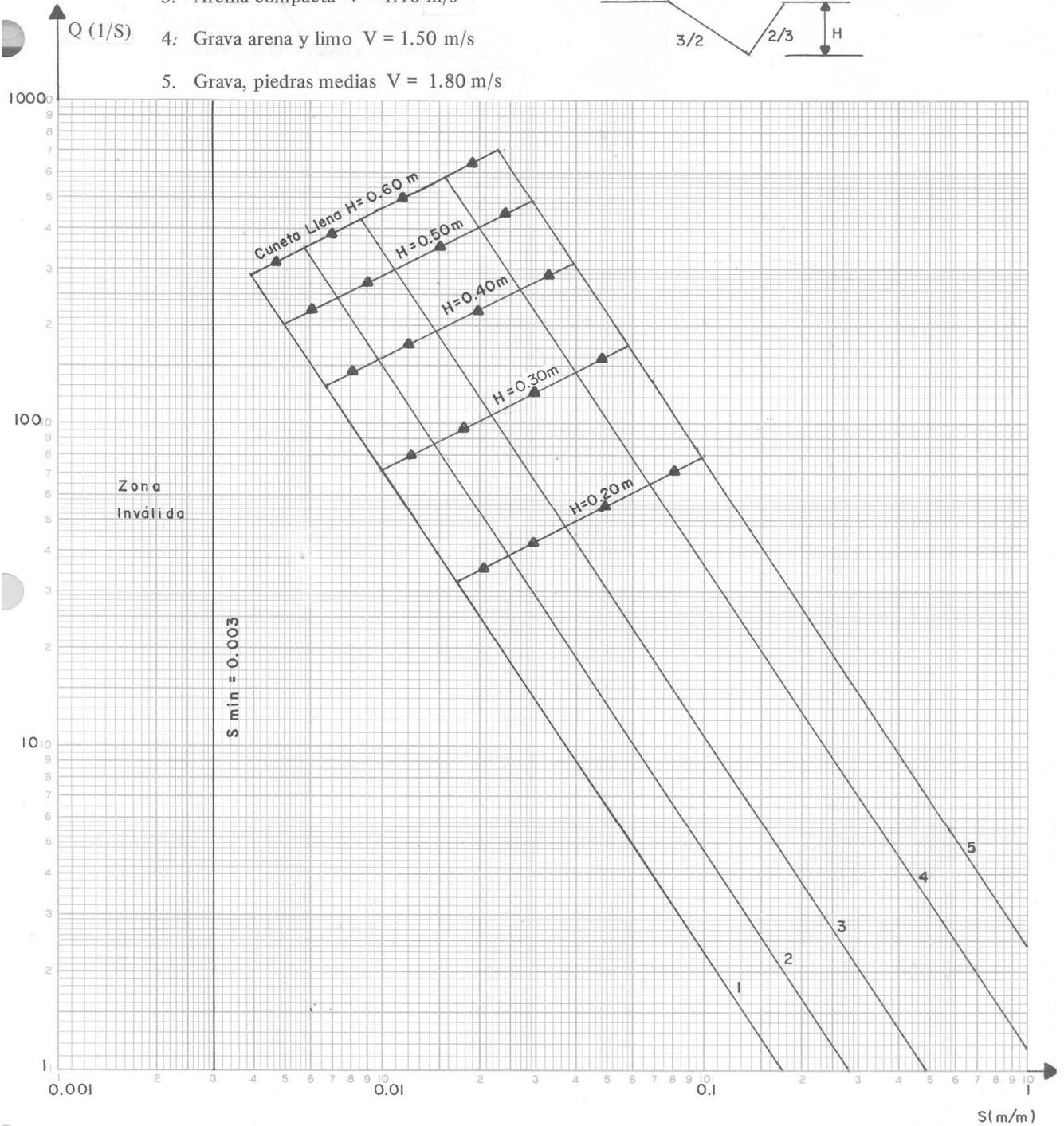
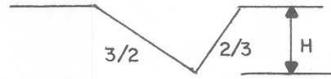


