

TUES
1501
M617g
1999
E.1

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



GUIA PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE OBRAS DE PASO
EN EL SALVADOR, CONSIDERANDO ASPECTOS
ESTRUCTURALES

PRESENTADO POR:

PEGGY LISSET MEZA ABARCA
MILAGRO DE MARIA ROMERO BARDALES
ELBA MIRTALA SORTO GARCIA

PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 1999

Handwritten signature and date: febrero/77

Handwritten numbers: 15102033



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR

:
DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL:

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO

:
ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO a.i

:
ING. OSCAR EDUARDO MARROQUIN HERNANDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR

:
ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**GUIA PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE OBRAS DE PASO EN
EL SALVADOR, CONSIDERANDO ASPECTOS ESTRUCTURALES**

Presentado por:

PEGGY LISSET MEZA ABARCA

MILAGRO DE MARIA ROMERO BARDALES

ELBA MIRTALA SORTO GARCIA

Trabajo de graduación aprobado por:

Coordinador y Asesor:

ING. MIGUEL ANGEL RIVAS MONTERROSA

Asesor:

ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS

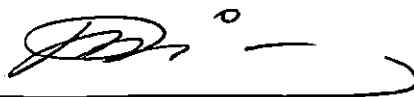
Asesor:

ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERON

San Salvador, Febrero de 1999.-

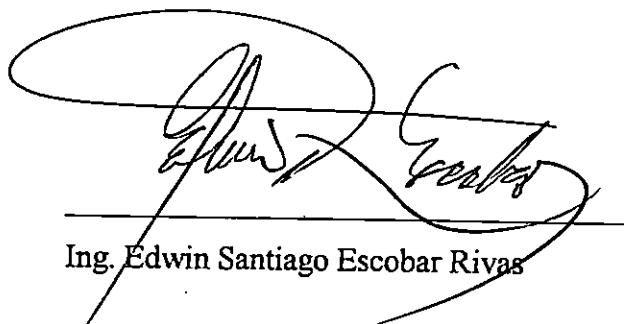
Trabajo de graduación aprobado por:

Coordinador y Asesor:



Ing. Miguel Angel Rivas Monterrosa

Asesor:



Ing. Edwin Santiago Escobar Rivas

Asesor:



Ing. Fredy Fabricio Orellana Calderón

ACTO QUE DEDICO

- ***A DIOS TODOPODEROSO:***

Por iluminarme siempre, paso a paso y día con día hasta el cumplimiento de esta meta.

- ***A MIS PADRES:***

Lic. Jorge Edmundo Meza y Profa. Adolfina Abarca de Meza, por la confianza que un día depositaron en mí y por todo el incondicional apoyo brindado para la materialización de mis objetivos.

- ***A MIS HERMANOS Y SOBRINITO:***

Wendy Ivette, Hellio Edmundo y Kevin Edmundo.

- ***A MIS ABUELOS:***

Con mucho cariño.

- ***A MI NOVIO:***

Ing. Nelson Willian Cerna, por su apoyo, comprensión y colaboración.

- ***A MIS AMIGOS Y DEMAS FAMILIA***

Y a todas las personas que de una u otra forma colaboraron en el logro de dichos objetivos.

Sinceramente, Gracias

Peggy Lisset Meza Abarca

AGRADECIMIENTOS:

- **A DIOS TODOPODEROSO:**

Por haber permitido que llegáramos a alcanzar esta meta profesional. Gracias a su infinita misericordia y ayuda en todas las circunstancias.

- **A MIS PADRES:** José Domingo Romero y Milagro Bardales de Romero, porque con su esfuerzo y sacrificio incentivaron el deseo de salir adelante y de obtener una carrera profesional, por ello, este logro es dedicado a ustedes especialmente.

- **A MI FAMILIA:** A mi hermana Elisa María y sobrinita Gaby, por su apoyo en todo momento, a mi abuelita Esther y a mis tíos, les agradezco inmensamente su comprensión y cariño.

- **A MIS AMIGOS Y COMPAÑERAS DE TESIS:** Quienes directamente contribuyeron a la obtención del objetivo, les agradezco su paciencia y dedicación.

Milagro de María Romero Bardales

AGRADECIMIENTOS

A DIOS TODO PODEROSO:

Por darme vida, salud y todos los implementos necesarios para lograr este triunfo profesional.

A MIS PADRES

- Juan Francisco Sorto y Estebana García de Sorto

Principalmente a ellos, después de Dios ya que gracias a su esfuerzos y sacrificio he logrado salir adelante. Les agradezco en gran manera y les dedico especialmente a ellos este logro alcanzado.

A MIS FAMILIARES :

Especialmente a mis hermanos :

- Perla, Will, Juan, Javier, Yaneth, Richard, Rina, Cesar y Paty. Por apoyarme en cada momento de mi vida; así también a mis sobrinos y mis cuñados.

A MIS AMIGOS :

- A la familia Guatemala, la Familia López , por su apoyo y colaboración par ayudarme a salir adelante, y así a todas aquellas personas que tienen un lugar importante en mi corazón.

ELBA MIRTALA SORTO GARCIA

AGRADECIMIENTOS

A todas aquellas personas e instituciones que directamente contribuyeron al logro de nuestro propósito y de manera muy especial a:

Ing. Miguel Angel Rivas Monterrosa

Coordinador

Ing. Edwin Santiago Escobar Rivas

Asesor

Ing. Fredy Fabricio Orellana Calderón

Asesor

Y muy encarecidamente, al Ing. Fernando Lemus quien sin tomar parte del "Cuerpo de Evaluadores", colaboró con entusiasmo y desinterés en la elaboración del presente documento.

Sinceramente:

- Peggy Lisset Meza Abarca
- Milagro de María Romero Bardales
- Elba Mirtala Sorto García

INDICE

CAPITULO I : ANTEPROYECTO

1.1 INTRODUCCION	2
1.2 ANTECEDENTES	3
1.3 OBJETIVOS	5
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	5
1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	5
1.4 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	6
1.5 JUSTIFICACION	7
1.6 LIMITACIONES	8
1.7 DELIMITACIONES	9

CAPITULO II : GENERALIDADES Y ESTUDIOS PREVIOS DE OBRAS DE PASO

2.1 DESCRIPCION DE LAS OBRAS DE PASO	11
2.2 CRITERIOS PRELIMINARES DE UBICACION DE LAS OBRAS DE PASO	15
2.3 ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO DE OBRAS DE PASO	17
2.3.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO	17
2.3.2 ESTUDIO HIDROLOGICO	19
2.3.2.1 CONCEPTOS BASICOS	19
2.3.2.2 PROPOSITO DE LOS ESTUDIOS HIDROLOGICOS	20
2.3.2.3 FACTORES QUE INCLUYE EL ESTUDIO HIDROLOGICO	21

2.3.2.4 METODOS PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO	22
2.3.2.4.1 METODOS EMPIRICOS	28
2.3.2.4.2 METODOS ESTADISTICOS	31
2.3.2.4.3 METODOS HIDROMETEOROLOGICOS	35
2.3.3 ESTUDIO HIDRAULICO	45
2.3.3.1 CLASIFICACION DEL FLUJO	46
2.3.3.2 CONCEPTOS BASICOS SOBRE CANALES ABIERTOS	48
2.3.3.3 ECUACION DE ENERGIA TOTAL Y ESPECIFICA	50
2.3.3.4 FLUJO SUBCRITICO, CRITICO Y SUPERCRITICO	53
2.3.3.5 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n" DE MANNING	55
2.3.3.5.1 METODO DE COWAN	55
2.3.3.5.2 METODO DEL SERVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS	57
2.3.3.6 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	62
2.3.3.6.1 ECUACION DINAMICA DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	63
2.3.3.6.2 CARACTERISTICAS DE LOS PERFILES DE FLUJO	65
2.3.4 ESTUDIOS GEOLOGICOS	66
2.3.5 ESTUDIO DE SUELOS	70
2.3.6 OTROS PARAMETROS A TOMAR EN CUENTA EN EL DISEÑO E IMPLEMENTACION DE OBRAS DE PASO	75

CAPITULO III : PUENTES

3.1	INTRODUCCION	79
3.2	GENERALIDADES	80
3.2.1	CONDICIONES A RESPETAR	80
3.2.1.1	CONDICIONES NATURALES	81
3.2.2	LA SOCAVACION	83
3.2.3	AZOLVAMIENTO	85
3.3	CLASIFICACION	86
3.4	DESCRIPCION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE PUENTES	87
3.4.1	PUENTES CONVENCIONALES	87
3.4.1.1	SUPERESTRUCTURA	89
3.4.1.2	SUBESTRUCTURA	90
3.4.2	PUENTES COLGANTES PARA LA CONDUCCION DE AGUA	91
3.4.2.1	TORRES	93
3.4.2.2	ANCLAJES	94
3.4.2.3	CABLES	94
3.4.2.4	ACCESORIOS	98
3.4.3	PUENTES CANALES	100
3.4.3.1	PUENTES CANALES DE MADERA	100
3.4.3.2	PUENTES CANALES METALICOS	102
3.4.3.3	PUENTES CANALES DE CONCRETO REFORZADO	103
3.4.3.4	CONSIDERACIONES ESPECIALES	105
3.5	ESTUDIO HIDROLOGICO	106
3.5.1	METODOLOGIA BASICA A SEGUIR PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO	106

3.5.2	EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO	110
3.6	DISEÑO HIDRAULICO	109
3.6.1	METODO ESTANDAR POR SEGMENTOS	120
3.6.2	SECUENCIA DE PASOS PARA EL ANALISIS DEL PERFIL DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO POR EL METODO ESTANDAR POR SEGMENTOS	123
3.6.2.1	EJEMPLO DEL CALCULO DEL PERFIL DE FLUJO	128
3.7	DISEÑO ESTRUCTURAL	144
3.7.1	EJEMPLO DE DISEÑO DE UN PUENTE CONVENCIONAL	146
3.7.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PARA EL PASO DE TUBERIA	150

CAPITULO IV : BOVEDAS

4.1	INTRODUCCION	161
4.2	ASPECTOS BASICOS SOBRE BOVEDAS	162
4.2.1	DEFINICION	162
4.2.2	COMPONENTES PRINCIPALES	163
4.2.2.1	SUPERESTRUCTURA	163
4.2.2.2	SUBESTRUCTURA	164
4.2.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS	166
4.2.4	CLASIFICACION DE LAS BOVEDAS	167
4.2.4.1	BOVEDAS PREFABRICADAS	170
4.2.4.2	BOVEDAS "IN - SITU"	172
4.2.4.3	BOVEDAS METALICAS	176

4.2.5 CONSIDERACIONES SOBRE LA CONSTRUCCION DE BOVEDAS	179
4.3 DISEÑO HIDRAULICO	180
4.3.1 PROCEDIMIENTOS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO	182
4.3.1.1 EJEMPLO DE DISEÑO HIDRAULICO	186

CAPITULO V : ALCANTARILLAS

5.1 INTRODUCCION	189
5.2 GENERALIDADES SOBRE ALCANTARILLAS	190
5.2.1 DEFINICION	190
5.2.2 COMPONENTES PRINCIPALES	190
5.2.3 VARIABLES HIDRAULICAS	192
5.2.4 CLASIFICACION	197
5.2.5 CONSIDERACIONES SOBRE LA LOCALIZACION DE ALCANTARILLAS	199
5.3 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS ALCANTARILLAS	200
5.3.1 ADEMADO	203
5.4 DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ALCANTARILLAS	207
5.4.1 METODO DE DISEÑO DEL DEPARTAMENTO DE TRANSPORTACION DE LOS ESTADOS UNIDOS	209
5.4.1.1 CONDICIONES DE FLUJO Y TIPOS DE CONTROL	209
5.4.1.2 ESCURRIMIENTO DE ALCANTARILLAS CON CONTROL DE ENTRADA	211
5.4.1.3 ESCURRIMIENTO DE ALCANTARILLAS CON CONTROL DE SALIDA	213

5.4.1.4 CARGA UTILIZADA (H)	215
5.4.1.5 METODOLOGIA PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO	222
5.4.1.6 GRAFICOS UTILIZADOS EN EL DISEÑO	226
5.4.1.6.1 NOMOGRAMAS PARA CONTROL DE ENTRADA	226
5.4.1.6.2 NOMOGRAMAS PARA EL CONTROL DE SALIDA	238
5.4.1.7 EJEMPLOS DE DISEÑO	255
5.4.2 ANALISIS DE FLUJO PRESENTADO POR VEN TE CHOW	260
5.5 ASPECTO ESTRUCTURAL	269
5.5.1 CARGAS SOBRE CONDUCTOS	272
5.5.2 RESISTENCIA Y CARGAS EN ALCANTARILLAS	278

CAPITULO VI : SIFONES

6.1 INTRODUCCION	290
6.2 ASPECTOS BASICOS	290
6.2.1 DEFINICION	290
6.2.2 CLASIFICACION	291
6.2.3 FUNCIONAMIENTO	291
6.3 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE SIFONES INVERTIDOS	295
6.4 EJEMPLO DE DISEÑO HIDRAULICO DE UN SIFON INVERTIDO	297
6.5 VENTAJAS	320
6.6 DESVENTAJAS	321

CAPITULO VII : PILOTES

7.1 INTRODUCCION	323
7.2 GENERALIDADES	325
7.3 DISEÑO HIDRAULICO	328
7.4 DISEÑO ESTRUCTURAL	329
7.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE PILOTES	330

CAPITULO VIII : CONCLUSIONES

8.1 CONCLUSIONES EN ESTUDIOS BASICOS PREVIOS	334
8.2 CONCLUSIONES EN ESTUDIOS HIDROLOGICOS	335
8.3 CONCLUSIONES EN ESTUDIOS HIDRAULICOS	335

CAPITULO IX : RECOMENDACIONES 340

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I: ANTEPROYECTO

1.1 INTRODUCCION

Las depresiones topográficas desde la antigüedad han constituido un problema para el mejoramiento de las condiciones de vida de las personas, en lo referente al ámbito social, económico, estético, ambiental, etc.