FIGURA 7.7



6. Cuneta encachada $V = 3.50$ m/s

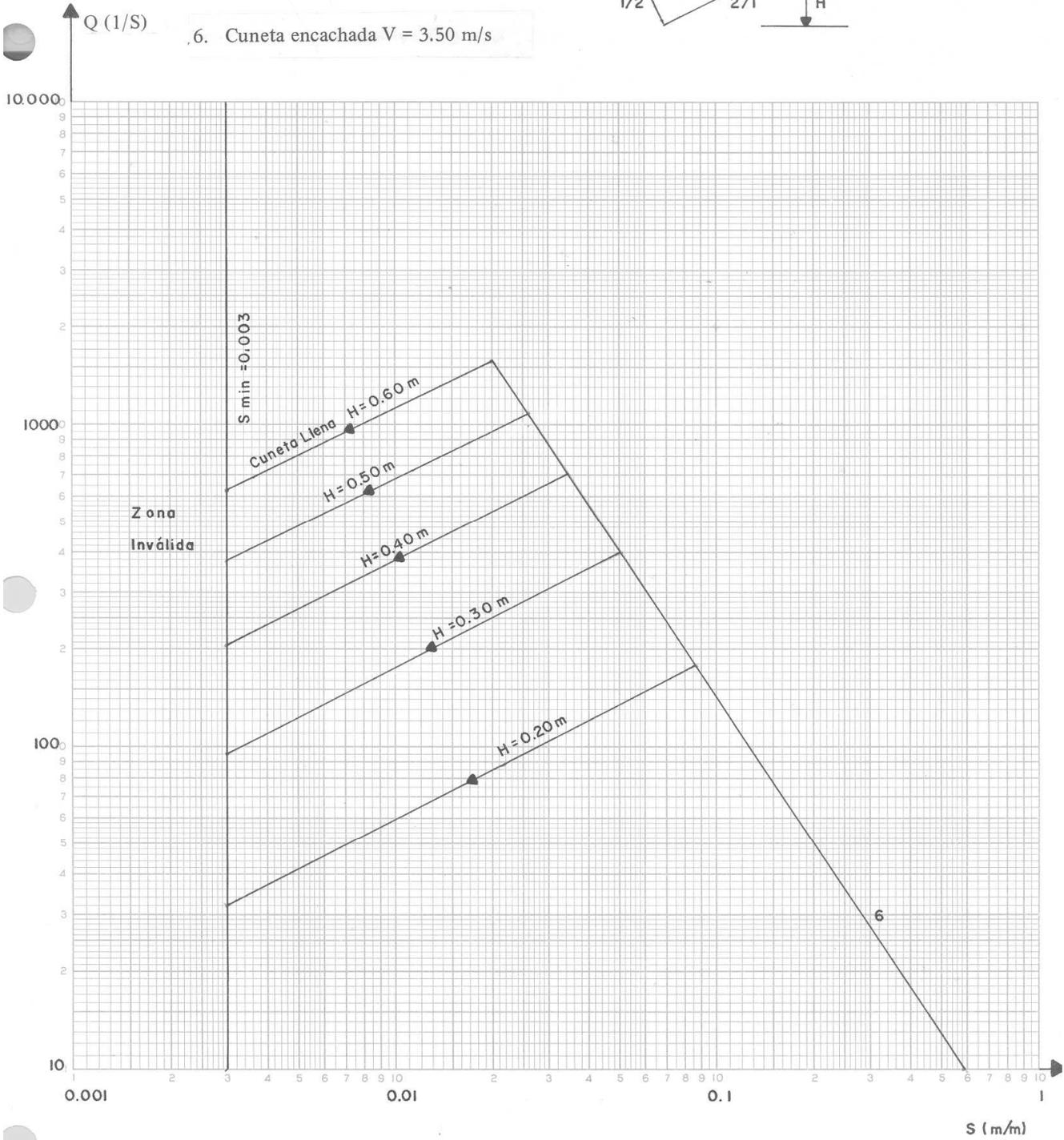


FIGURA 7.8

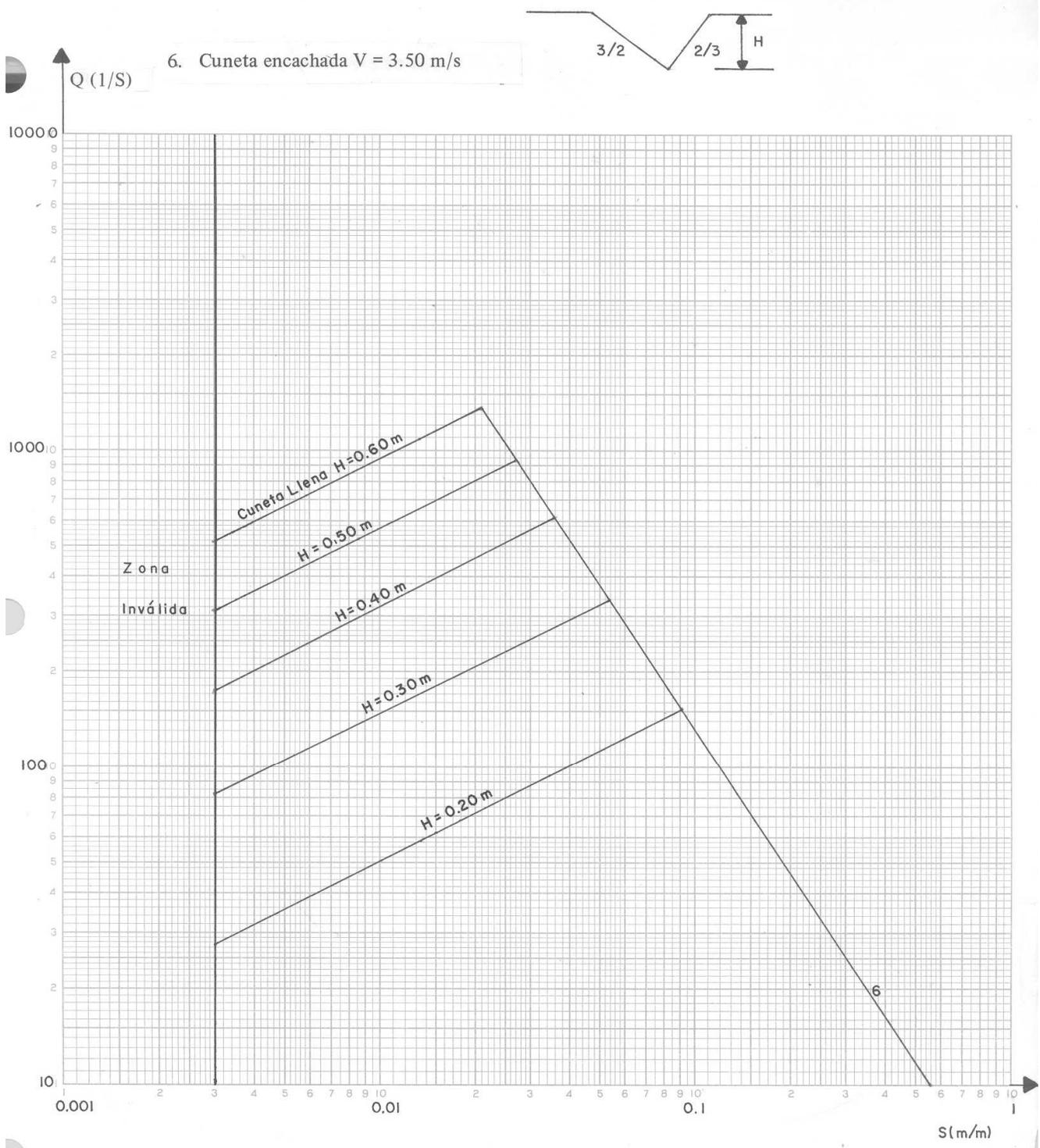
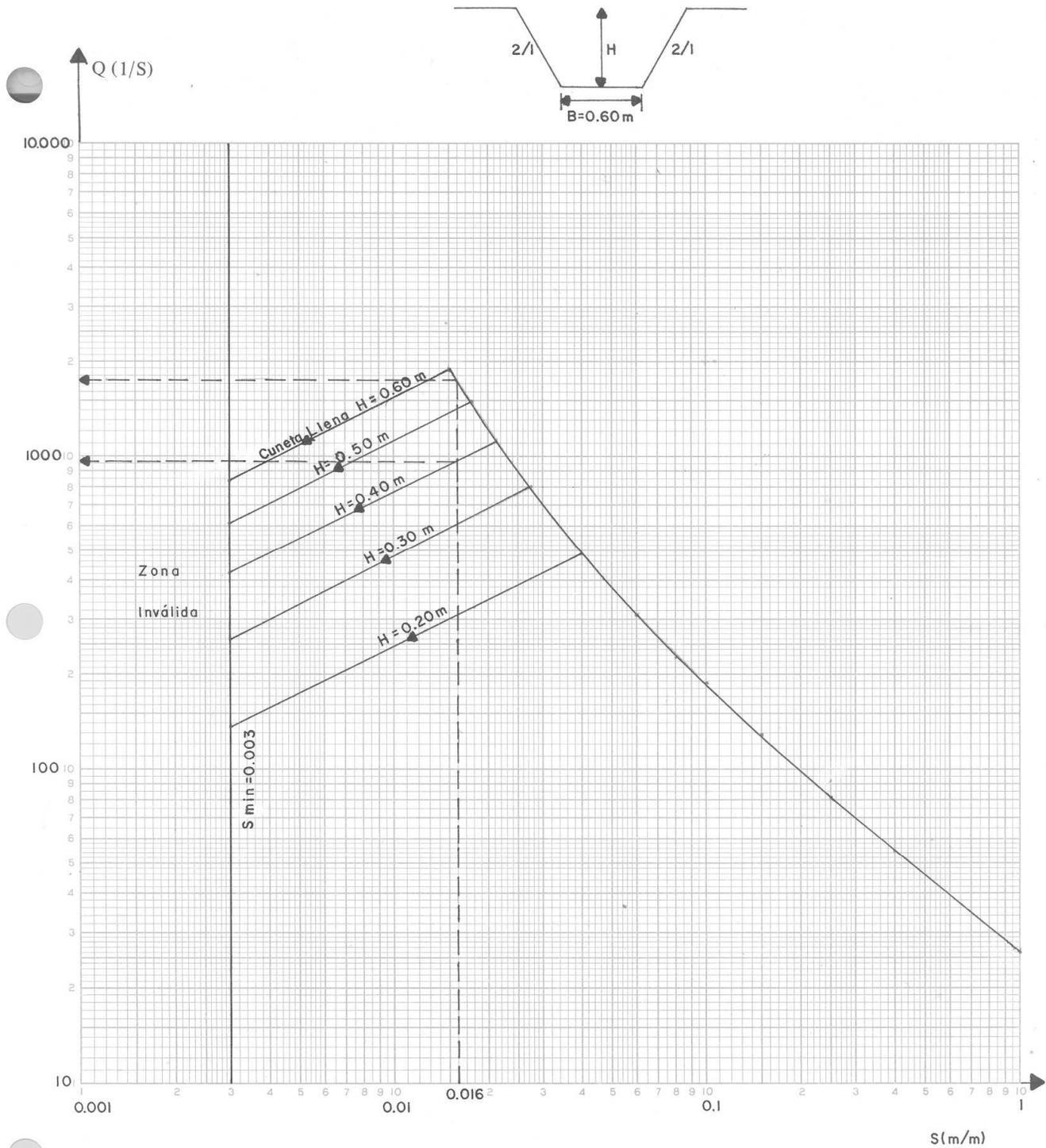


FIGURA 7.9



**FIGURA 7.10 CUNETAS TRAPEZOIDALES ANCHURA $B = 0.60$ M
ENCACHADAS (K 67) CAPACIDAD MÁXIMA**

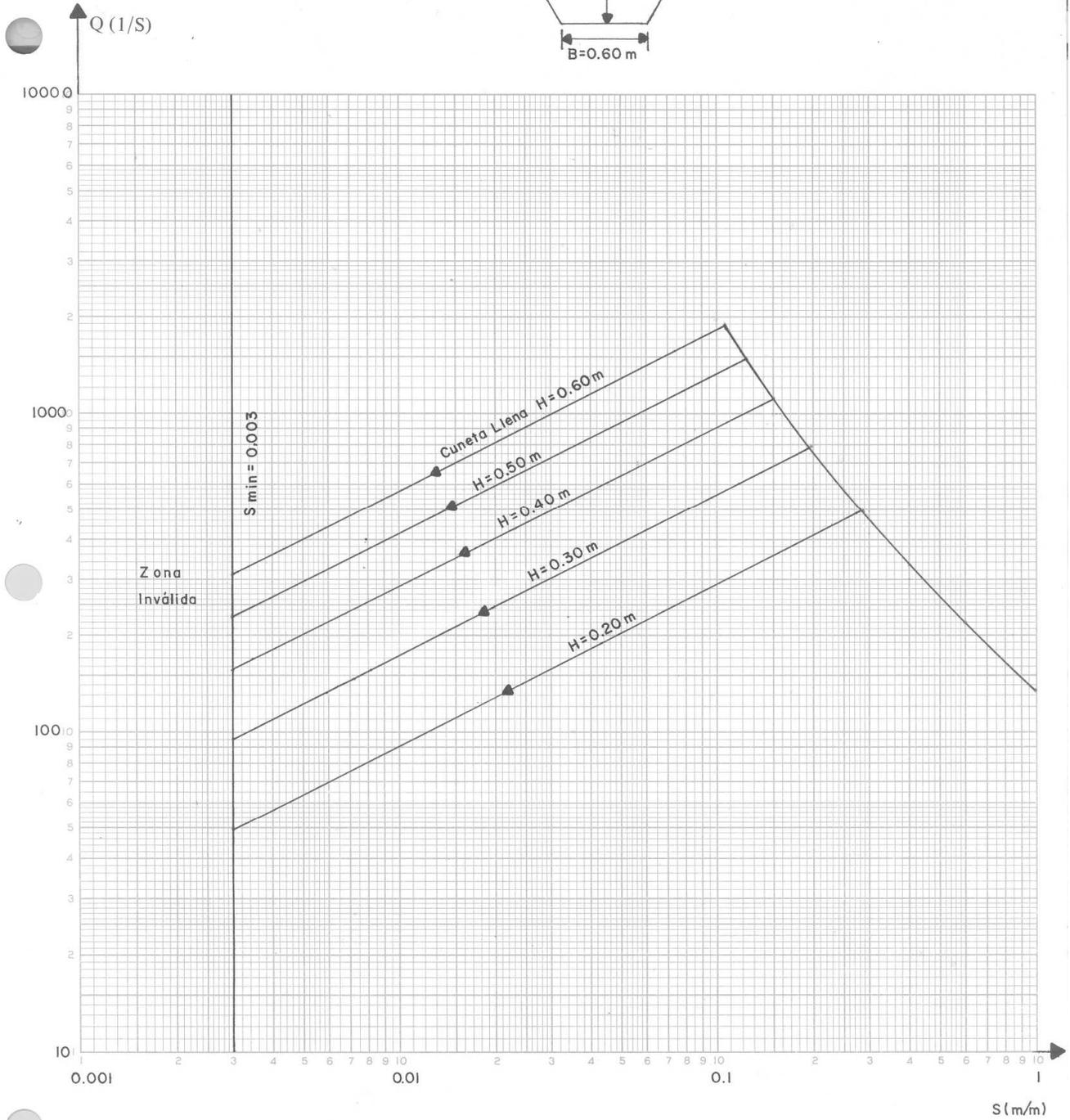
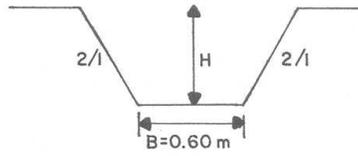
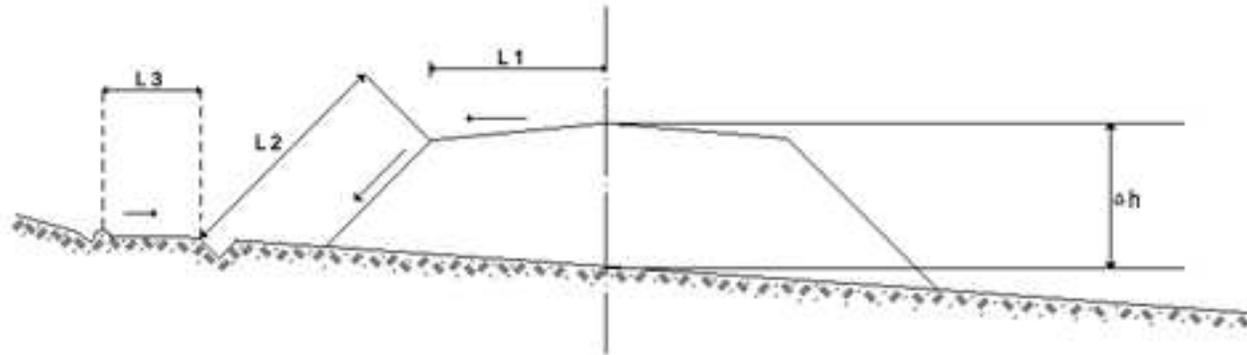


FIGURA 7.11

a) FIGURA 7.12: CUANDO EXISTE ZANJA EXTERIOR.



La zanja exterior está generalmente a menos de 10m. de la cuneta.

Se tomaran los valores siguientes para el coeficiente de escorrentía.

$C_1 = 0.95$ para la plataforma

$C_2 = 0.80$ para el talud y la cuneta

$C_3 = 0.70$ para el área entre la zanja exterior y la cuneta.

El coeficiente de escorrentía ponderado se calcula con la expresión:

$$C = \frac{L_1 C_1 + L_2 C_2 + L_3 C_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

Donde L_1 , L_2 y L_3 están definidos en la figura 7.12.

Se calcula el caudal de tránsito con el método racional, utilizando la formula de Kirpich par el tiempo de concentración.

Para la longitud de cuneta L , el tiempo de concentración de Kirpich se expresa:

$$T_C = 0.0192 \frac{(L_1 + L_2 + L)^{1.155}}{(SL + \Delta h)^{0.385}}$$

donde,

L_1 : Anchura de la media plataforma en m

L_2 : Distancia entre la plataforma y la cuneta en m.

L : longitud de la cuneta en m.

S : Pendiente de la cuneta en m/m.

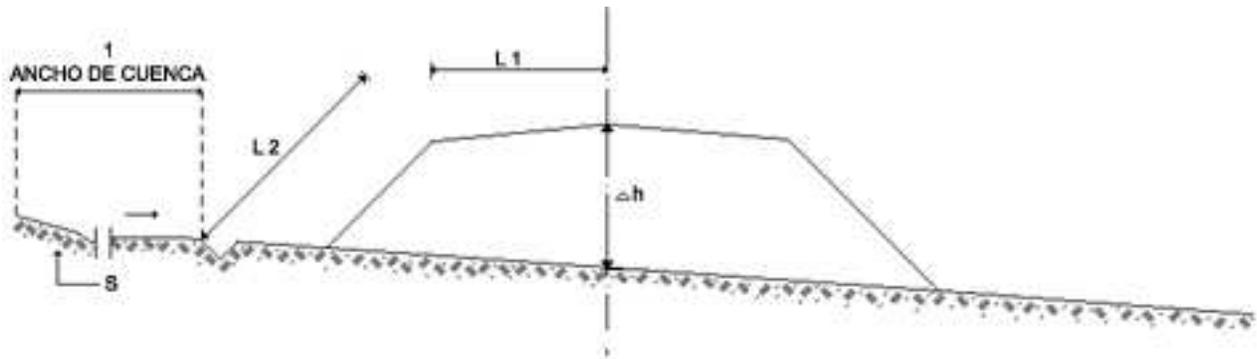
Δh : Altura del terraplén en m.

T_c : Tiempo de concentración en minutos

Conociendo el área $A = (L_1 + L_2 + L_3)L$, se calcula

Inmediatamente el caudal $Q = \frac{CIA}{3.6}$ y se comprueba con la capacidad de la cuneta.

b) **FIGURA 7.13: CUANDO NO EXISTE ZANJA EXTERIOR.**



La cuneta longitudinal adyacente a la carretera escurre en la cuneta y se considera como un rectángulo cuya longitud sería L (longitud de la cuneta) y su anchura sería 1 .

Si llamamos S a la pendiente transversal aproximada de la cuneta, el tiempo de concentración de Kirpich se expresa:

$$T_c = 0.0192 \frac{(L + 1)^{1.155}}{(SL + sl)^{0.385}}$$

donde:

1 : Anchura media de la cuneta adyacente, en m.

L : Longitud de la cuneta en m.

S : Pendiente longitudinal de la cuenca en m/m.

s : Pendiente transversal de cuenca en m/m.

T_c: Tiempo de concentración en minutos.

Conociendo $A = (L_1 + L_2 + 1) L$, se calcula el caudal $Q = \frac{CIA}{3.6}$ después de haber calculado el coeficiente de escorrentía. (Véase fig. 7.13)

$$C = \frac{L_1 C_1 + L_2 C_2 + lc}{L_1 + L_2 + 1}$$

Los valores de **C** se obtienen de la tabla 3.1 y al final se comprueba la capacidad de la cuneta con el caudal calculado.