Como medida tendiente a resolver este problema, se optó por la edificación de obras de cruce para conducir agua, para el tránsito vehicular y peatonal, y además, para el drenaje en caminos y carreteras. Dentro de estas estructuras, las principales y más utilizadas en nuestro medio son: puentes (puentes canales; puentes colgantes, puentes convencionales), bóvedas, alcantarillas, sifones y pilotes.

Para dar un panorama general de tales obras, en los capítulos siguientes se presentará la definición, usos, clasificación y características de cada una de estas estructuras y como complemento a dicha información, se describirán los diferentes estudios a realizarse para el diseño de las mismas.

1.2 ANTECEDENTES

Debido al alto crecimiento poblacional, el hombre se ha visto en la necesidad de expandirse geográficamente, encontrándose de esta manera, con accidentes naturales que es necesario salvar a través de obras de ingeniería. Como resultado de esto, es que nacieron las obras de paso, conformadas por: bóvedas, alcantarillas, sifones, puentes y pilotes.

En lo que respecta al uso de puentes, se sabe que los historiadores legaron descripciones de obras que, en aquel momento fueron de trascendental importancia, para el caso, puentes sobre los ríos Nilo y Eufrates, construidos hace aproximadamente veinte siglos; dichas obras fueron implementadas con materiales encontrados en la naturaleza, tales como: piedra, madera, liana, bambú, etc.

Otra obra de gran importancia es la bóveda, cuya forma geométrica ha sido usada desde tiempos muy remotos como elemento estructural. El empleo de dicha estructura por primera vez en Europa, se le atribuye a la civilización Etrusca, hacia el año 800 A.C., siendo los romanos quienes difundieron su uso. También se sabe, que los chinos, egipcios e hindúes las construyeron en forma independiente y que las civilizaciones precolombinas de América, no las conocían.

Así nacieron estas obras, que con muy pocas variantes llegaron hasta finales del siglo pasado, cuando se comenzó a estudiar su sistema estructural.

En nuestro país se sabe que, para inicios del presente siglo se utilizaron las primeras obras de paso para proyectos hidráulicos.

Por lo anterior, es necesario reconocer los beneficios que han proporcionado a la humanidad la implementación de estas obras de ingeniería, que pueden ser usadas bajo diferentes condiciones y propósitos.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Elaborar una guía para el estudio de las obras de paso, conteniendo criterios de diseño hidráulico y estructural, como un aporte de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador, para que contribuya al desarrollo nacional.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Presentar metodologías para el diseño de las siguientes estructuras de paso: Bóvedas, alcantarillas, sifones, puentes y pilotes.

- Aportar un documento que sirva de apoyo al desarrollo del programa de la materia de Obras Hidráulicas de la carrera de Ingeniería Civil.

1.4 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los accidentes topográficos existentes en El Salvador, inciden en la dificultad de transporte de agua, conducción de personas, vehículos, etc., hacia diferentes puntos de la región, obstruyendo de esta manera el desarrollo y consecuentemente la expansión geográfica de las comunidades.

Es por esta razón, que se considera necesaria la elaboración de una guía para el diseño hidráulico y estructural de obras de paso, que proporcione un documento que satisfaga en cierta medida las necesidades de los interesados en la implementación de este tipo de obras.

1.5 JUSTIFICACION

Los cauces de agua y las depresiones naturales, dificultan el paso de personas, vehículos y transporte de agua, por lo que se hace indispensable la construcción de obras hidráulicas, que permitan salvar dichos obstáculos.

El problema fundamental a tratar en el presente documento, radica en que, el país, tiene muchos accidentes topográficos que se deben salvar mediante obras de cruce, para lo cual, esta investigación, proporcionará procedimientos que puedan ser aplicables a la solución de un problema en particular.

Lo anteriormente mencionado, promoverá el mejoramiento del factor ambiental, el aprovechamiento de espacios, recursos hidráulicos y vías de comunicación, lo cual se llevará a cabo con la elaboración de una guía que contenga información sobre los estudios necesarios, criterios de ubicación y procedimientos de diseño de las obras requeridas, conteniendo además, un ejemplo de aplicación de cada tipo de estructura a considerar.

1.6 LIMITACIONES

- Se presentará una guía para el diseño hidráulico de obras de paso, considerando además aspectos estructurales, no obstante, las obras de cruce a tratar serán específicamente las relacionadas con el área hidráulica, por lo que no incluye obras como: pasos a dos niveles, pasarelas, etc.
- Las diferentes obras de paso que se analizarán son complejas y el estudio minucioso de cada una de ellas escapa del propósito de esta investigación, por lo que la guía anteriormente mencionada, se centrará en los aspectos esenciales de diseño hidráulico de dichas obras, desarrollando también, cuando sea posible y requerido por la envergadura de la obra, análisis estructurales básicos de las mismas.

1.7 DELIMITACIONES

La guía para el diseño de obras de paso se elaborará en base a la información brindada por instituciones públicas, tales como la Dirección de Urbanismo y Arquitectura, Ministerio de Agricultura y Ganadería, Dirección General de Caminos, Vice-Ministerio de Obras Públicas, etc. Se tomarán también para este estudio, los criterios técnicos empleados por varias empresas privadas relacionadas con el área hidráulica. Todo lo anterior ha sido programado con la finalidad de obtener los lineamientos usados en la práctica.

Las obras de paso contempladas serán las siguientes: puentes (puentes canales, puentes colgantes, puentes convencionales), bóvedas, alcantarillas, sifones y pilotes; éstas estructuras serán analizadas desde la perspectiva hidráulica y como complemento del diseño, se tomarán en cuenta aspectos estructurales de las mismas.

**CAPITULO II: GENERALIDADES Y ESTUDIOS
PREVIOS DE OBRAS DE PASO**

2.1 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS DE PASO

Para realizar el correcto análisis de un problema particular relacionado con el cruce de una depresión natural, el diseño de la obra hidráulica de paso que dé solución al mismo, comenzará por obtener los conocimientos técnicos básicos necesarios sobre dicha estructura.

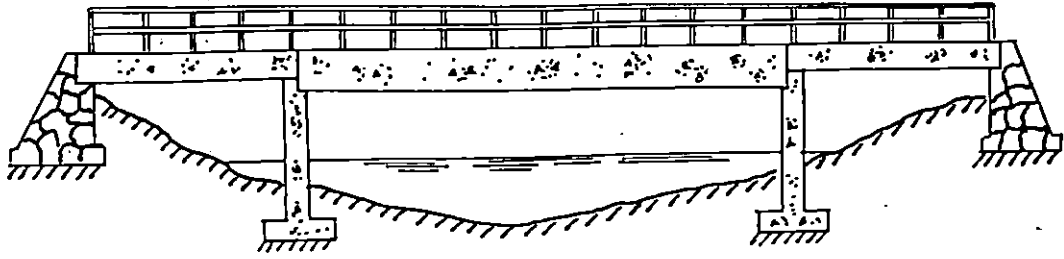
Las obras hidráulicas de paso son estructuras utilizadas para vencer los obstáculos existentes en el terreno como: ríos, arroyos, hondonadas, cañadas, etc. Dichas obras se pueden clasificar así (Ver figura 2.1):

1. Estructuras que sirven para la conducción de agua, entre las cuales se encuentran:
 - *Sifones*: Son conductos cerrados diseñados para trabajar a tubo lleno, mediante la acción de la gravedad.
 - *Puentes canales*: Son canales de sección variable (rectangular, semicircular, etc.) soportadas por pilares; estas estructuras son empleadas para el paso del agua sobre una depresión.
 - *Puentes colgantes*: Estructuras utilizadas para el cruce de tuberías sobre obstáculos naturales; estas estructuras están constituidas por cables tendidos a partir del extremo superior de las torres de soporte.
 - *Alcantarillas*: Son conductos que llevan el agua a través de un terraplén.
 - *Bóvedas*: Estructuras de sección transversal semicircular, parabólica, etc., cuyo espesor es reducido con respecto a las dimensiones de la misma.

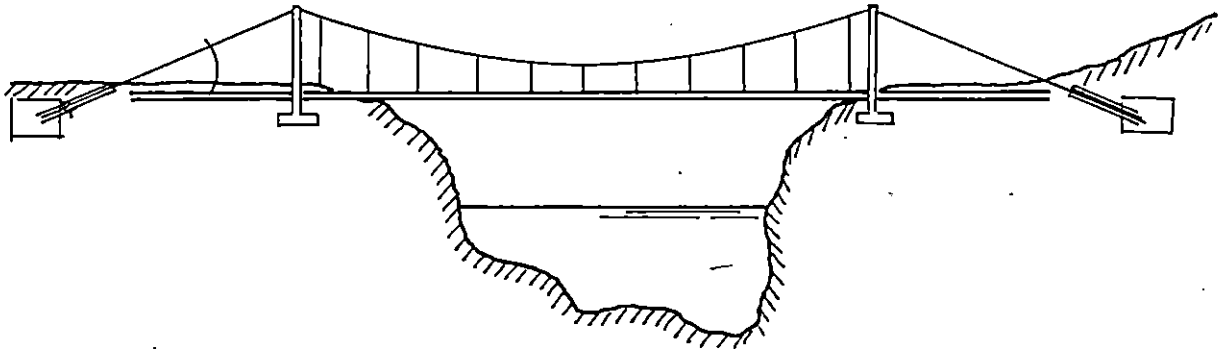
2. Estructuras que no son diseñadas para la conducción de agua. Dentro de esta clasificación se citan las siguientes:

- *Puentes*: Son estructuras empleadas para salvar aquellos cauces, cuya sección transversal sea muy ancha o de gran profundidad respecto a la rasante del camino.
- *Pilotes*: Estructuras utilizadas como soporte para el cruce de tuberías sobre depresiones topográficas.

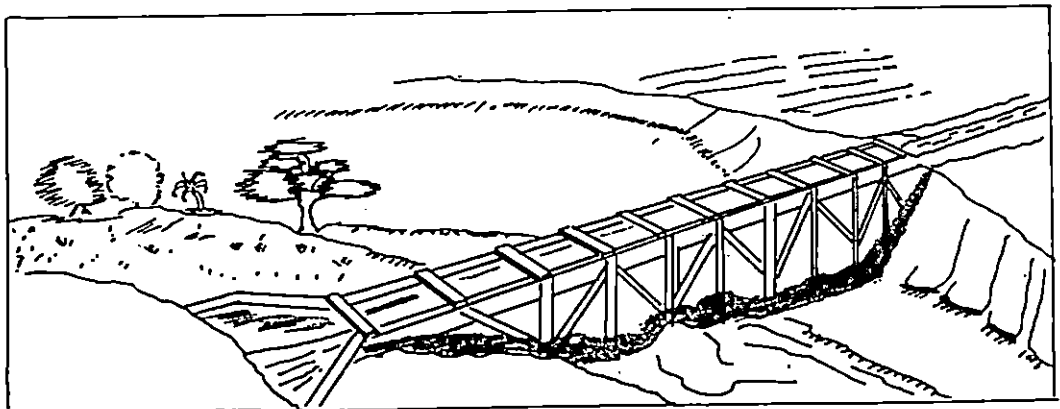
La clasificación anterior está realizada basándose en la utilidad que presta cada estructura contemplada; dicha utilidad varía desde el paso de tuberías y canales por barrancas, hasta el caso de estructuras que mediante el drenaje de caminos, permiten el acceso de personas, vehículos, etc., a comunidades que se encuentran aisladas en épocas lluviosas por efectos de las crecidas en los ríos y quebradas.



Puente

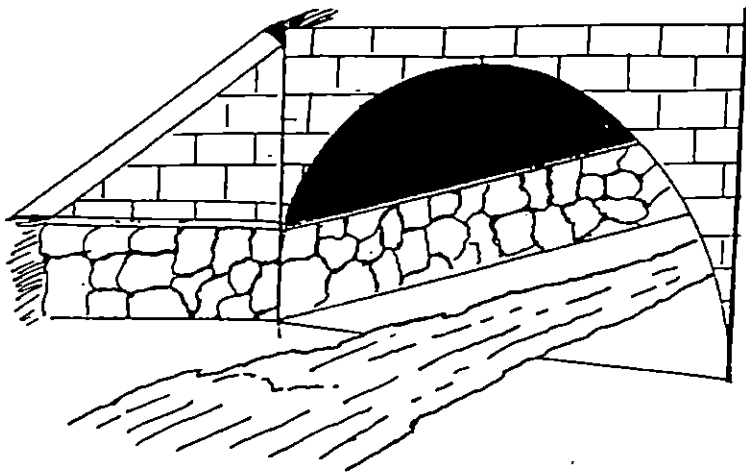


Puente colgante

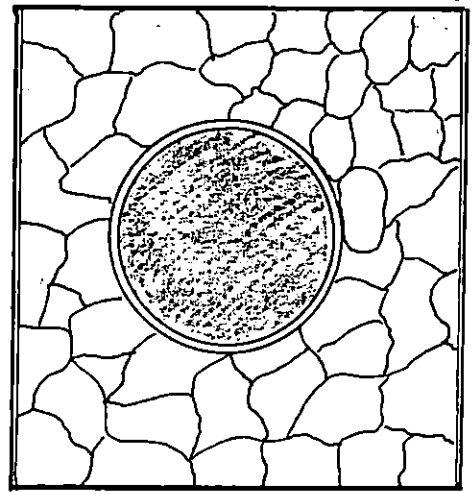


Puente Canal

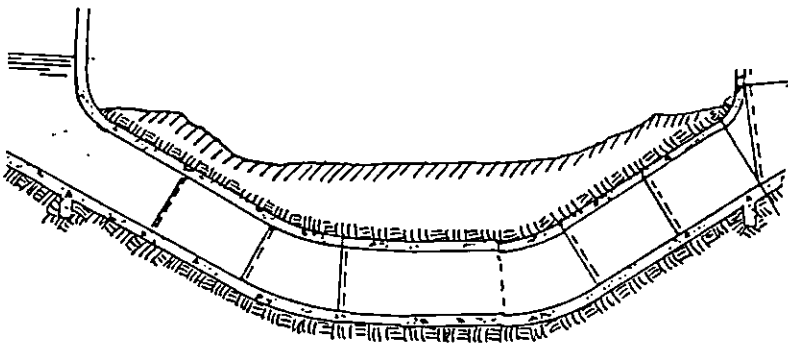
FIG. 2.1: Tipos de obras de paso



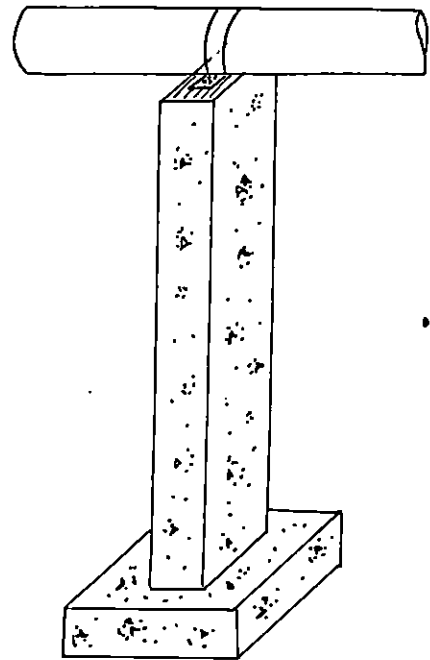
Bóveda



Alicantarilla



sifón



Pilote

FIG. 2.1: Tipos de obras de paso

2.2 CRITERIOS PRELIMINARES DE UBICACION DE LAS OBRAS DE PASO

El diseño de una obra de paso presenta la necesidad de establecer su ubicación y dependiendo de si la estructura tiene o no relación con el cauce de un río, lo cual se describe a continuación:

- a) Para el caso de obras que están relacionadas con el cauce de un río, es importante definir la ubicación del área de donde se tomarán las referencias o características del posible lugar de ubicación de la obra, con el objeto de definir los puntos de estudio.

Dichos puntos pueden presentar los siguientes casos:

1. El cauce está perfectamente definido y la ubicación de la obra es evidente. En este caso se respetan al máximo las condiciones naturales del cauce.
2. Cuando el cauce de las corrientes es divagante e indefinido.

Básicamente, la ubicación se define con el reconocimiento del lugar, el cual puede presentar varios casos:

- El área del cruce para la obra de paso se localiza en su punto de control. Este caso presenta condiciones ideales.
- La línea de cruce de la obra de paso se encuentra en ladera, por lo cual se daría un drenaje fácil, ya que drenaría áreas pequeñas.
- La línea se encuentra ubicada en lomerío. En este caso dificulta la aplicación de cuencas drenadas.

- Línea ubicada en terreno plano. En este caso el estudio del drenaje es difícil, ya que las áreas de las cuencas son complicadas de definir.

La ubicación de la obra se realiza tratando de no alterar las condiciones normales del cauce, o que éstas se mantengan con la menor perturbación posible, por lo que se presentan a continuación las condiciones ideales que deberían satisfacerse:

- El cauce debe ser en lo posible definido.
 - El cruce debe hacerse en un tramo recto del cauce, procurando que forme un ángulo de 90° con respecto al eje del camino.
 - No deben existir trastornos hidráulicos locales (islas, pozos, socavaciones, erosiones, etc.).
 - Los taludes de las márgenes del cauce deberán ser uniformes procurando una semejanza de un canal artificial.
 - El cauce en el punto de cruce, debe ser lo más estrecho posible.
 - Debe existir un suelo adecuado para la cimentación.
 - El nivel de aguas máximo para el cual se diseña la obra debe ser manejado naturalmente por el cauce, sin que éste sea obligado hidráulicamente a ello.
- a) Cuando la obra de cruce no tiene relación con el cauce de un río, la estructura se colocará basándose en la ruta que ésta cruza, tratando de mantener las características de flujo del fluido a conducir o las cargas vivas a soportar. A la vez se toma en cuenta que el diseño geométrico de la carretera, algunas veces obliga a ubicar la obra que se pretende implementar en un lugar determinado.

2.3 ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Las obras de paso o cruce, son estructuras que se utilizan para salvar arroyos, hondonadas, cañadas, etc. Además pueden constituir el drenaje transversal en caminos o carreteras.

Para el diseño de una obra de paso, es indispensable establecer los estudios básicos necesarios para tal fin, los cuales se realizarán de tal manera que permitan conocer y definir los diferentes pasos y actividades requeridas para su desarrollo. Los estudios mencionados comprenden entre otros, los siguientes: Estudio Hidrológico, Estudio Hidráulico, Estudio Geológico, Estudio Topográfico y Estudio de Mecánica de Suelos. Cabe mencionar, que la amplitud y profundidad de cada uno de dichos estudios, dependerá del grado de importancia y/o envergadura de la obra a diseñar.

2.3.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO

Se puede decir que estos estudios, constituyen el primer paso a seguir para el diseño de una obra civil en particular y tienen como finalidad, proporcionar información sobre la planimetría y altimetría del terreno, estableciendo las posiciones relativas de los puntos situados por encima y por debajo de la superficie terrestre, con las cuales será posible posteriormente, el trazo de las curvas de nivel para la elaboración de planos.

La información mencionada anteriormente, puede ser recopilada por medio de un levantamiento topográfico, para lo cual pueden utilizarse los siguientes métodos:

- Levantamiento por radiaciones.
- Levantamiento de la poligonal de contornos por medio de ángulos internos, conservación de azimutes o deflexiones, ya sea por estadia o por medida directa.
- Levantamiento mediante Estación Total.

Estos estudios topográficos pretenden:

- Justificar la elección del cruce.
- Fijar la posición del eje de la obra y esquematizar su posible ubicación.
- Estimar los volúmenes de obra para ubicar de forma aproximada las excavaciones o rellenos a efectuar.

Sobre el eje del camino, se requiere además, conocer el encadenamiento y cota del terreno, así como la subrasante y ángulo de esviajamiento en el lugar donde se emplazará la obra de cruce, para lo cual será necesario trazar y nivelar el fondo del cauce.

De ser necesario en esta etapa, deberán efectuarse las rectificaciones y modificaciones respectivas al cauce, con el objeto de minimizar los volúmenes de obra a remover y en lo posible, prever las erosiones que pueden causarse principalmente a la salida de la obra.

2.3.2 ESTUDIO HIDROLOGICO

2.3.2.1 CONCEPTOS BASICOS

HIDROLOGIA: Se define como el estudio de la ocurrencia y distribución de las aguas naturales en el globo terrestre.

La definición anterior, precisa del conocimiento de los conceptos recarga y escurrimiento. El primero se relaciona con el agua subterránea y el segundo, con el agua superficial. A continuación se presenta la definición y clasificación del concepto escurrimiento, por ser de finalidad primordial en el presente estudio.

ESCURRIMIENTO: Se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o debajo de la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente, ser drenada hasta la salida de la cuenca. Se clasifica en:

1. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL O ESCURRIMIENTO DIRECTO:

Parte del escurrimiento que viaja sobre la superficie del terreno hasta alcanzar la salida de la cuenca..

2. ESCURRIMIENTO SUB – SUPERFICIAL: Parte del escurrimiento que se

infiltra a través de la superficie del suelo y aunque su recorrido es más lento, puede convertirse durante el mismo en superficial o subterráneo, dependiendo de la permeabilidad del estrato de suelo presente.

3. ESCURRIMIENTO SUBTERRANEO O ESCURRIMIENTO BASE:

Parte del escurrimiento debido a una percolación profunda de agua infiltrada en el

subsuelo. Se utilizará el término escurrimiento, para referirse al escurrimiento superficial, por ser éste el de mayor injerencia para el estudio de las obras de paso.

2.3.2.2 PROPOSITO DE LOS ESTUDIOS HIDROLOGICOS

La Ingeniería Hidrológica tiene como objetivo el desarrollo de proyectos que permitan la construcción de obras que hidráulicamente proporcionen alta funcionalidad al menor costo. Por lo tanto, al proyectar una obra hidráulica de gran envergadura, se requiere de la estimación del caudal en avenidas máximas extraordinarias, que llegarán a dicha estructura en un período determinado, principalmente con el objeto de determinar el nivel de aguas que pueda alcanzar dicha avenida.

Un proyectista, al planear una obra, nunca estará seguro de precisar las condiciones a las cuales quedará sujeta dicha obra. Para el caso, un proyectista estructural, conoce las cargas impuestas a su estructura, pero no tiene seguridad de que estas cargas no serán excedidas. No conoce qué cargas por viento o por sismo pueden ejercerse sobre la estructura. Tomará en cuenta esta incertidumbre, haciendo consideraciones razonables y utilizando un amplio factor de seguridad. De forma análoga, el ingeniero encargado de los estudios hidráulicos estará menos seguro de los escurrimientos que afectan al proyecto.

Las incertidumbres hidrológicas no son de ninguna manera únicas del diseño hidráulico, porque las demandas futuras de aguas, los beneficios y los costos, todos son

inciertos en determinado grado, pero un error serio en las estimaciones de la Hidrología, previsto o esperado, pueden tener efectos devastadores sobre la economía del proyecto, de aquí que la importancia de una acertada determinación del caudal en avenidas máximas extraordinarias, en él ó los puntos de control, radica en las consecuentes pérdidas económicas (incluso humanas), que puedan producirse por una subestimación de dicha avenida.

2.3.2.3 FACTORES QUE INCLUYE EL ESTUDIO HIDROLOGICO

El análisis que comprende el estudio hidrológico, se realiza basándose en el estudio de los factores que afectan el escurrimiento del agua, entre los cuales están:

- a) Cantidad y tipo de la precipitación.
- b) Intensidad de la precipitación.
- c) Tamaño de la cuenca.
- d) Pendiente a lo largo del cauce.
- e) Permeabilidad de suelos y rocas.
- f) Condiciones de saturación.
- g) Cantidad y tipo de vegetación.

2.3.2.4 METODOS PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

Los aspectos ya mencionados, junto al acceso a los datos disponibles, dirigirán el método a seleccionar para calcular el caudal. Dichos métodos a emplear son los siguientes:

- a) Métodos Empíricos.
- b) Métodos Estadísticos.
- c) Métodos Hidrometeorológicos.

Para la descripción de los métodos anteriores, se requiere del conocimiento de algunos conceptos básicos sobre cuencas, con el propósito de lograr una mayor comprensión de los mismos.

• CONCEPTOS BASICOS SOBRE CUENCAS

CUENCA: Se define como una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable), las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. Para aclarar dichos conceptos, se recurre al siguiente ejemplo: La cuenca del río X, (ver figura 2.2a), comprende el conjunto de puntos P_i , tales que la precipitación caída sobre ellos, se dirige hacia el río X. La línea imaginaria que limita una cuenca de otra cuenca vecina, se llama Parteaguas, está formada por los

puntos de mayor nivel topográfico. Entre los parámetros de mayor importancia que define el comportamiento de las cuencas, se tiene:

- a) **Forma:** Por su forma, las cuencas pueden ser típicas, achatadas, alargadas, etc. En la figura 2.2b se muestra algunas de sus posibles formas y combinaciones.
- b) **Area:** Es la medida de la superficie de la cuenca en proyección horizontal, la cual se encuentra delimitada por sus líneas imaginarias que forman el parteaguas. Entre los métodos más utilizados para el cálculo, se tienen: el procedimiento basado en la aproximación a figuras geométricas conocidas y el uso del planímetro, siendo el segundo el más exacto.
- c) **Cauce Principal:** Aquel cauce en el cual su distancia resulta más larga en el recorrido del río.
- d) **Pendiente Media:** La pendiente media del cauce principal es igual al desnivel entre los extremos de la corriente, dividido entre su longitud medida en planta (ver figura 2.2c).