7.4 Cálculo de las Zanjas de Coronación

7.4.1 Características Generales

Las zanjas exteriores o zanjas de coronación se usan para recoger las aguas procedentes de una cuenca longitudinal exterior y para desaguarlas lejos de la zona constituida por la carretera y sus zonas adyacentes.

Al contrario de las cunetas, encargadas de recoger las aguas de la plataforma y de las zonas adyacentes, las zanjas exteriores pueden, en ciertos casos, recoger aguas escurridas procedentes de cunetas importantes, antes de llevarlas hasta un cauce natural o artificial. Pueden hacerse a medio talud para desviar alguna corriente de agua que se dirija directamente o en régimen laminar por el talud de un corte, llamándose en estos casos zanjas de diversión o derivación de agua.

En suelo se utilizarán más frecuentemente zanjas triangulares por ser más fáciles de realizar. Los taludes serán 2:1 y 1:2 ó 3:2 y 2:3 y su profundidad podrá alcanzar hasta 1.00 m. No se debe sobrepasar ese valor debido a que su mantenimiento se haría muy difícil.

Si los caudales a recoger resultan importantes, se utilizarán zanjas encachadas y excepcionalmente zanjas trapezoidales encachadas o no. Los taludes de dichas zanja trapezoidal serán de 1:1, en suelos. Teóricamente, la anchura de dicha zanja puede alcanzar 5.00 m., pero se recomienda por razones de seguridad, no pasar de los 2.00m. En ciertos casos, la zanja trapezoidal puede encacharse.

La pendiente mínima admisible para dichas zanjas, triangulares o trapezoidales, será de 0.003 o sea 3m/km, para evitar una sedimentación excesiva.

7.4.2 Capacidad Máxima

La capacidad máxima para zanjas se calcula del mismo modo que para las cunetas.

Las figuras 7.14 a 7.17 dan los gráficos para el caso de zanjas triangulares, y los gráficos 7.18 a 7.22 para zanjas trapezoidales.

7.4.3 Longitud Máxima

La longitud máxima de las zanjas se calcula del mismo modo que para cunetas.

7.5 Normas de Dimensionamiento

Las normas de dimensionamiento difieren según la categoría de la vía, ya sea primaria, secundaria o terciaria.

Los parámetros esenciales para el dimensionamiento de cunetas y zanjas son los siguientes:

a) El período de retorno

- Vía primaria	10 años
- Vía secundaria	5 años
- Vía terciaria	2 años

b) La pendiente mínima longitudinal será 0.003 m/m o sea 3m/km.

c) La profundidad máxima admisible será:

- Para cunetas: 0.60 m. sabiendo que las más usuales son 0.50 y 0.60m.

- Para zanjas: 1.00m.

d) La velocidad máxima admisible según el material constitutivo de la zanja o de la cuneta será:

Caso 1: Arena fina arcillosa-limo arcilloso	0.75 m/s
Caso 2: Limo o arcilla arenosa (arena < 50%)	0.90 m/s
Caso 3: Arcilla compacta	1.10 m/s
Caso 4: Grava, arena y limo	1.50 m/s
Caso 5: gravas medias	1.80 m/s
Caso 6: Cunetas y zanjas encachadas o terreno rocoso	3.50 m/s

d) Tipo de cuneta o zanja según el terreno

Colectora de agua	Tipo Terreno	Tipo Cuneta o Zanja	Talud
Cuneta	Tierra	Triangulares	2:1 y 1:2 3:2 y 2:3
	Roca	Trapezoidales	Ancho: B = 0.60m Talud 1:2
Zanja	Tierra	Triangulares	2:1 y 1:2 3:2 y 2:3
		Trapezoidales	Ancho: $0.60B \leq 2.00$ Talud 1:1
	Roca	Trapezoidales	Ancho: $0.60B \leq 2.00$ Talud 1:2

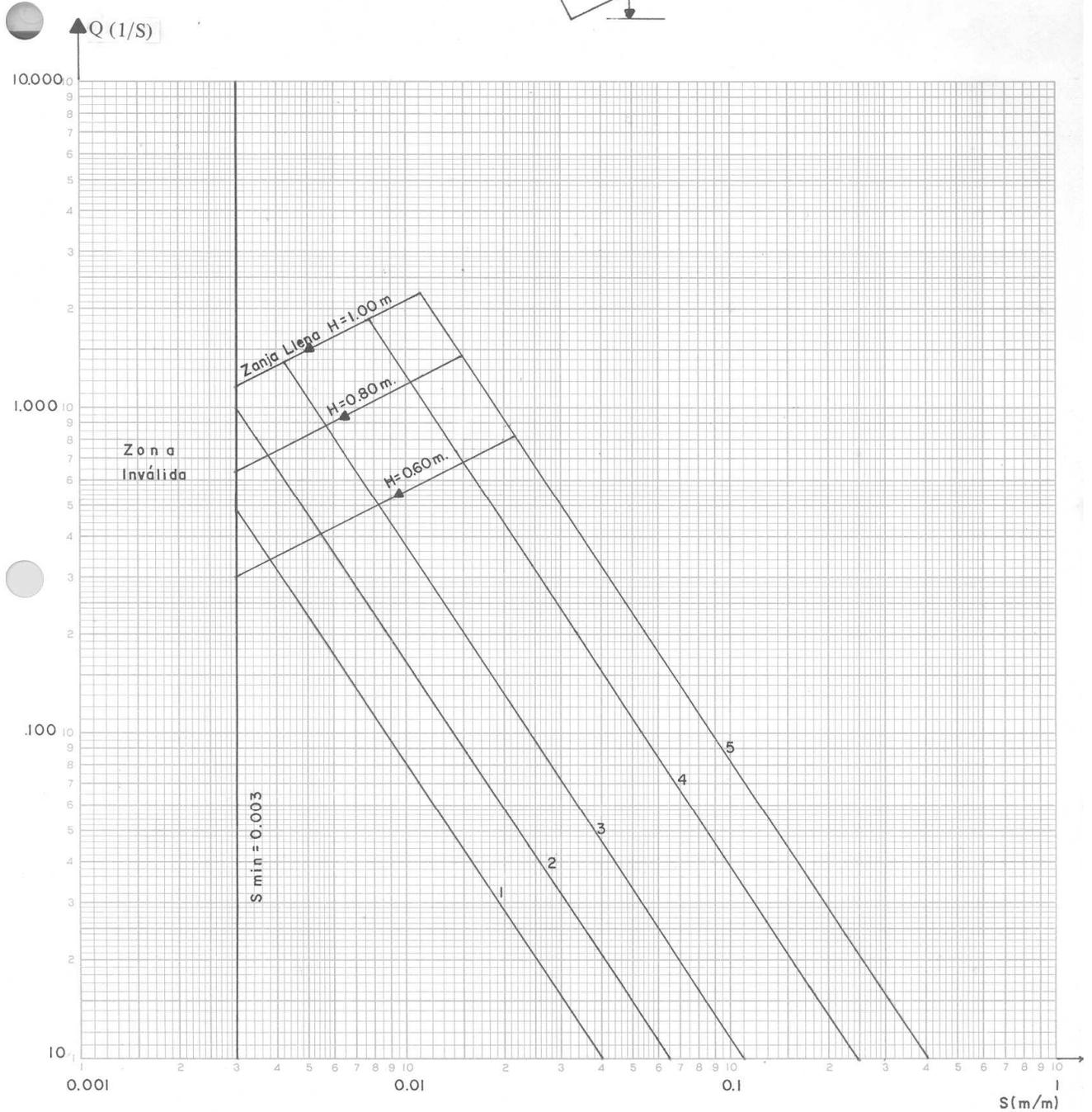
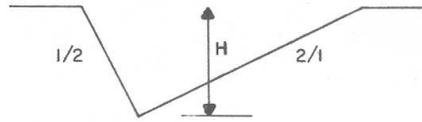


FIGURA 7.14: ZANJAS DE CORONACIÓN 2/1 Y 1/2 EN TERRENO DE SUELO. ($k = 33$) CAPACIDAD MAXIMA.

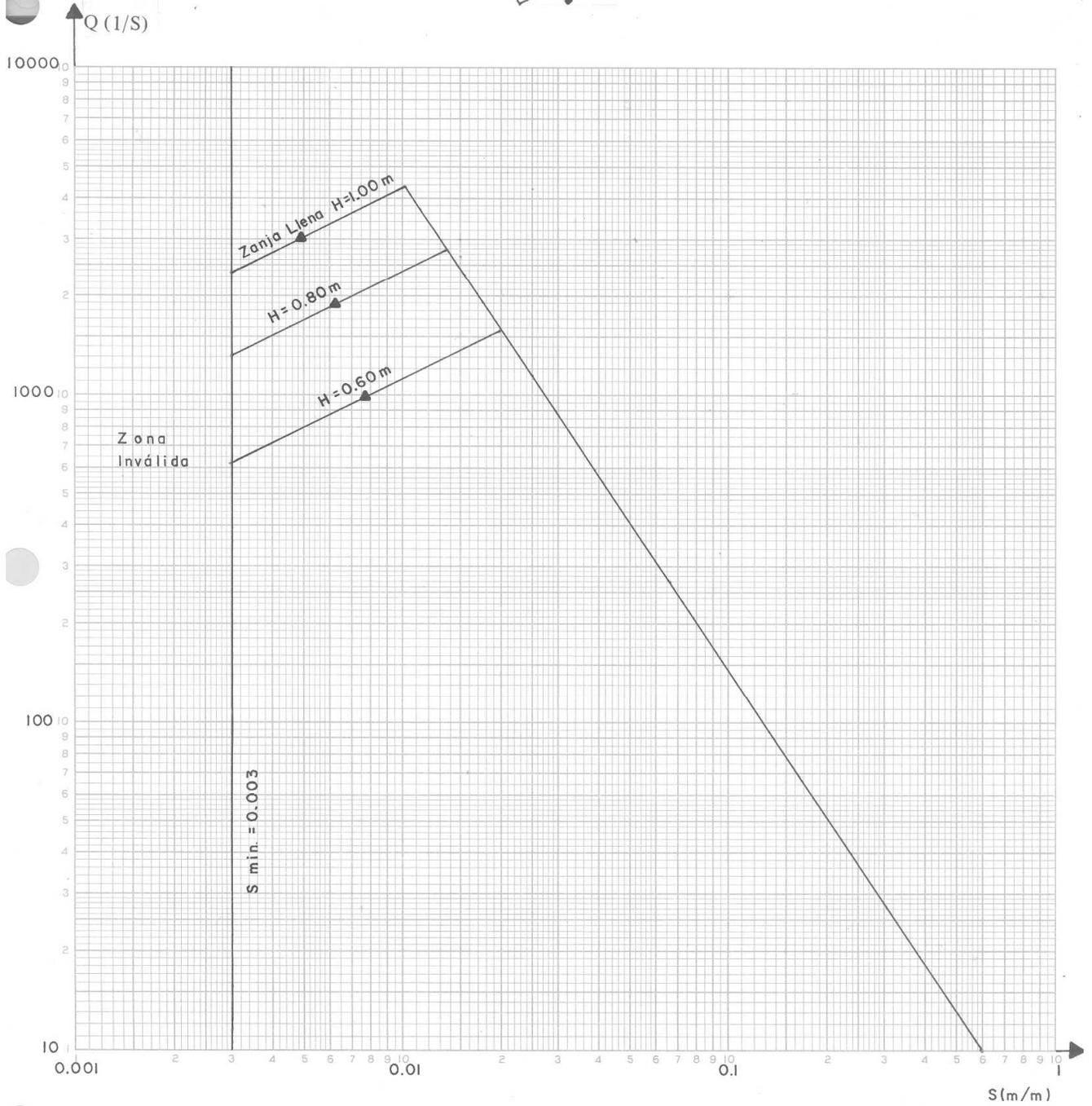
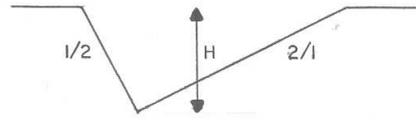


FIGURA 7.15: ZANJA DE CORONACIÓ 2/1 Y 1/2 ENCACHADA ($k = 67$) CAPACIDAD MAXIMA.

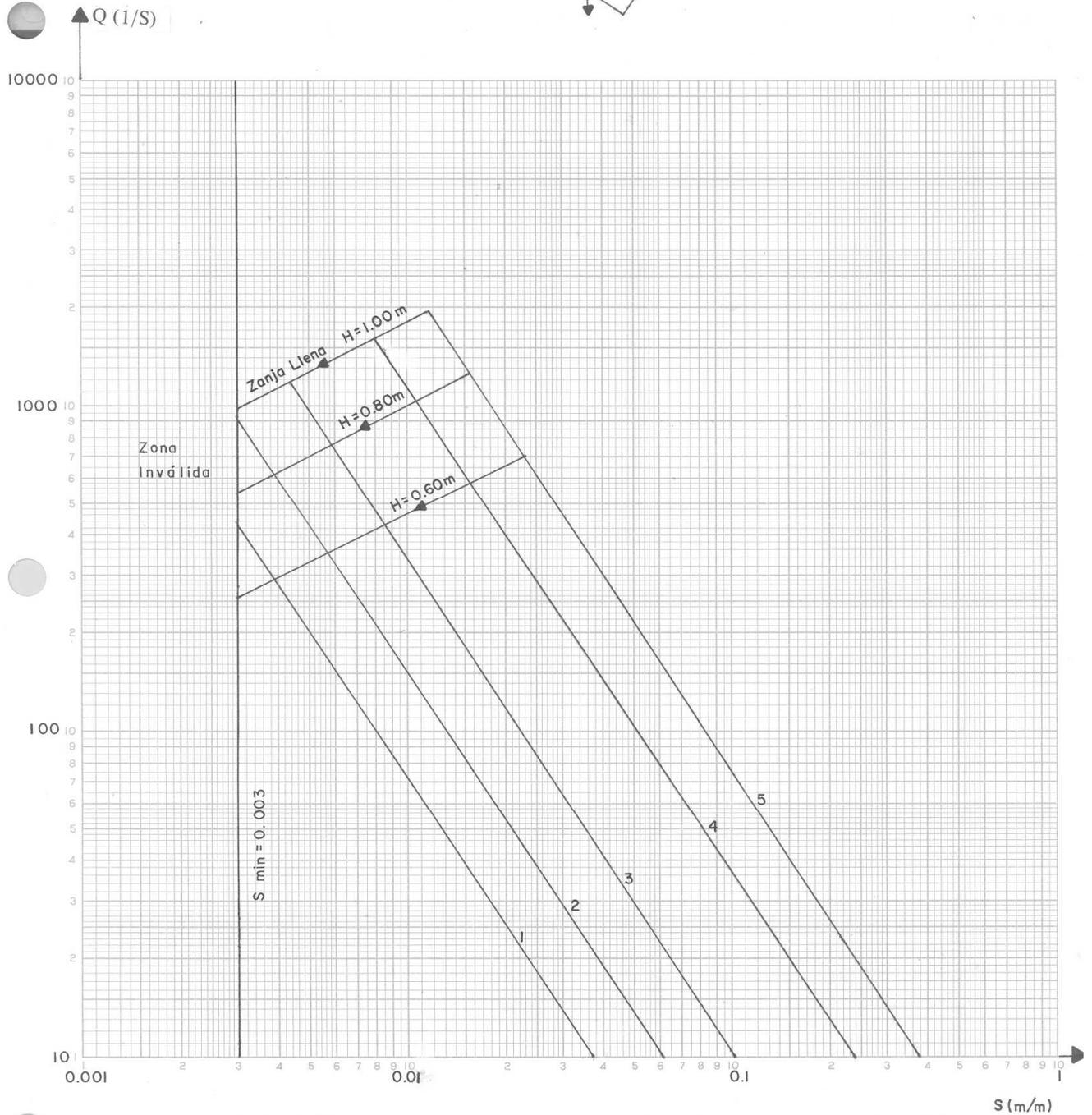
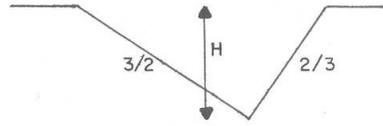


FIGURA 7.16: ZANJA DE CORRONACIÓN 2/3 Y 3/2 EN TERRENO DE CAPACIDAD MÁXIMA.