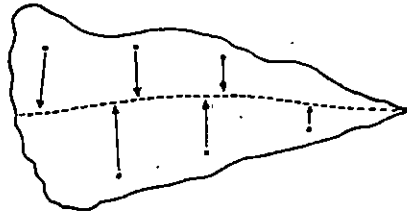


FIG. 2.2a Cuenca del río X

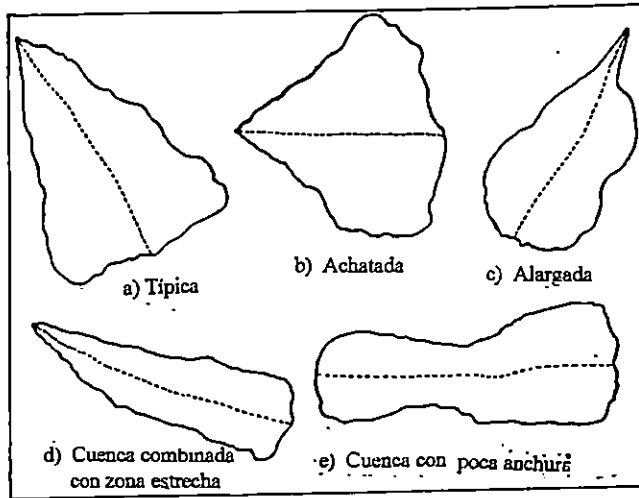


FIG 2.2.b Tipos de cuencas

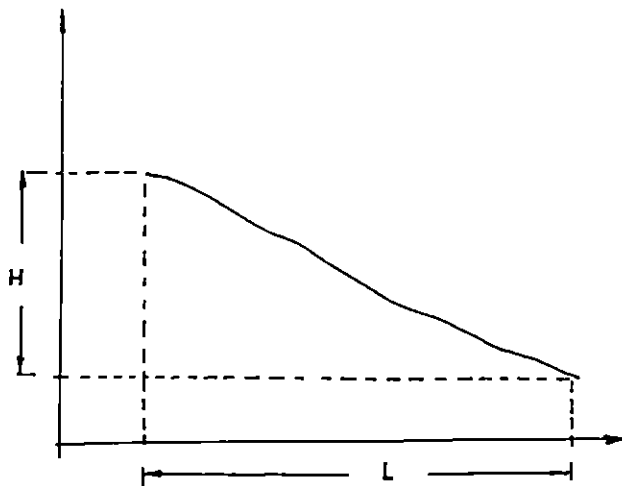


FIG. 2.2.c Pendiente media del cauce principal

FIG 2.2 Cuencas

• TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Supóngase que en una cuenca impermeable se hace caer uniformemente una lluvia de intensidad constante durante un largo tiempo. Al principio, el caudal que sale de la cuenca será creciente con el tiempo, pero llegará un momento en que alcance un punto de equilibrio, es decir, en que el volumen que entra por unidad de tiempo por la lluvia, sea el mismo que el caudal de salida de la cuenca. El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del caudal de equilibrio, se denomina tiempo de concentración y equivale al tiempo que dura el viaje de una gota de agua, desde el punto más alejado de la cuenca, hasta el sitio de consideración (el punto donde se determina el caudal); naturalmente, el tiempo de concentración depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y la velocidad que adquiere, en promedio de la misma. Esta velocidad está en función de las pendientes del terreno, de los cauces y de la rugosidad de la superficie de los mismos.

La determinación del valor del tiempo de concentración ha sido motivo de estudio de muchas instituciones y autores. A continuación se presentan algunas fórmulas propuestas:

- 1) **Fórmula de Pickering, publicada en el folleto "California Highways and Public Works":**

$$T_c = (0.871 L^3 / H)^{0.385} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración, en horas
L: Longitud del curso de aguas más largo, en kms
H: Diferencia de elevación, en mts.

2) Fórmula Empírica de Kirpish:

$$T_c = 0.00013 (2.5 L^{0.77} / S^{0.0385}) \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración, en horas
L: Longitud del curso más largo de la cuenca, en mts.
S: Pendiente promedio de la cuenca, en mts/1000mts

3) Fórmula de U.S. Corps Engineering:

$$T_c = 0.3 (L / S^{1/2})^{0.76} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración, en minutos.
L: Longitud del cauce más largo, en Kms.
S: Pendiente promedio de la cuenca, en mts/mts.

4) Fórmula de Giandotti:

$$T_c = \frac{\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.85 \sqrt{Hm}} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración, en horas

A: Área de recogimiento de la cuenca, Kms²

Lc: Longitud del cauce más largo, en Kms

Hm: Elevación media, en mts calculada mediante la expresión:

$$Hm = \frac{H \text{ max.} + H \text{ min.}}{2} \quad (\text{Ec. 2.4.1})$$

• PERIODO DE DISEÑO

Es el período de tiempo promedio entre la ocurrencia de una creciente de cierta magnitud y la ocurrencia de otra igual o mayor; este período es el que se utiliza para diseñar una obra de drenaje.

Los puentes y bóvedas deben diseñarse para transitar avenidas con períodos de retorno iguales o mayores al período de servicio para el cual se diseñan estas estructuras, o tomando en cuenta la importancia de la obra. Sin embargo, debido a que las curvas de intensidad, Duración y Frecuencia (I-D-F) están calculadas para lluvias normales de 24 horas de duración máxima, y la distribución de frecuencia de las tormentas es diferente a la distribución de lluvias convectivas, se recomienda usar períodos de retorno entre 25 y 50 años, para el diseño de obras de paso.

2.3.2.4.1 METODOS EMPIRICOS

Los métodos empíricos están basados en la experiencia del proyectista y en general, requieren del conocimiento del tamaño de la cuenca considerada; son procedimientos fundamentados en información de orden general obtenidas de corrientes de agua estudiadas anteriormente, ya sea de la misma cuenca o de otras; sólo son aplicables a cuencas cuyas características son similares a las que sirvieron de base para deducirlas. La ventaja de estos métodos es que son de fácil y rápida aplicación. Entre ellos están:

a) **Avenidas Históricas:** Su aplicación consta de tres pasos:

1. Determinación de la altura de aguas máximas alcanzadas por la corriente
2. Estimación de la avenida máxima observada
3. Estimación de la avenida máxima posible.

a) **Curvas Envolventes:** Se trazan en un gráfico los caudales de avenidas máximas, calculadas en función del área de las cuencas que lo producen. Se obtienen puntos que no pasan cierta zona del gráfico, lo cual forma la curva envolvente.

b) **Fórmulas Empíricas:** Surgen de la necesidad de estimar avenidas de ríos donde se tiene el número de datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza, con un margen de seguridad. Las fórmulas empíricas, se dividen en función de la cantidad y tipo de factores que se toman en consideración, a continuación se presentan algunas de estas fórmulas:

A) FORMULA DE BURKLI-ZIEGLER

Esta fórmula se expresa en el sistema métrico, de la siguiente manera:

$$Q = \frac{0.022 E A P}{\sqrt{S/A}} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

Q: Caudal, en mts³ /seg.

E: Coeficiente que depende de la impermeabilidad de la cuenca.

A: Area de la cuenca, en hectáreas.

P: Precipitación media durante la lluvia más fuerte, en cm/hora.

S: Pendiente media del terreno, en mts/1000mts.

El coeficiente E para la fórmula dada, puede tomar diferentes valores, tal como se muestra en la tabla 2.1:

TABLA 2.1 COEFICIENTE "E" UTILIZADO EN LA FORMULA DE BURKLI-ZIEGLER

<i>NATURALEZA DEL TERRENO</i>	<i>COEFICIENTE</i>
Calles pavimentadas y zonas comerciales	0.75
Calles en zonas residenciales	0.63
Calles con macádam y jardines	0.30
Terrenos de cultivo	0.25
Terrenos montañosos	0.18

* Fuente: Manual de Caminos Vecinales, René Etchegarren Gutiérrez, Asociación Mexicana de Caminos.

LIMITANTE:

Se requiere que en la cuenca donde se ha de aplicar esta fórmula exista por lo menos una estación meteorológica.

A) FORMULA DE DICKENS

Su expresión en el sistema métrico, es la siguiente:

$$Q = 0.01386 C A^{3/4} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

Q: Caudal, en m³/seg.

A: Area de la cuenca, en Km²

C: Coeficiente que depende de la clase de terreno y de la altura total de lluvia en 24 horas, (ver tabla 2.2).

Esta fórmula es aplicable únicamente para áreas que van desde 2.5 hasta 250 Kms².

TABLA 2-2 VALORES DE "C" UTILIZADOS EN LA FORMULA DE DICKENS EN FUNCION DE LA PRECIPITACION

CLASE DE TERRENO	VALORES DE "C"	
	10 Cm/24 horas	15 Cm/24 horas
<i>Terreno Plano</i>	200	300
<i>Terreno Suave</i>	250	325
<i>Terreno Fuerte</i>	300	350

Fuente: Manual de Drenaje de Caminos, por Salvador Mosqueira R., Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas. Dirección Nacional de Caminos, México.

2.3.2.4.2 METODOS ESTADISTICOS

Hace uso de datos de precipitaciones y escurrimientos que se han registrado durante un largo período y se basan en los caudales máximos anuales del cauce en estudio.

Estos métodos, además de calcular el escurrimiento que pueda presentarse en caso de una avenida, permiten también estimar frecuencias de estos eventos, basando su análisis en que muchos eventos o sucesos, se adaptan a cualquiera de las diversas distribuciones estándar o normales, de frecuencias ya conocidas y cuya ecuación de distribución está bien establecida. La probabilidad de tales eventos, puede entonces determinarse con bastante facilidad. Únicamente un número muy grande de muestras (por ejemplo, una longitud muy larga de registro), permitirá la definición precisa de una distribución apropiada. Se conoce que X (magnitud de avenida), debe ser mayor que cero y que las avenidas futuras, superarán o excederán a aquellas que ya han sido observadas.

Se han hecho sugerencia sobre la distribución que es apropiada para el escurrimiento fluvial, pero hasta el momento, no hay prueba real de que son adecuadas.

A) METODO DE GUMBEL

Este método sugiere que la distribución de valores extremos es la apropiada para el estudio de avenidas, ya que la avenida anual podría ser considerada como la máxima de una muestra de 365 valores posibles cada año. Basándose en el argumento de que la distribución de las avenidas es ilimitada, es decir, que no hay límite físico a la avenida

máxima, Gumbel propuso que la probabilidad P de ocurrencia de un resultado igual o mayor que cualquier valor X, sea expresado como:

$$P = 1 - e^{-e^{(b)}} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde:

e: Base de los logaritmos neperianos

b: $(1 / (0.7797))(\bar{X}-X + 0.450)$

En donde:

X: Magnitud de la avenida de la probabilidad P

\bar{X} : Promedio aritmético de todas las avenidas y/o es la desviación estándar de las series calculadas con la ecuación:

$$\sigma = ((\bar{X}-X)^2 / (N - 1))^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.7.1})$$

Donde:

N: Número de conceptos de la serie (número de años de registro)

La probabilidad P ésta relacionada con el intervalo de recurrencia T_p , mediante la ecuación:

$$P = 1 / T_p \quad (\text{Ec. 2.7.2})$$

INTERVALO DE RECURRENCIA: Se define como el intervalo promedio en los años entre la ocurrencia de una avenida de magnitud especificada y una avenida igual o mayor. La máxima avénida en una serie de datos, ha sido igualada o superada “M” veces en el período de registro, N años y la mayor estimación del intervalo de su recurrencia es t_p .

$$T_p = \frac{N+1}{M}$$

(Ec. 2.7.3)

Una discusión sobre el intervalo de recurrencia calculado de esta forma, señala que los puntos de altos valores pueden estar localizados incorrectamente. Por lo tanto, forzar que una distribución se ajuste a estos puntos, únicamente puede incluir a un grave error.

Hasta cuando haya disponibles registros de mucha mayor duración, no se cuenta con una prueba sobre lo adecuado, es decir, el ajuste entre la distribución real y la teórica. Existen bases para argumentar que puede esperarse que no hay distribución teórica simple que se ajuste a todas las corrientes fluviales.

B) METODO DE DISTRIBUCION LOG. TIPO III PEARSON

El método consiste en convertir las series a logaritmos y computar la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría g, cuyo valor se calcula así:

$$g = \frac{N \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(N-1)(N-2)(\sigma_{\log x})^3} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

En donde:

Desviación Media: $\log \bar{X} = S(\log X) / N$ (Ec. 2.8.1)

Desviación Estandar: $\sigma_{\log X} = \sqrt{(\sum (\log X - \log \bar{X})^2) / (N-1)}$ (Ec. 2.8.2)

g: Coeficiente de desviación

N: Número de conceptos de la serie

X: Magnitud de la avenida de la probabilidad P.

El valor de X para cualquier nivel de probabilidad se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{Log}X = \overline{\text{log}X} + K\sigma_{\text{log}X} \quad (\text{Ec. 2.8.3})$$

Los valores de K se eligen en la tabla 2.3.

TABLA 2.3 VALORES DE K PARA EL EMPLEO DE LA DISTRIBUCION log PEARSON III

Intervalo de repetición, años.						
	2	10	25	50	100	200
Coeficiente de Óblicuidad g	Probabilidad, %					
	0.5	50	10	4	2	1
3.0	-0.396	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.5	-0.360	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.0	-0.307	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.8	-0.282	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.6	-0.254	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.4	-0.225	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.2	-0.195	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.0	-0.164	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670

Fuente: Ingeniería de los Recursos Hidráulicos, Ray K. Linsley-Joseph B. Franzini, México, 1987.

Para la graficación de curvas, se deberá utilizar papel Log. De probabilidad normal.

2.3.2.4.3 METODOS HIDROMETEOROLOGICOS

Estos métodos, basan su estudio en la relación lluvia escurrimiento, requieren de datos de precipitación, así como de algunas características de las cuencas de estudio. Su aplicación está limitada a cuencas pequeñas, ya que han sido desarrollados para áreas de 50 Km² como máximo. Sin embargo cada método en particular presenta sus limitantes referentes a este capítulo.

Dentro de los métodos hidrometeorológicos más aplicables se encuentran:

- Método Racional
- Hidrograma Unitario.
- Método de las Isocronas

A) METODO RACIONAL

Generalmente es considerado como un método, a pesar de que su empleo consiste únicamente en la aplicación de una fórmula, la cual expresa que la descarga es igual a un porcentaje de la precipitación multiplicada por el área de la cuenca. La duración mínima de la lluvia relacionada deberá ser el tiempo necesario en minutos, para que una gota de agua llegue a la estructura de drenaje, desde el punto más alejado de la cuenca. Este tiempo es llamado Tiempo de Concentración (Tc). Esta es la base del método o fórmula racional conocida también como, fórmula de Mulvaney. Se enuncia así:

$$Q = 16.67 CIA \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Donde:

Q: Escorrentía pico, en mts^3/s

C: Coeficiente de escorrentía, que depende de las características del área de drenaje, (Ver tabla 2.4).