SUELO (K = 33)

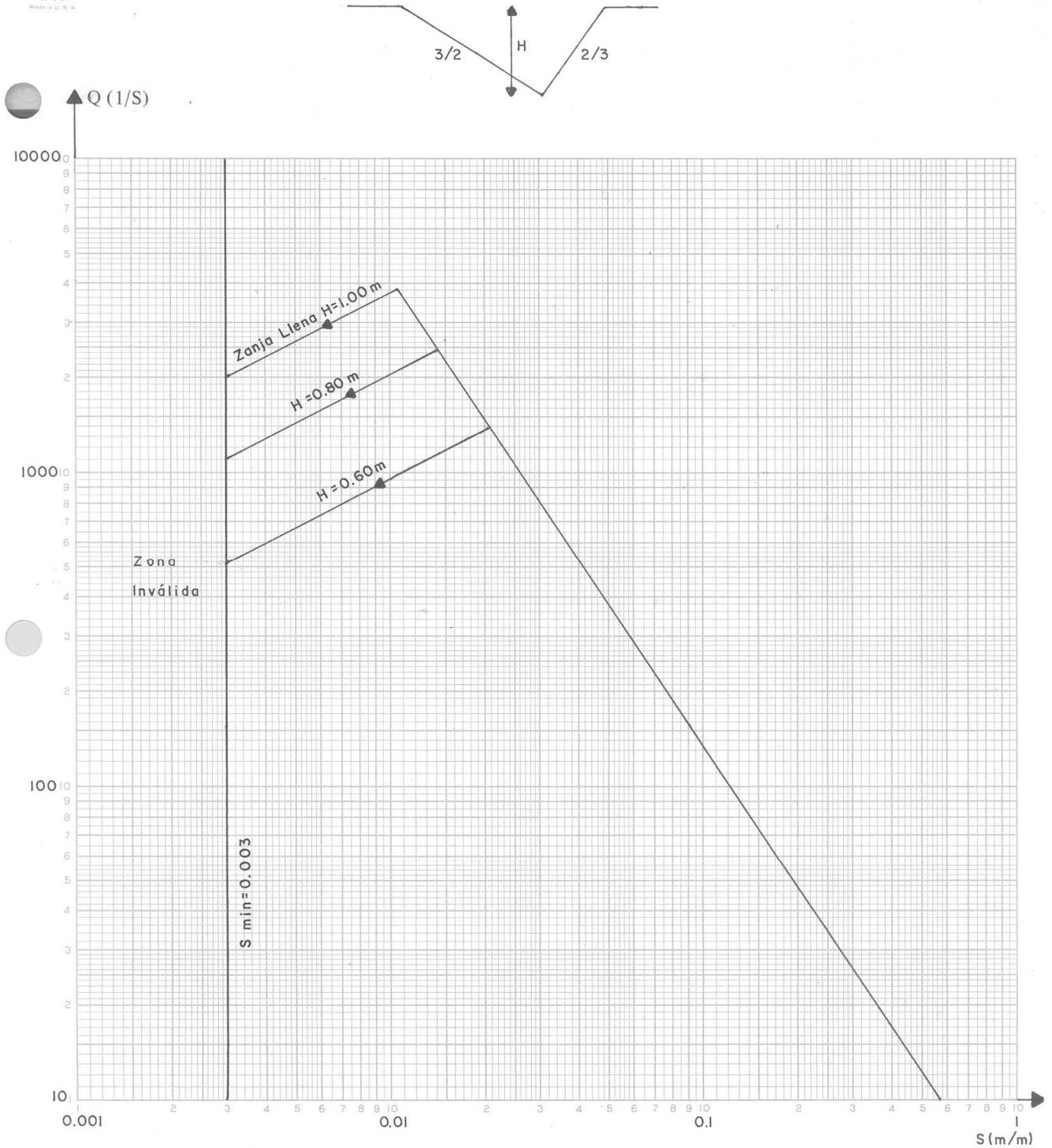


FIGURA 7.17: ZANJAS DE CORRONACIÓN 2/3 Y 3/2 ENCACHADAS (K = 67) CAPACIDAD MAXIMA.

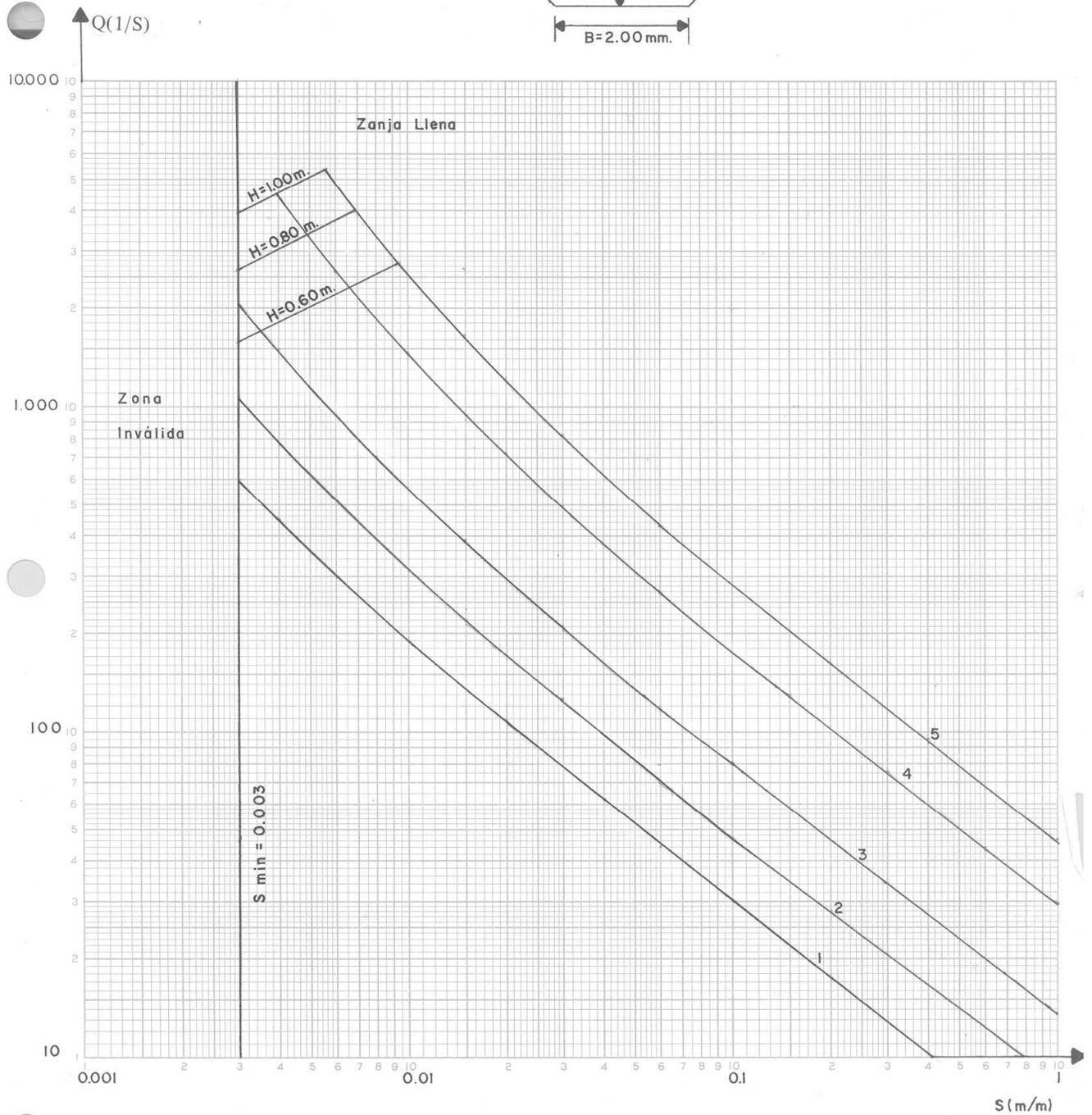
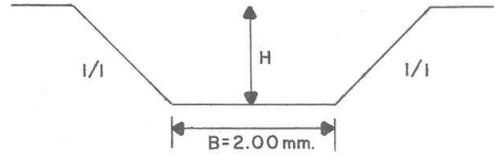


FIGURA 7.18: ZANJAS TRAPEZOIDALES EN TERRENO DE SUELO ($k = 33$) CAPACIDAD MAXIMA.

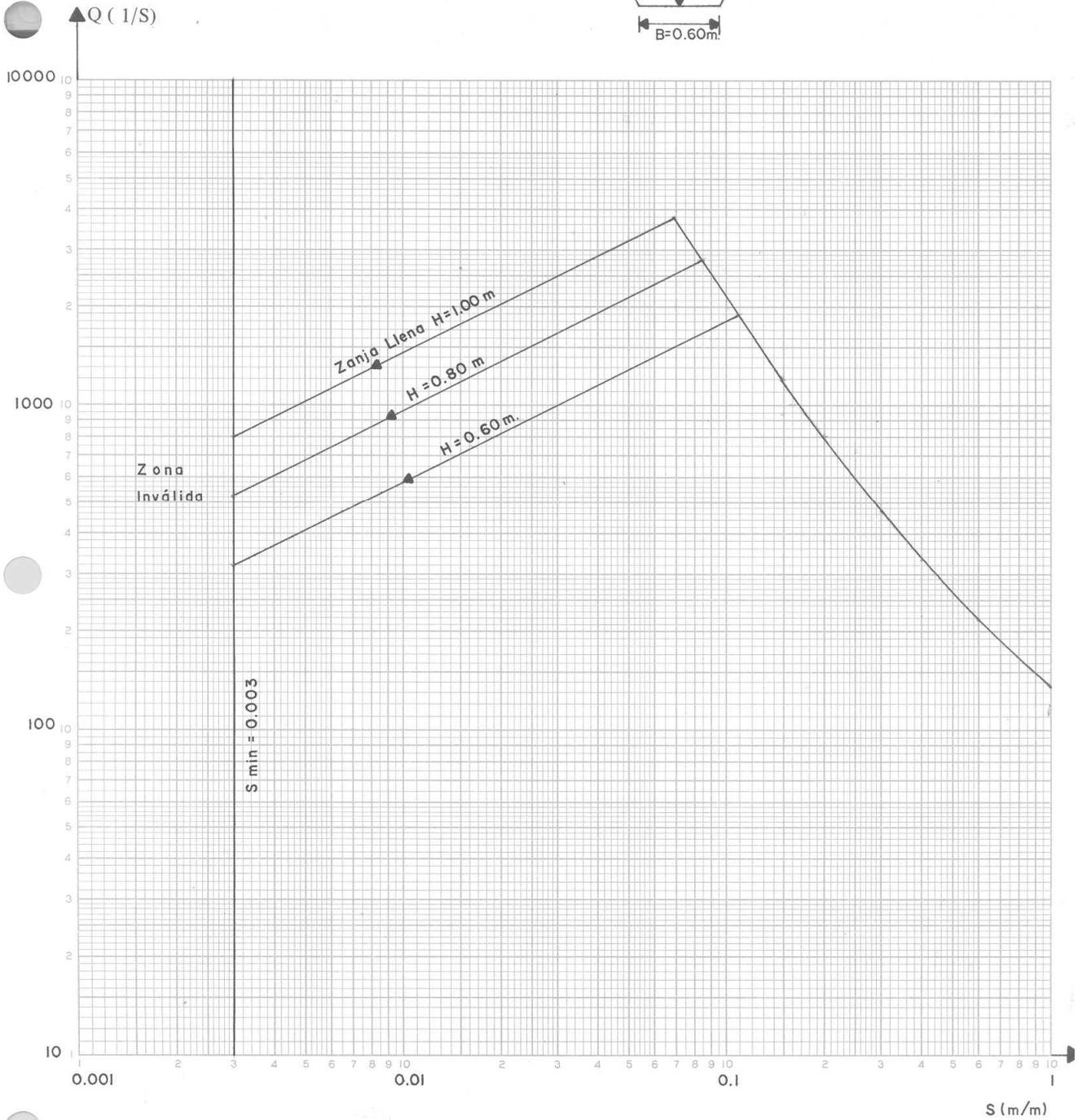
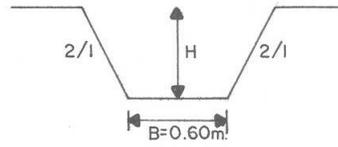


FIGURA 7.19: ZANJAS TRAPEZOIDALES EN TERRENO ROCOSO CON ANCHURA $B = 0.60\text{ M}$. ($K = 25$) CAPACIDAD MAXIMA.