I: Intensidad de precipitación promedio, en mm/min

A: - Area de drenaje, en Kms^2

Este método se basa en las siguientes hipótesis:

1. La proporción de escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia, es un máximo cuando esa intensidad de lluvia dura al menos tanto como el tiempo de concentración.
2. El máximo escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia con duración igual o mayor que el tiempo de concentración, es una fracción de esa precipitación, esto es, se supone una relación lineal Q e I, y $Q = 0$ cuando $I = 0$.
3. La frecuencia de la máxima descarga es la misma que la de la intensidad de lluvia para el tiempo de concentración dado.
4. La relación entre máxima descarga y tamaño del área de drenaje es la misma que la relación entre duración e intensidad de precipitación.
5. El Coeficiente de Escorrentía es el mismo para lluvia de diversas frecuencias.
6. El Coeficiente de Escorrentía es el mismo para todas las lluvias en una cuenca dada.

Este método no toma en cuenta el efecto de almacenamiento de la cuenca, pues supone que la descarga es igual a la precipitación fluvial menos toda la retención de la cuenca. Tampoco considera variaciones de intensidad de lluvia en el área, durante todo el tiempo de concentración. Estas suposiciones hacen particularmente susceptible de errores los cálculos, cuando el tamaño de área de drenaje es grande.

Con valores correctos de precipitación fluvial y para un coeficiente de escurrimiento dado, la fórmula racional siempre sobrestima el escurrimiento con errores apreciables al aumentar el tamaño de la cuenca. Por consiguiente, esta fórmula es confiable a cuencas pequeñas menores de 2 Km².

Los componentes de la fórmula racional se describen a continuación:

- AREA (A): Sus límites pueden determinarse mediante inspecciones de campo, mapas con curvas de nivel, fotografías aéreas, etc.
- INTENSIDAD DE LA PRECIPITACION (I): Para su evaluación se considera:
 - a) Frecuencia Promedio de Ocurrencia. Está asociado con la probabilidad con la cual, una tormenta dada es igualada o excedida, una vez, en un periodo determinado de años.
 - b) Relación Intensidad-Duración-Frecuencia: Estos datos se obtienen de indicadores que miden la precipitación. La credibilidad de los resultados dependerá de la cantidad de registros que se tengan.
 - c) Tiempo de Concentración: Es el tiempo que dura el viaje de una gota de agua desde el punto más alejado de la cuenca, hasta el sitio en consideración.

- **COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C):** Se considera que es la variable, cuya estimación es muy susceptible y subjetiva. Este coeficiente sufre pérdidas debidas a:
 - Intercepción por vegetales
 - Infiltración de suelos permeables
 - Retención en zonas de precipitación.
 - Evaporación, transpiración etc.

El valor del Coeficiente de Escorrentía depende en gran medida de las características que rigen la cantidad y velocidad de escurrimiento de la cuenca.

Cuando el tipo de superficie que cubre el agua es muy variado, el valor de C se encuentra por ponderación.

TABLA 2.4 VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"

<i>Tipo de Superficie</i>	<i>Valor de "C"</i>
<i>Superficie impermeable de techos</i>	0.75 – 0.95
<i>Pavimentos asfálticos</i>	0.80 – 0.95
<i>Pavimentos de hormigón</i>	0.70 – 0.90
<i>Pavimentos de piedra o ladrillo</i>	0.35 – 0.70
<i>Suelos impermeables</i>	0.40 – 0.65
<i>Suelos impermeables con césped</i>	0.30 – 0.55
<i>Suelos ligeramente permeables</i>	0.15 – 0.40
<i>Suelos ligeramente permeables con césped</i>	0.10 – 0.30
<i>Suelos moderadamente permeables</i>	0.05 – 0.20
<i>Suelos moderadamente permeables con césped</i>	0.00 – 0.10

Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie, Francisco Javier Aparicio Mijares, México, 1987.

B) HIDROGRAMA UNITARIO

Un hidrograma puede representarse con una gráfica como la observada en la figura 2.3, la cual representa el escurrimiento producido por una sola tormenta. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no sólo de una cuenca a otra, sino también de tormenta a tormenta, es posible distinguir de la fig.2.3, los siguientes aspectos:

- **A : Punto de levantamiento:** En este punto, el agua proveniente de la tormenta analizada comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante ésta ó incluso cuando ha transcurrido algún tiempo después que dejó de llover y depende de varios factores, entre los que se pueden mencionar : el tamaño de la cuenca, su intensidad de drenaje, tipo de suelo y duración de la lluvia.
- **B : Pico de la tormenta:** Es el caudal máximo producido por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.
- **C : Punto de inflexión:** En este punto es aproximadamente cuando se termina el flujo sobre el terreno y de aquí en adelante, el excedente de agua en la cuenca escurre de forma superficial o subterránea.
- **D : Final del escurrimiento:** De este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de forma evidente.

- *Tp : Tiempo de pico:* Es el tiempo que transcurre, entre el punto de levantamiento (A) y el punto pico del hidrograma (B).
- *Tb : Tiempo base:* Es el tiempo que transcurre hasta el punto final del escurrimiento directo.
- *Rama ascendente:* Es la parte del hidrograma delimitada por el punto de levantamiento (A) y el pico de la fórmula (B).
- *Rama descendente o curva de recesión:* Es la parte del hidrograma que vá desde el pico de la tormenta (B) hasta el final del escurrimiento directo (D).

Este método considera que si dos lluvias idénticas caen sobre una cuenca de drenaje que tuviera condiciones idénticas antes de la precipitación, los hidrogramas de escurrimientos derivados de dichas lluvias, serían los mismos. Esto constituye la base del método.

El primer paso para la derivación de los datos, es hacer la separación del escurrimiento del agua del subsuelo, del escurrimiento directo. Se determina el volumen del escurrimiento y las ordenadas del hidrograma unitario se encuentran dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo entre el volumen del escurrimiento directo en pulgadas. El hidrograma unitario resultante debe presentar un volumen unitario de escurrimiento. El paso final es el obtener una duración efectiva a la tormenta, por medio de los registros de la lluvia. Este método no es recomendable para cuencas con áreas mayores de 5,000 Km².

C) HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR EQUIVALENTE.

Para utilizar el método del hidrograma unitario, es necesario contar con al menos un hidrograma a la salida de la cuenca; sin embargo, en nuestro país no se dispone de los registros hidrometeorológicos necesarios. Por ello, se requiere de la utilización de métodos que permitan elaborar hidrogramas unitarios empleando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios, así obtenidos, se llaman sintéticos.

Existen muchos hidrogramas unitarios sintéticos, pero el más utilizado en nuestro medio es el hidrograma triangular, el cual presenta la posibilidad de mostrar un hidrograma como un triángulo, en donde las curvas de ascenso y descenso del hidrograma se convierten en líneas rectas, las cuales en su punto de convergencia, representan el caudal máximo.

Para la aplicación de éste método se obtienen hidrogramas originados por la precipitación ocurrida en cada uno de los hidrogramas considerados, en forma independiente se dibujan en un sistema de coordenadas, en el que las abscisas representan el tiempo y las ordenadas el gasto, sumando las ordenadas en diferentes puntos y uniendo los puntos resultantes de estas sumas, obtenemos el hidrograma provocado por las lluvias de diseño. Los hidrogramas correspondientes a cada intervalo de lluvias se representan en forma triangular. Un hidrograma real no es exactamente un triángulo, pero se escoge esta forma geométrica, debido a la similitud que existe entre ella y la forma de un hidrograma. La obtención de este tipo de hidrogramas se detalla en la figura 2.4.

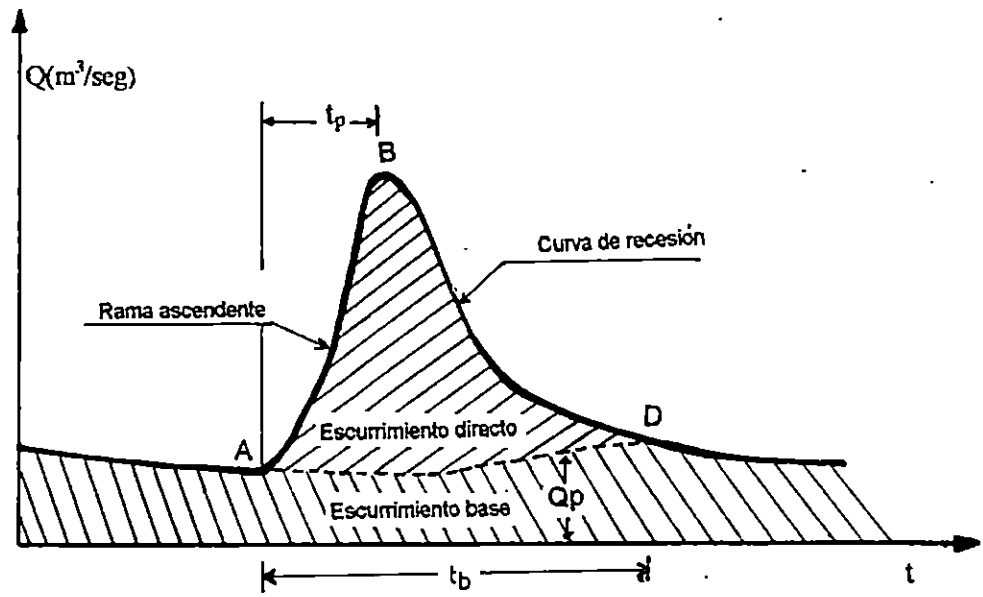


FIG. 2.3 : Hidrograma aislado

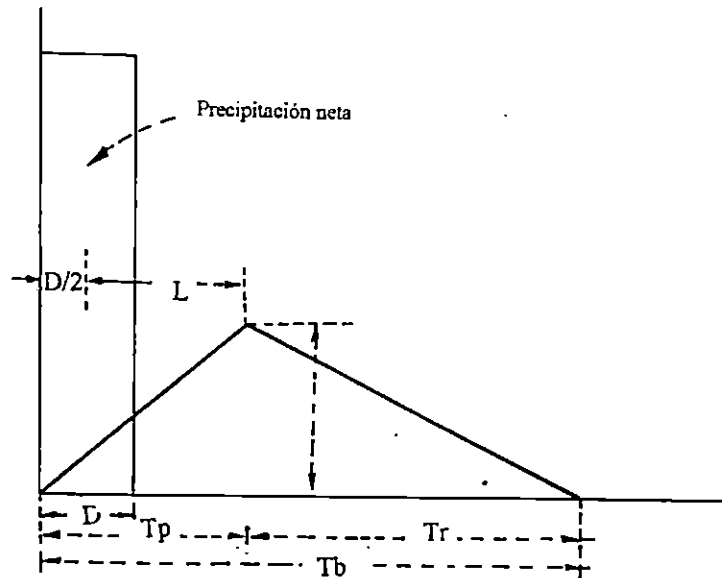


FIG. 2.4 Representación esquemática de un hidrograma unitario triangular

De la geometría del hidrograma unitario se determinan las siguientes ecuaciones:

$$Q_p = 2V / T_b \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Donde:

Q_p : Descarga máxima, en mts^3/seg

V : Volumen de escurrimiento en m^3

T_b : Tiempo base, en horas

$$\text{TIEMPO BASE } (T_b): \quad T_b = 2.67T_p \quad (\text{Ec. 2.10.1})$$

Donde:

T_p : Tiempo pico, en horas

$$\text{TIEMPO PICO } (T_p): \quad T_p = D/2 + 0.6 T_c \quad (\text{Ec. 2.10.2})$$

Donde:

D : Duración, en minutos

T_c : Tiempo de concentración, en horas

D) MÉTODO DE LAS ISOCRONAS

Es el cálculo y aplicación del caudal en áreas que quedan definidas por las curvas que utilizan el mismo tiempo para recorrer un cauce. Los principios en los que se rigen son:

1. Cada isocrona se comporta como una unidad homogénea, es decir, que en cada isocrona es aplicable la ecuación racional.
2. La sumatoria de los caudales parciales por isocrona, es igual al caudal total.

Dentro de las condiciones de aplicación de la fórmula racional, se tiene:

- No es recomendable en áreas de isocronas mayores de 2.0 Km^2
- Aplicable para tiempos de concentración mayores de 5 minutos.

Este método no será desarrollado en el presente estudio, dado que su aplicación involucra datos directos o estimados por métodos descritos anteriormente (para el caso fórmulas empíricas, métodos estadísticos etc.). Además, el método en sí, puede considerarse como una aplicación del Método Racional, ya que el caudal total se encuentra como la adición de caudales parciales actuantes en cada sector.

Además de los métodos ya descritos, (empíricos, estadísticos e hidrometeorológicos), existen también métodos de campo para estimar el caudal, en los cuales se aprovechan estrechamientos, cambios de pendiente, etc.

En El Salvador, los métodos utilizados para la determinación de caudales de diseño, basándose en el tamaño de la cuenca son:

<i>MÉTODO</i>	<i>ÁREA DE LA CUENCA (Km²)</i>
<i>Ecuación Racional</i>	<i>0.01 – 2.00</i>
<i>Hidrograma Unitario Triangular</i>	<i>> 2.00</i>

El intervalo dado para las áreas de las cuencas, no es determinante para la selección del método, ya que como se mencionó anteriormente, ésta depende básicamente de la existencia de la información disponible para su aplicación, así como también, de la importancia o envergadura de la obra a diseñar

2.3.3 ESTUDIO HIDRAULICO

El diseño de una obra de paso, debe contar con el estudio hidráulico, del cual depende determinar la sección hidráulica capaz de transportar el caudal requerido, sin causar trastornos locales que afecten sustancialmente las condiciones y características del cauce, en el tramo donde se implantará la obra. Para el logro de este propósito, se hace un análisis que debe tomar en cuenta las obstrucciones que presenta la obra propuesta.

El presente estudio dará una breve clasificación del flujo y algunos conceptos básicos sobre canales abiertos, además se exponen algunos métodos para la determinación del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, luego se desarrolla conceptos de energía, requeridos para lograr una mayor comprensión del tema. Finalmente se abordará el flujo

gradualmente variado y se aplicará un método de cálculo típico para la obtención del perfil hidráulico, recurso muy útil e indispensable para el dimensionamiento de la estructura.

Con bastante frecuencia, muchos diseñadores asumen la condición de Flujo Uniforme dada la facilidad y simplicidad de condiciones de cálculo, que de dicha suposición emanan.

Como se menciona anteriormente, el presente trabajo, basará su análisis suponiendo que ocurre Flujo Gradualmente Variado, por considerar esta condición de flujo como las más realistas y aplicable a casos prácticos.

2.3.3.1 CLASIFICACION DEL FLUJO

La determinación del tipo de flujo puede hacerse tomando como base los criterios tiempo y espacio. Bajo este punto de vista, el flujo puede clasificarse como uniforme ($\delta y/\delta t=0$), no uniforme ($\delta y/\delta t \neq 0$) y a régimen permanente ($\delta y/\delta x = 0$), o no permanente ($\delta y/\delta x \neq 0$).

- **FLUJO UNIFORME A REGIMEN PERMANENTE:** Se presenta en canales inclinados largos de sección constante en donde la pérdida de carga debido al flujo turbulento es suministrada por la reducción en la energía potencial debido a la disminución uniforme en la elevación del fondo del canal. El tirante de flujo uniforme a

régimen permanente recibe el nombre de tirante normal. Este tipo de flujo, la descarga es constante y el tirante es constante en todo el canal.

- **FLUJO NO UNIFORME A REGIMEN PERMANENTE:** Ocurre en cualquier canal irregular en donde la descarga no varía con el tiempo. Para los cambios graduales en el tirante o la sección, el flujo se denomina gradualmente variado, o cuando se tienen cambios muy pronunciados en tirante y velocidad en un tramo relativamente corto, se presenta el flujo rápidamente variado.
- **FLUJO UNIFORME A REGIMEN NO PERMANENTE:** El establecimiento de este tipo de flujo, requeriría que la superficie del agua no fluctuara de un tiempo a otro, permaneciendo paralela al fondo del canal. Por lo cual esta es una condición que ocurre rara vez en flujo de canales abiertos. Un ejemplo podría ser cuando el flujo se desplaza a través de un tubo largo a razón o tasa decreciente.
- **FLUJO NO UNIFORME A REGIMEN NO PERMANENTE:** Ocurre cuando el vector velocidad y demás condiciones de un punto cambian con el tiempo. Ejemplo: cuando el flujo de un líquido circula a tasa creciente a través de un tubo que se expande. Sucede a menudo, pero su comportamiento es difícil de analizar y se vuelve mucho más complejo si se consideran efectos de fricción.

2.3.3.2 CONCEPTOS BASICOS SOBRE CANALES ABIERTOS

Un canal es cualquier depresión capaz de transportar una corriente de agua, la cual fluye en una superficie libre. En términos generales los canales pueden dividirse en naturales y artificiales.

La terminología “canal natural”, se refiere a los canales que han sido desarrollados por procesos naturales y que no han tenido una mejoría significativa por parte del hombre.

Dentro de esta categoría, se encuentran los riachuelos de todo tipo. Generalmente su sección transversal así como la rugosidad de su perímetro son irregulares, al mismo tiempo que presentan la desventaja de erosionarse continuamente (dependiendo del material constitutivo), cambiando con ello su ubicación y forma de su sección transversal.

La categoría “canales artificiales” incluye todos los canales que han sido desarrollados por el esfuerzo humano.

• COMPONENTES DE LA SECCION TRANSVERSAL DE UN CANAL

Las diferentes partes constituyentes de un canal, están íntimamente relacionados con su forma geométrica. Entre estas se mencionan:

- a) **Tirante del Flujo (Y):** Es la distancia vertical medida desde el punto más bajo de la sección del canal a la superficie del agua. Este término no deberá confundirse con el

tirante de flujo de la sección (d), que es el tirante del flujo medido perpendicularmente al fondo del canal. La relación entre ambos términos es la siguiente:

$$Y = d / \cos\theta \quad (\text{Ec. 2.11})$$

En donde:

- θ : Es el ángulo de la pendiente del fondo del canal con una línea horizontal o de referencia, si θ es pequeño $Y \approx d$.
- b) **Nivel de Agua:** Se define como la elevación de la superficie libre del agua relativa a un plano de referencia. Si el punto más bajo de una sección del canal se toma como el plano de referencia, entonces el nivel del agua y el tirante del flujo coinciden.
- c) **Ancho Superficial o Espejo de Agua (T):** Es el ancho de la sección del canal en la superficie libre de agua.
- d) **Area Hidráulica (A):** Es el área de la sección transversal del flujo, tomada normal a la dirección del flujo.
- e) **Perímetro Mojado (P):** Es la longitud de la línea interfase entre el fluido y contorno del canal.
- f) **Radio Hidráulico (R):** Es la relación del área hidráulica con el perímetro mojado:
 $R = A / P$.
- g) **Tirante Hidráulico (D):** Es la relación del área hidráulica con el ancho superficial:
 $D = A / T$.

2.3.3.3 ECUACION DE ENERGIA TOTAL Y ESPECIFICA

- **ENERGIA TOTAL (H)**

En flujos reales cada línea de corriente que pasa a través de la sección del canal tendrá una altura de velocidad diferente, debido a la distribución no uniforme de velocidades. En este caso de flujo gradualmente variado, para ciertos propósitos se supone que las alturas de velocidad todos los puntos de la sección del canal son iguales, y con el fin de tomar en cuenta esa distribución no uniforme de velocidades y así corregirlo, se puede utilizar un coeficiente de energía (α). Así, la energía total de la porción de agua que viaja sobre una línea de corriente, está dada por:

$$H = z + d \cos \theta + \alpha V^2 / 2g \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Para canales con pendientes bajas (menores de 10°)*, $\theta \approx 0$ y la ecuación (Ec. 2.12), puede escribirse:

$$H = z + d + \alpha V^2 / 2g \quad (\text{Ec. 2.13})$$

En donde:

- H: Altura total de energía, en mts.
- z: Distancia vertical del fondo del canal por encima del nivel de referencia, en mts
- d: Profundidad de la sección del flujo, en mts.
- θ : Angulo de la pendiente del fondo.

* Richard French, Hidráulica de Canales Abiertos, E.E.U.U., 1988.

α : Coeficiente de energía

V: Velocidad media del flujo a través de la sección, en mts/seg.

Si se considera un canal prismático con pendiente alta (ver figura 2.5). En el diagrama, la línea que representa la elevación de la altura total del flujo es la línea de energía. Su pendiente conoce con el nombre de gradiente de energía (SI). Se representa también en la misma figura, la pendiente de la superficie del agua (S_w) y la pendiente del fondo del canal (S_o). Para un flujo uniforme, se tiene que: $S_f = S_w = S_o$.

- **ENERGIA ESPECIFICA (E)**

En una sección del canal, se define como la energía por libra de agua en cualquier sección del canal, medida con respecto al fondo. Su ecuación es la misma que la correspondiente a la energía total, con $z = 0$, la ecuación (Ec. 2.12), se convierte en:

$$E = d \cos \theta + \alpha V^2 / 2g \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Y para un canal con pendiente pequeña, $\alpha = 1$.

$$E = Y + V^2 / 2g \quad (\text{Ec. 2.14.1})$$

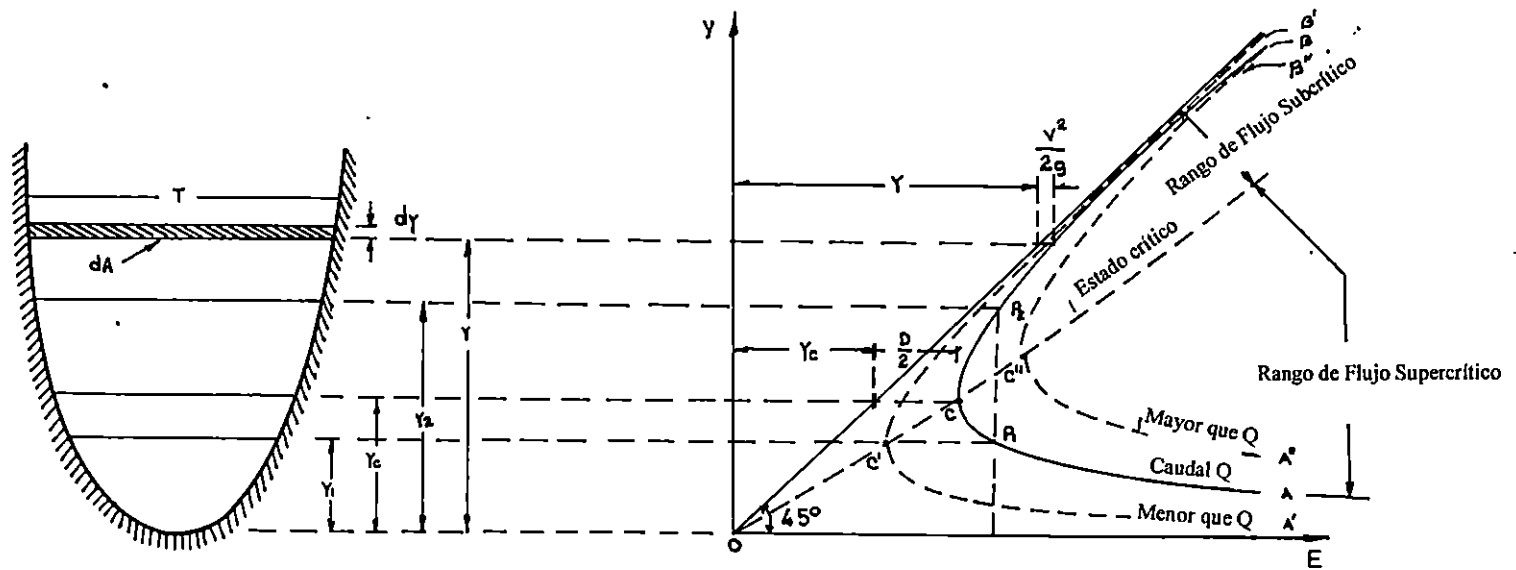


Fig. 2.5 Curva de Energía Especifica

La ecuación anterior, indica que la energía específica es igual a la suma de la profundidad del agua más la altura de velocidad.

De continuidad, se sabe que : $V=Q/A$, entonces la ecuación 2.14.1, se transforma en :

$$E = Y + Q^2 / (2gA^2) \quad (\text{Ec. 2.14.2})$$

De donde puede observarse que para una sección de canal y caudal dados, la energía específica de dicha sección sólo es función de la profundidad de flujo.

Si graficamos la profundidad de flujo (Y), contra la energía específica para una sección de canal y caudal determinados, obtendremos una curva similar a la de la figura 2.5 y se denomina Curva de Energía Específica, para cualquier punto de esta curva, la ordenada representa la profundidad y la abscisa, la energía específica, que es igual a la suma de las alturas de presión y la altura de velocidad $V^2/2g$.

2.3.3.4 FLUJO SUBCRITICO, CRITICO Y SUPERCRITICO

Un análisis de la figura 2.5 muestra que para todos los puntos sobre el eje E mayor que el punto C , hay dos posibles tirantes de flujo, conocidos como tirantes conjugados, excepto en dicho punto C , donde E es mínima, existe un sólo valor. El tirante, cuando la energía específica es mínima E_{min} , se llama tirante crítico. Los tirantes que

quedan arriba de la línea OC, quedan en régimen subcrítico, mientras los que quedan abajo, quedan en régimen supercrítico.

Los conceptos anteriores, expresados, pueden definirse en términos numéricos, derivando la ecuación 2.14, en donde se tiene:

$$dE / dy = 1 - \alpha Q^2 / gA^3 (dA / dy) = 0 \quad (\text{Ec.2.15})$$

En donde:

A : Área hidráulica

En la figura 2.5 el diferencial de área dA cercana a la superficie libre, es igual a Tdy (T=Ancho superficial o espejo de agua), y por definición, el tirante hidráulico) $D = A/T$.

Considerando $\alpha = 1$ y sustituyendo las relaciones anteriores, en la ecuación 2.15

$$1 - (Q^2/gA^3) dA/dy = 1 - Q^2/gA^2 (T/A) = 1 - V^2/2g (1/D) = 0$$

$$V^2/2g = D/2$$

$$V / \sqrt{(gD)} = F = 1 \quad (\text{Ec.2.15.1})$$

F= Número de Froude

La ecuación 2.15, es la correspondiente a la del flujo crítico, así la energía específica mínima ocurre en el tirante hidráulico crítico, o sea, para el punto C, en la figura 2.5.

Sabiendo esto, la rama CA puede interpretarse como representativa de flujos supercríticos, mientras que la rama CB representa flujos subcríticos.

Puede ahora demostrarse, que para canales de gran pendiente, es decir, para valores de $\theta > 10^\circ$, el ángulo $\alpha \neq 1$, el crítico para energía específica, viene dado por:

$$F = V / \sqrt{(g D \cos \theta / \alpha)} \quad (\text{Ec.2.15.2})$$

Y por lo tanto, las curvas E-Y para valores de gastos mayores que Q, están situadas a la derecha de la curva Q y las curvas E-Y para valores de gastos menores que Q están situados a su izquierda.