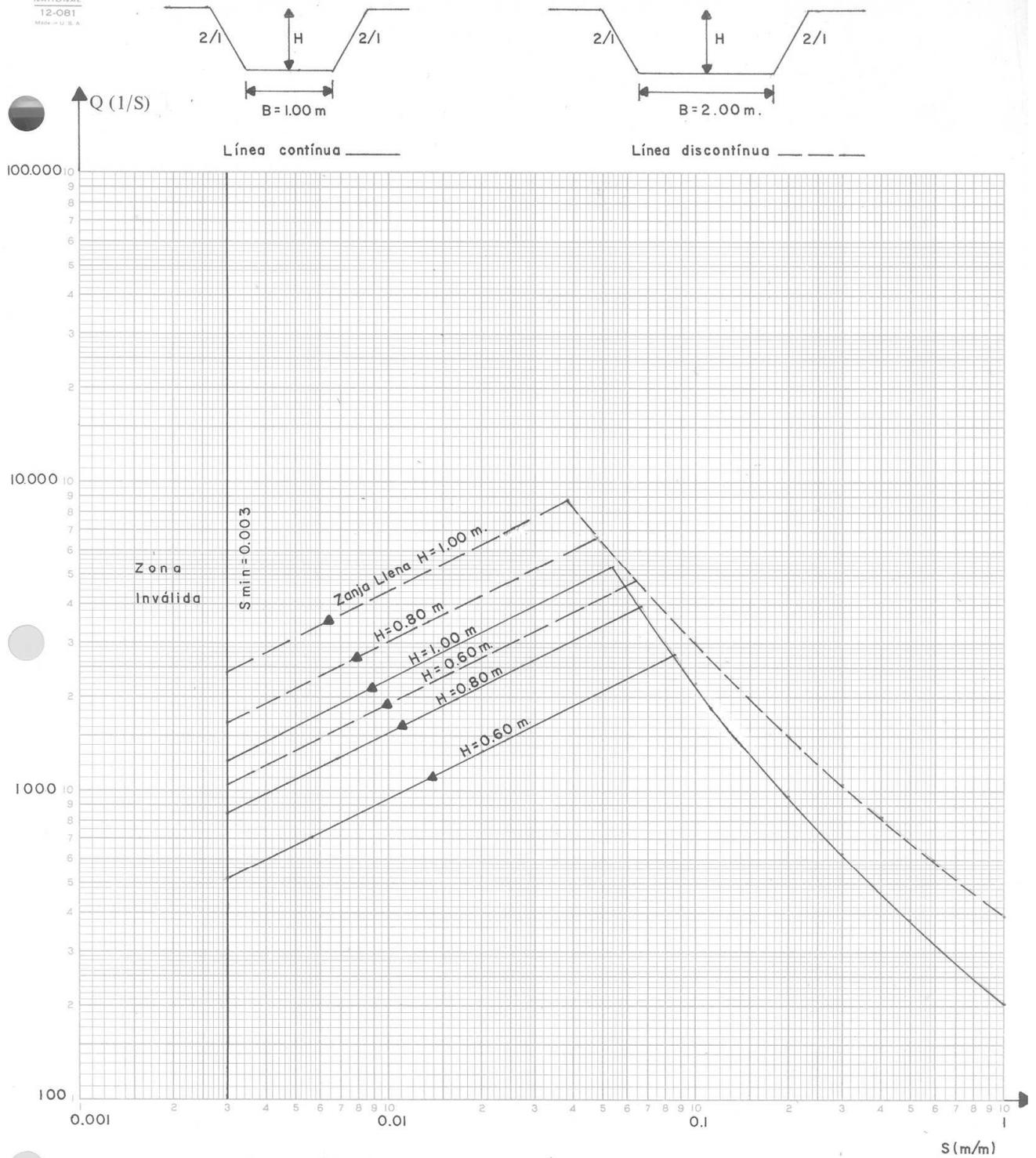


FIGURA 7.20: ZANJAS TRAPEZOIDALES EN TERRENO ROCOSO CON ANCHURA B = 1.00 M. Y B = 2.00 M. (K = 25) CAPACIDAD

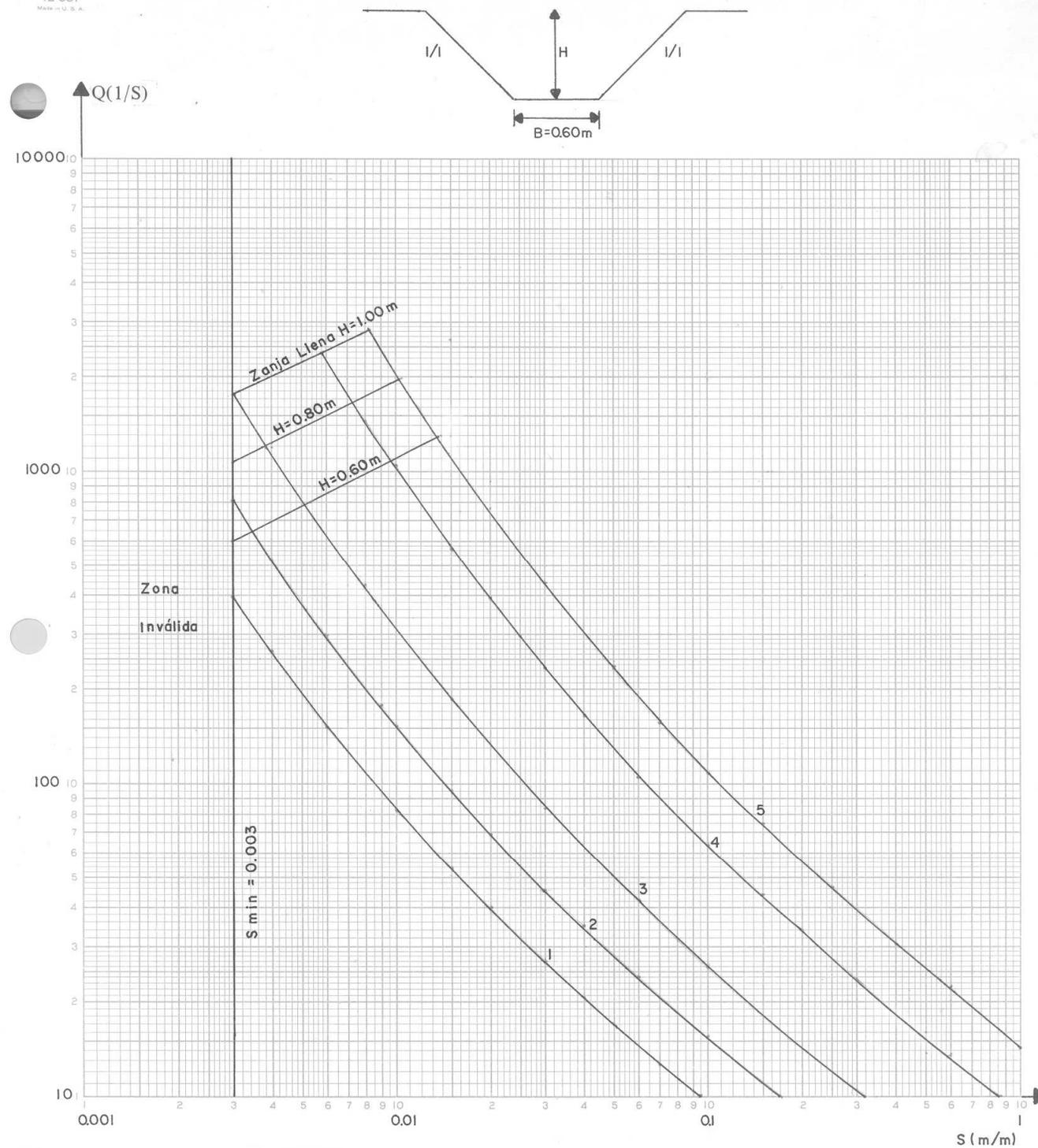


FIGURA 7.21: ZANJAS TRAPEZOIDALES EN TERRENO DE SUELO ($K = 33$) CAPACIDAD MAXIMA.

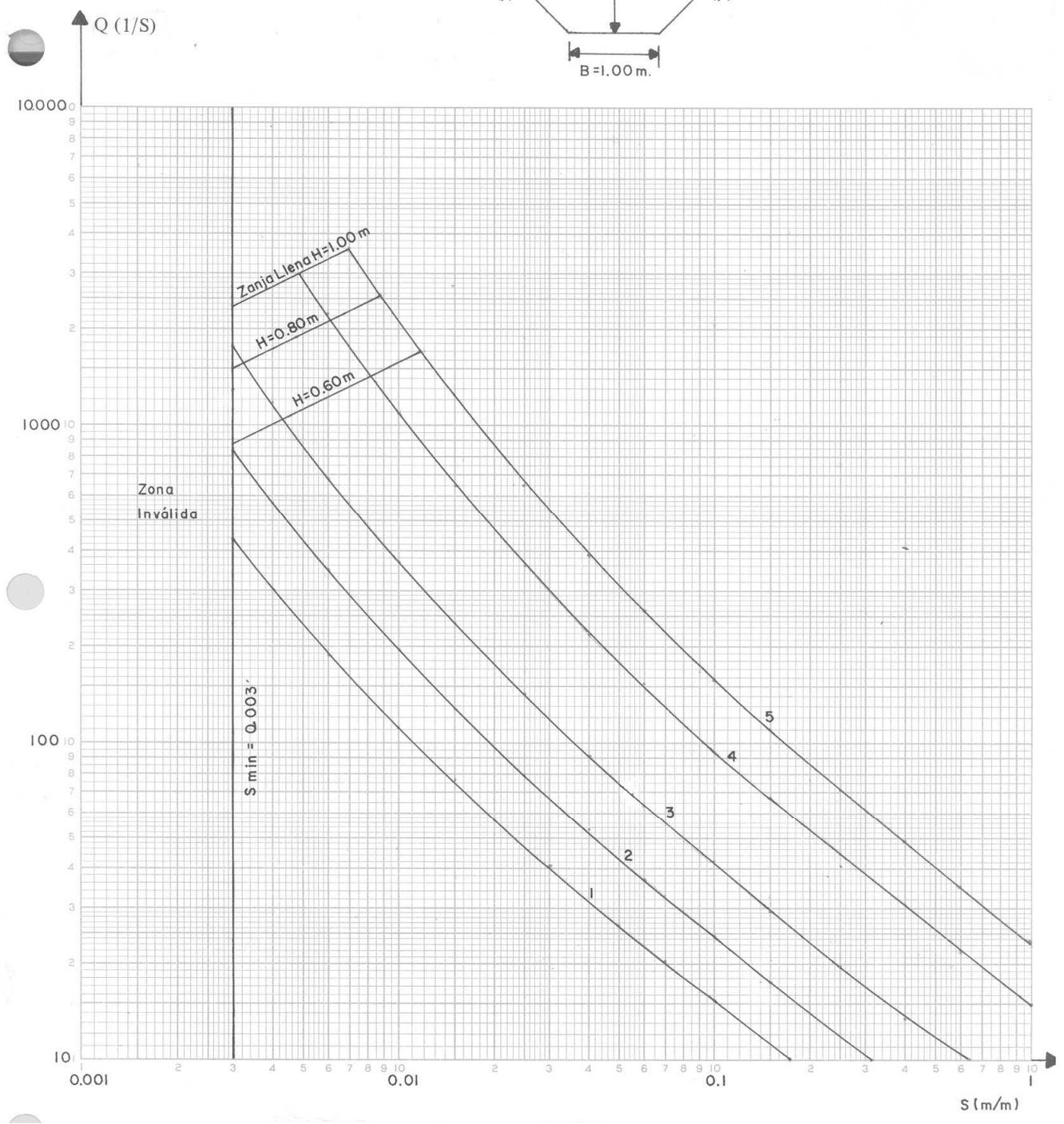
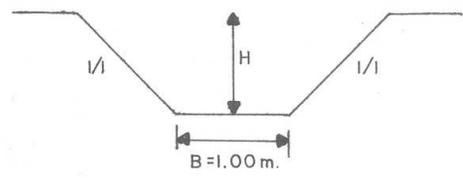


FIGURA 7.22: ZANJAS TRAPEZOIDALES EN TERRENO DE SUELO (K = 33) CAPACIDAD MAXIMA.

Estas Recomendaciones Provisionales para el Diseño y Construcción de Sistemas de Drenaje en Carreteras fueron elaboradas en la Dirección General de Reglamentos y Sistemas de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones en coordinación con los técnicos de la Sección de Consultoría de Carreteras.

En su elaboración participaron entre otros, los siguientes profesionales, a quienes agradecemos su colaboración:

Ing. Luis Zordia
Ing. Jorge Musalem Michelen
Ing. José Hernández Hungría
Ing. Elizabeth Peralta
Ing. Joaquín Tavares

Directora General de Reglamentos y Sistemas.