2.3.3.5 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD “n” DE MANNING

2.3.3.5.1 MÉTODO DE COWAN

A partir del conocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n, mediante este procedimiento, el valor de n puede calcularse por :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Donde :

- n_0 : Es un valor básico de n, para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados
- n_1 : Es el valor que debe agregarse a n_0 para corregir el efecto de las rugosidades superficiales
- n_2 : Es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño, de la sección transversal del canal

n_3 : Es un valor para considerar las obstrucciones.

n_4 : Es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo

m_5 : Es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal. A continuación se presenta una tabla con valores sugeridos para cada uno de estos factores:

TABLA 2.5: VALORES PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES
	Tierra	0.020
Material	Corte en roca	n_0 0.025
Involucrado	Grava fina	0.024
	Grava gruesa	0.028
	Suave	0.000
Grado de irregularidad	Menor	n_1 0.005
	Moderado	0.010
	Severo	0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	0.000
	Ocasionalmente alternante	n_2 0.005
	Frecuentemente alternante	0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones.	Insignificante	0.000
	Menor	n_3 0.010-0.015
	Apreciable	0.020-0.030
Vegetación	Severo	0.040-0.060
	Baja	0.005-0.010
	Media	n_4 0.010-0.025
	Alta	0.025-0.050
Grado de los efectos meandros	Muy alta	0.050-0.100
	Menor	1.000
	Apreciable	m_5 1.150
	Severo	1.300

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, Impreso en Colombia, 1994.

2.3.3.5.2 METODO DEL SERVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS

Este método para estimar "n", implica la selección de un valor básico de n para un canal uniforme, recto y regular de un material nativo, y entonces modificar este valor por la adición de factores de corrección que se determinan mediante una consideración crítica de algunos de los factores enumerados anteriormente. En este proceso, es necesario que cada factor se considere y evalúe independientemente. Los pasos a seguir, se enumeran a continuación :

1. Selección de "n" básico: En este paso, se selecciona un valor básico. Para un canal debe visualizarse las modificaciones por vegetación, obstrucciones, cambios en su forma y cambios de alineamiento. Los valores básicos de n sugeridos por el S.C.S., se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 2.6 VALORES BASICOS DE "n" SUGERIDOS POR EL S.C.S.

<i>CARACTERISTICA DEL CANAL</i>	<i>"n" BASICO</i>
<i>Canales de tierra</i>	<i>0.020</i>
<i>Canales cortados en roca</i>	<i>0.025</i>
<i>Canales de grava fina</i>	<i>0.024</i>
<i>Canales de grava gruesa</i>	<i>0.028</i>

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Richard French, Impreso en E.E.U.U, 1988.

2. **Modificación por vegetación:** El retraso debido a la vegetación es ocasionado por el flujo del agua alrededor de troncos, ramas y sólo en forma secundaria por la reducción del área hidráulica. Para determinar el efecto de la vegetación sobre el retraso, debe considerarse la altura de la vegetación con relación al tirante del flujo, la capacidad de la vegetación a la resistencia de la flexión y el grado en que el flujo es obstruido, la distribución transversal y longitudinal de los diversos tipos de vegetación, las densidades y alturas de la vegetación en los árboles que están siendo considerados y la estación crítica. Se recomienda ver la siguiente tabla:

TABLA 2.7 FACTORES MODIFICANTES POR VEGETACION

<i>Condiciones de vegetación</i>	<i>Efecto de n</i>	<i>Rango de valores</i>
<i>Crecimientos densos de pastos flexibles o hierbas de los cuales, el pasto bermuda y el pasto azul son ejemplos en donde el promedio de profundidad del flujo es de 2 a 3 veces la altura de vegetación.</i>	<i>bajo</i>	<i>0.005-0.010</i>
<i>Desvíos causados por pequeños arboles flexibles tales como sauces, algodón silvestre, cedro, en donde el promedio de profundidad del flujo es de 3 a 4 veces la altura de la vegetación</i>		
<i>Pastos flexibles, en donde el promedio de la profundidad e flujo es de 1 a 2 veces la altura de la vegetación.</i>		
<i>Pastos de tallo corto, hierbas o pequeños arboles con vegetación moderada, donde el promedio de profundidad de flujo es de 2 a 3 veces la altura de vegetación.</i>	<i>medio</i>	<i>0.010-0.025</i>
<i>Crecimiento de matorrales, relativamente densos</i>		
<i>Temporadas de poca vegetación, sauces o arboles de algodón silvestre.</i>	<i>Alto</i>	<i>0.025-0.050</i>
<i>Temporada de crecimiento de matorrales de sauce de larededor de un año, mezclados con algunas hierbas, con mucho follaje, a lo largo de los taludes del canal, con poca vegetación, en donde el radio hidráulico es mayor de 2 pies</i>		
<i>Pastos flexibles, en donde el promedio de profundidad de flujo, es menor que la mitad de la altura de vegetación.</i>	<i>Muy alto</i>	<i>0.050-0.100</i>
<i>Temporada de crecimiento de matorrales de sauces de alrededor de un año, mezclados coa hierbas de muchos follajes alrededor del lecho del canal, cualquier valor del radio hidráulico arriba de 10 a 15 pies.</i>		
<i>Temporada de crecimiento de árboles mezclados con hierbas y matorrales, todo con follaje muy denso ; cualquier valor del radio hidráulico arriba de 10 a 15 pies</i>		

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Richard French, Impreso en E.E.U.U, 1988.

3. Modificación por la irregularidad de canales : Para determinar esto, se deben considerar tanto cambios en el área hidráulica, como en la forma de la sección transversal. Cuando hay grandes cambios en el área, si son graduales y uniformes, resultarán en pequeños valores de modificación; cambios abruptos, darán grandes modificaciones a los valores. Los valores sugeridos por la S.C.S. se muestran en las siguientes tablas:

TABLA 2.8 FACTORES MODIFICANTES POR CAMBIOS EN EL TAMAÑO Y FORMA DE LA SECCION TRANSVERSAL.

<i>Carácter de variaciones en el tamaño y forma de las secciones transversales</i>	<i>Valor modificante</i>
<i>Cambios en el tamaño o forma que ocurren gradualmente</i>	<i>0.000</i>
<i>Secciones grandes y pequeñas alternándose ocasionalmente ó cambios en la forma causando un desplazamiento ocasional del flujo principal de lado a lado</i>	<i>0.005</i>
<i>Secciones grandes y pequeñas alternándose frecuentemente o cambios en la forma causando frecuentes desplazamientos de lado a lado.</i>	<i>0.010-0.015.</i>

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Richard French, Impreso en E.E.U.U, 1988.

TABLA 2.9 FACTORES MODIFICANTES POR CANALES DE SUPERFICIE IRREGULAR

<i>GRADO DE IRREGULARIDAD</i>	<i>SUPERFICIE COMPARABLE CON</i>	<i>VALOR</i>
<i>Liso</i>	<i>La mejor, de acuerdo a los materiales involucrados</i>	<i>0.000</i>
<i>Menor</i>	<i>Canales bien dragados, ligeramente erosionados</i>	<i>0.005</i>
<i>Moderada</i>	<i>Canales dragados de manera adecuada a escasa, moderadamente empantanados de canales.</i>	<i>0.010</i>
<i>Severa</i>	<i>Márgenes malamente empantanados de canales</i>	<i>0.020</i>

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Richard French, Impreso en E.E.U.U, 1988.

4. Modificación por obstrucción : La selección de los valores por modificación de este factor, se basa en número y características de las obstrucciones. Las obstrucciones consideradas por el S.C.S. incluyen depósitos, raíces, troncos, ramas. El efecto relativo de las obstrucciones que debe considerarse, está dado por lo siguiente :

- El grado en que las obstrucciones reducen el área hidráulica y varían su tirante,
- La forma de las obstrucciones
- La posición y separación de las obstrucciones en las direcciones transversal y longitudinal.

Los valores de modificaciones se muestran en la siguiente tabla :

TABLA 2.10 FACTORES MODIFICANTES POR OBSTRUCCION

<u>EFFECTO RELATIVO DE OBSTRUCCIONES</u>	<u>VALOR MODIFICANTE</u>
Despreciable	0.000
Menor	0.010-0.015
Apreciable	0.020-0.030
<u>Severo</u>	<u>0.040-0.060</u>

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Richard French, Impreso en E.E.U.U, 1988.

3. Modificación por alineamiento de canal : Es la adición de los valores encontrados anteriormente al valor básico de n , para formar n' . Se define l_s como la longitud recta de la distancia bajo consideración y l_m es la longitud del meandro del canal en la longitud considerada.. El valor se observa en la siguiente tabla :

TABLA 2.11 VALORES MODIFICANTES POR CANALES ALINEADOS

<i>l_m/l_s</i>	<i>Grado de tortuosidad</i>	<i>Valor modificante</i>
1-1.2	menor	0.00
1.2-1.5	apreciable	0.15 n'
>1.5	severo	0.30 n'

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Richard French, Impreso en E.E.U.U, 1988.

6. Estimación de n : un valor de n puede ser estimado por la sumatoria de los pasos del 1 al 5 .

2.3.3.6 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

Las teorías desarrolladas así como las diversas técnicas de solución propuestas por diferentes autores, se basan en las suposiciones siguientes:

1. La pérdida de carga es igual a la pérdida de carga en el tramo para un flujo uniforme con el mismo radio hidráulico y la velocidad media, en términos de la ecuación de Manning.

2. La pendiente del canal es pequeña, por ende, el tirante es el mismo si se mide en forma vertical o perpendicular con respecto al fondo.
3. No se tiene inclusión de aire. Si se tuviese inclusión significativa de aire, el problema se resuelve bajo la suposición de que no existe y se modifica el perfil resultante para tomar en cuenta dicha inclusión de aire.
4. La distribución de velocidades en el canal es fija, por lo que, el coeficiente de corrección de energía cinética alfa es constante.
5. El coeficiente de rugosidad es independiente del tirante y constante en todo el tramo bajo consideración.

2.3.3.6.1 ECUACION DINAMICA DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

En la sección 2.3.3.3, se planteó que la ecuación 2.12 que expresa la energía total en una porción de agua:

$$H = z + d \cos\theta + \alpha V^2/2g \quad (\text{Ec.2.17})$$

Diferenciando esta ecuación, la ecuación anterior puede escribirse:

$$dH/dx = dz/dx + \cos\theta \, dd/dx + \alpha d(v^2/2g) / dx \quad (\text{Ec.2.17.1})$$

El término dH/dx es el cambio de energía con relación a la distancia longitudinal o a la fricción de la pendiente, y se define:

$$dH/dx = - Sf \quad (\text{Ec.2.17.2})$$

El término dz/dx es el cambio de elevación del fondo del canal, con respecto a la distancia o a la pendiente del fondo, y se define:

$$S_o = \text{sen } \theta = -dz / dx$$

Donde:

θ : Angulo que forma el fondo del canal con el nivel de referencia.

$$dz/dx = - S_o \quad (\text{Ec.2.17.3})$$

Nótese que las pérdidas por fricción dH , siempre es una cantidad negativo en la dirección del flujo (a menos que se añada energía exterior al curso del flujo) y que el cambio en la elevación del fondo dz , es una cantidad negativa cuando la pendiente desciende.

Sustituyendo (2.17.2) y (2.17.3) en (2.17.1) y resolviendo para dd/dx , se tiene:

$$dd/dx = ((S_o - Sf) / (\cos \theta + \alpha d (v^2/2g))) / dx \quad (\text{Ec.2.17.4})$$

Al emplear la hipótesis 2 para flujo gradualmente variado en la que $\cos \theta = 1$ y $d = y$, $dd/dx = dy/dx$, la ecuación 2.17.4 se transforma en:

$$dy/dx = ((S_o - Sf) / (1 + \alpha d (v^2/2g))) / dy \quad (\text{Ec.2.17.5})$$

Donde:

dy / dx : Pendiente de la superficie del agua con respecto al fondo del cauce

- So: Pendiente del fondo del cauce
- Sf: Pendiente de la línea de energía
- α : Coeficiente de energía
- $d(V^2/2g) / dy$: Tasa de cambio de la carga de velocidad.

2.3.3.6.2. CARACTERISTICAS DE LOS PERFILES DE FLUJO

Como se sabe que la dinámica de flujo gradualmente variado expresa la pendiente del flujo longitudinalmente con respecto al fondo del canal, puede entonces utilizarse para describir las características de los perfiles de flujo. Para tal fin, dicha ecuación se enuncia como:

$$dy / dx = S_o \frac{1 - (K_n / K)^2}{1 - (Z_c / Z)^2} \quad (\text{Ec.2.18})$$

La cual representa otra forma de la ecuación del flujo gradualmente variado y en donde:

K: Valor de la conductividad, correspondiente a una profundidad Y en flujo gradualmente variado.

K_n : Valor de la conductividad, correspondiente a la profundidad Y_n para el flujo uniforme.

Z_c : Factor de sección, calculado para un caudal con una profundidad Y_c correspondiente a flujo crítico.

El perfil del flujo representa la curva de la superficie del flujo y presentará cualquiera de dos casos:

1. Una curva de remanso. Si la profundidad de flujo se incrementa, en la dirección del flujo. Es decir dy/dx es positiva.
2. Una curva de caída: Si la profundidad del flujo disminuye con la dirección del flujo, es decir dy/dx es negativa.

2.3.4 ESTUDIOS GEOLOGICOS.

Las investigaciones geológicas son una parte importante de la planeación preliminar para el diseño de una obra de paso. Estas investigaciones deben orientarse hacia la selección de los sitios que también por otras razones (condiciones topográficas, hidrológicas, etc.) resulte conveniente, previéndose los problemas estructurales que se originarán por las condiciones particulares que se tienen en el sitio y localizándose las fuentes de materiales naturales adecuadas para el uso y aprovechamiento en la estructura propuesta.

El estudio geológico, se hace necesario en la implementación de obras de paso, ya que el éxito y la economía de éstas, depende en cierta medida del grado en que la estructura quede adaptada a las condiciones geológicas del terreno en que se construye, al grado que para fines de cálculo, se tiende a considerar a las masas rocosas o de

suelo, como una parte integrante de la estructura. Se considera pertinente, definir algunos conceptos :

- *Geotecnia* : Es una especialidad de la Geología, a quien compete el estudio de la mecánica de rocas y mecánica de suelos.
- *Rocas* : este término, se usa en ingeniería geológica para referirse a una masa de material natural compacta, de semi-dura a dura, compuesta por uno o más minerales.
- *Suelo* : Agregado natural de minerales que pueden ser separados por medios mecánicos suaves. Comúnmente se acepta, que son aquellos materiales de la corteza terrestre que pueden excavar sin el auxilio de explosivos.

Los estudios geológicos son efectuados normalmente por geólogos ; pero es importante y necesario, que el ingeniero civil, conozca sus objetivos y sea capaz de interpretar y utilizar sus resultados.

El ingeniero, tiene la obligación de asegurar hasta donde sea posible económicamente, el buen funcionamiento de la obra. Para esto, necesita contar con la información requerida para la planeación del proyecto, la cual se obtiene de estudios previos. En la elaboración de los estudios adecuados no debe escatimarse ni tiempo ni costo, ya que lo que se ahorra al no hacerlos completos, se paga con creces durante la construcción y operación.

Dentro de la información geológica necesaria para el estudio de una zona, se encuentran los mapas geológicos, secciones transversales y fotografías aéreas. Los mapas geológicos muestran los puntos en que las diferentes formaciones rocosas, consolidadas o no, salen o afloran a la superficie terrestre, su veta o la dirección en la que descansan, su

inclinación ó ángulo con respecto a la horizontal. Además deberán incluir la localización de fallas y el trazo de curvas de nivel.

En El Salvador se cuenta con mapas geológicos elaborados por la Misión Geológica Alemana y se encuentran disponibles en El Instituto Geográfico Nacional.

Las fotografías aéreas constituyen la base para la fotointerpretación geológica, la cual constituye un procedimiento de trabajo para hacer geología superficial, la cual proporciona una forma de reconocer geológicamente áreas de grandes extensiones en un tiempo sumamente corto.

La fotogeología, se complementa con al geología de campo, cuya aplicación se realiza en puntos determinados que se seleccionan en las fotografías conocidos con el nombre de puntos de verificación; con esta metodología se consigue una mayor calidad en los estudios.

El uso de las fotografías, es importante en los grandes proyectos de ingeniería.

En general, las escalas que se emplean varían desde : 1 :2000 a 1 :100000 ;las más utilizables para estudios de reconocimientos son de 1 :25000 a 1 :50000 y para trabajos de detalles de 1 :5000 a 1 :20000.

Desde el punto de vista geológico, para los cruces de los ríos, se estudia la clasificación fluvial, la estabilidad del cauce, la conformación de las márgenes, la clase y espesor del acarreo y la presencia de algunas condiciones particulares que puedan influir en la construcción o conservación de la estructura. Se estudia el abastecimiento de agua.

En obras de menor envergadura, aún cuando por tratarse de obras pequeñas no se requiere de una exploración geológica detallada, es necesario que el ingeniero que localiza el sitio de la implementación observe cuidadosamente las características del terreno, así como del material del que se va a construir, ya que una falla en el funcionamiento de la obra, está relacionada con la seguridad de la misma, pues depende, por un lado de su costo, y por otro, del costo de las pérdidas asociadas con dicha falla.

Es frecuente que un reconocimiento superficial sea suficiente para conocer con seguridad las condiciones de la zona y con base a informes presentados por el ingeniero, se cuente con los elementos suficientes para elaborar el proyecto. Sin embargo, en la mayoría de los casos, se requiere efectuar una exploración con mayor detalle, en este caso, los métodos de muestreo más empleados en nuestro medio consisten en : pozos a cielo abierto, penetración estándar y perforación rotatoria. En la práctica, la columna geológica en una perforación, consiste simplemente en la sucesión de los diferentes estratos encontrados.

Antes de que sea necesario gastar en exploraciones del subsuelo, el geólogo debe proporcionar al ingeniero, la información preliminar para el proyecto de la obra, como la que a continuación se detalla :

- Los tipos de roca que se encuentran, su distribución y sus relaciones estructurales.
- La presencia de rocas que pueden presentar problemas de cimentación.
- La existencia de condiciones especiales como resultado de fenómenos de glaciación o de depósitos lacustres.

- La presencia de fallas de importancia o de un excesivo fracturamiento.
- La profundidad a la que a actuado el intemperismo, para estimar una cimentación o un corte.
- La posibilidad de conseguir yacimientos de materiales para construcción.
- Las condiciones generales de las aguas superficiales y subterráneas del lugar.

2.3.5 ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos tiene gran importancia, ya que presenta información sobre el comportamiento que podría tener el suelo ante la transmisión de cargas de la estructura a implementar. Este estudio tiene el propósito de hacer una investigación exploratoria para obtener información de las condiciones del suelo en el lugar del emplazamiento.

El principal objeto de la exploración es obtener datos sobre la profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos, además obtener un aproximado de la resistencia y compresibilidad de la estratigrafía para hacer los estimados preliminares de los asentamientos de la estructura, por lo que se recurrirá a ensayos tanto de campo como de laboratorio, que dependerán básicamente del tipo de suelo y de la obra a construir. Los ensayos son procedimientos realizados a una muestra de suelo para el conocimiento de determinadas propiedades. Su propósito es identificar o clasificar el material, determinándole propiedades físicas y estableciendo

criterios de control. Para este fin la realización de ensayos, implica disponer de muestras que proporcione resultados confiables.

El muestreo basado en la exploración del subsuelo, a través de un orificio llamado técnicamente sondeo, permite observar directamente de la muestra, un análisis cualitativo, además de los respectivos análisis cuantitativos y estadísticos practicados en el laboratorio, los cuales determinarán las características de los estratos de suelo referidos al sitio en estudio.

Generalmente las pruebas o ensayos están sistematizados en las normas de la ASTM y las normas AASHTO , ambas instituciones dedicadas al establecimiento y regulación de dichos parámetros.

Los suelos tienen algunas propiedades físicas importantes que no los definen por completo, pero a las cuales conviene referirse en algunos casos en forma comparativa. Entre estas propiedades se tienen :

- Resistencia a las Deformaciones : depende de la resistencia que el suelo presenta al esfuerzo cortante y éste a su vez depende de dos propiedades mecánicas denominadas cohesión y fricción interna ; la primera es la resistencia que presentan las partículas de suelo a ser apartadas unas de otras ; mientras que la segunda, es la resistencia que presentan dichas partículas de suelo a ser deslizadas.
- Compresibilidad : Se refiere a la reducción de volumen de un suelo debido a la aplicación de una presión exterior
- Elasticidad : Es la capacidad que tienen los suelos de volver a su posición original después de haber sido deformados.

- Permeabilidad : Es la propiedad de algunos suelos de permitir el paso del agua a través de sus poros.
- Capilaridad : Es la propiedad de los suelos de absorber agua, por contacto con una fuente adyacente de este líquido y de transmitirla en todas las direcciones.

Para prever el funcionamiento y seguridad de una obra, será necesario concebir una idea general del tipo de suelo existente en los alrededores y en el lugar donde se construirá dicha estructura, además se tendrá que diferenciar la topografía, estratificación del suelo, el relieve y accidentes naturales, la vegetación, el nivel freático (el cual se puede evidenciar a través de pozos de abastecimiento de los vecinos del lugar, grietas en el suelo entre otros), etc.

A continuación se mencionan algunas consideraciones acerca del número de sondeos y profundidades de los diferentes ensayos a realizar para el caso de puentes, por considerar esta estructura como una de las de mayor relevancia dentro del contexto del presente estudio.

NUMERO DE SONDEOS.

El número de sondeos para el caso de puentes, puede seguir estos criterios :

- a) Uno a cada orilla del cauce y otro al centro (este último en caso de ser necesario).
- b) Uno ubicado sobre cada pila y estribo.

PROFUNDIDAD DE SONDEO

Debe llegar hasta encontrar un estrato de suelo resistente o el manto rocoso. De encontrarse este último, deberá perforarse 3 mts. adicionales como mínimo, para verificar el estado de la roca (grietas o fisuras).

ENSAYOS REQUERIDOS.

- **ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT). ASTM- D 1586.**

Propósito : Extraer muestras representativas y continuas para utilizarlas en los diferentes ensayos de laboratorio. Pretende a través de muestras alteradas :

- a) Definir la estratigrafía del suelo hasta la profundidad del sondeo.
- b) Establecer la resistencia del suelo en base al número de golpes.
- c) Obtener en forma indirecta al ángulo de fricción interna, la cohesión y la compacidad relativa del suelo, haciendo uso de gráficas de correlación para establecer la resistencia del estrato y verificar la estabilidad de las laderas adyacentes.
- d) Encontrar la profundidad del estrato resistente de suelo o roca.

- **CONTENIDO DE HUMEDAD .**

Propósito :

- a) Determinar las condiciones de humedad prevalecientes en los diferentes estratos y dar recomendaciones para su control.
- b) Determinación de filtraciones, nivel freático, influencia del río, etc.

- **DESCRIPCION E IDENTIFICACION DE SUELOS .PROCEDIMIENTO VISUAL**

MANUAL. ASTM-D 2488.

- ANALISIS GRANULOMETRICO DE LOS SUELOS. ASTM-D 422.

Propósito :

- a) Clasificar los diferentes tipos de suelos existentes.
- b) Estimar en forma indirecta la permeabilidad del suelo.

- LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE PLASTICO.

Propósito :

Determinar el grado de plasticidad que tiene el suelo para dar recomendaciones sobre su control.

- PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL. ASTM-D 2850.

Propósito :

Determinar la resistencia al esfuerzo cortante del estrato resistente previamente encontrado por medio de la prueba de penetración estándar.

- ENSAYO DE PERMEABILIDAD. ASTM-D 2434.

Propósito :

Determinar el coeficiente de permeabilidad para predecir posibles socavaciones.

Los ensayos serán más exhaustivos dependiendo de la importancia y/o envergadura así como del tipo de obra a implementar.

El objeto del sondeo es principalmente, determinar la profundidad del manto rocoso o de un estrato de suelo muy firme. Finalmente, las recomendaciones técnicas para las fundaciones se harán basándose en los resultados obtenidos y a las profundidades proporcionadas por las correspondientes pruebas, jugando un papel muy importante el criterio y experiencia del ingeniero responsable.

2.3.6 OTROS PARAMETROS A TOMAR EN CUENTA EN EL DISEÑO E IMPLEMENTACION DE OBRAS DE PASO.

Para el diseño de obras hidráulicas, se requiere indispensablemente de los estudios antes mencionados, además de la consideración de otros aspectos que pueden en muchos casos, facilitar o dificultar la implementación, mantenimiento u operación de las mismas.

Todo lo anterior persigue como objetivo principal, la elección del diseño óptimo en cuanto a aspectos económico y funcional se refiere. Dentro de éstos, se mencionan :

- La importancia relativa a la elección de la zona más adecuada, ya que de ella depende, en gran medida, los problemas que puedan presentarse durante la vida útil de

la misma, aumentando innecesariamente los costos de operación y mantenimiento. Para ello, se recomienda, en caso de que la longitud del camino sea corta, que los reconocimientos se efectúen de ser necesarios a pie. En caso contrario, dichos reconocimientos se efectúen por medio de fotografías aéreas. Sobre este aspecto, se puede concluir que los errores o defectos de una mala elección directa, se reflejarán en la etapas sucesivas (construcción y operación) de la obra.

- Otro aspecto que se debe tomar en cuenta y que incide en la rentabilidad de un proyecto, es que con frecuencia se presentan casos de cuencas semejantes en superficie, pendiente, precipitación pluvial, vegetación, etc. con dimensiones similares. En estos casos, es conveniente tipificar, es decir, que aunque el estudio de como resultado obras con tipo y dimensiones diferentes, en la elección definitiva, deberán unificarse estas características para obtener así las obras más adecuadas, no perdiendo de vista, el costo de cada alternativa resultante.
- Desde el punto de vista ingenieril, el mejor diseño de una obra hidráulica, en particular, será aquel que sirva al propósito para el cual fué proyectado, es decir, que la probabilidad de falla, sea tan pequeña pero todavía positiva, ya que de lo contrario al proporcionar seguridad y protección contra la peor o más desastrosa avenida, se obtendrán diseños antieconómicos que probablemente imposibiliten su ejecución.

- Deberá efectuarse una evaluación exhaustiva acerca del impacto ecológico que se ocasionará al cauce y áreas adyacentes. En forma simultánea, se desarrollará un plan de monitoreo, que contenga medidas de mitigación (preventivas) con el propósito de minimizar una serie de consecuencias, entre las que se incluyen :
 - a) Degradación del tramo aguas abajo del cauce, por pérdidas de material de sedimentos retenidos.
 - b) Pérdida de sitios únicos . (Geológicos, históricos, arqueológicos existentes).
 - c) Liberación del agua del fondo del vaso que puede tener alto contenido de sales disueltas o bajo contenido de oxígeno, con un cambio resultante en las especies acuáticas.
 - d) Cambio en la calidad del agua, que pueda favorecer el crecimiento de algas en las aguas receptoras o conducir hacia un cambio a las especies acuáticas.
 - e) La alteración de la sección del cauce en el punto seleccionado, propiciará la formación de un vaso de almacenamiento, el que a su vez creará una barrera a las rutas normales de migración de las diferentes especies.
 - f) Daño a la pesca causados por la diversidad de equipo necesario para su erección.

Sin agregar los efectos que puedan manifestarse a largo plazo y que por lo tanto sean de carácter irreversible.

CAPITULO III: PUNTES

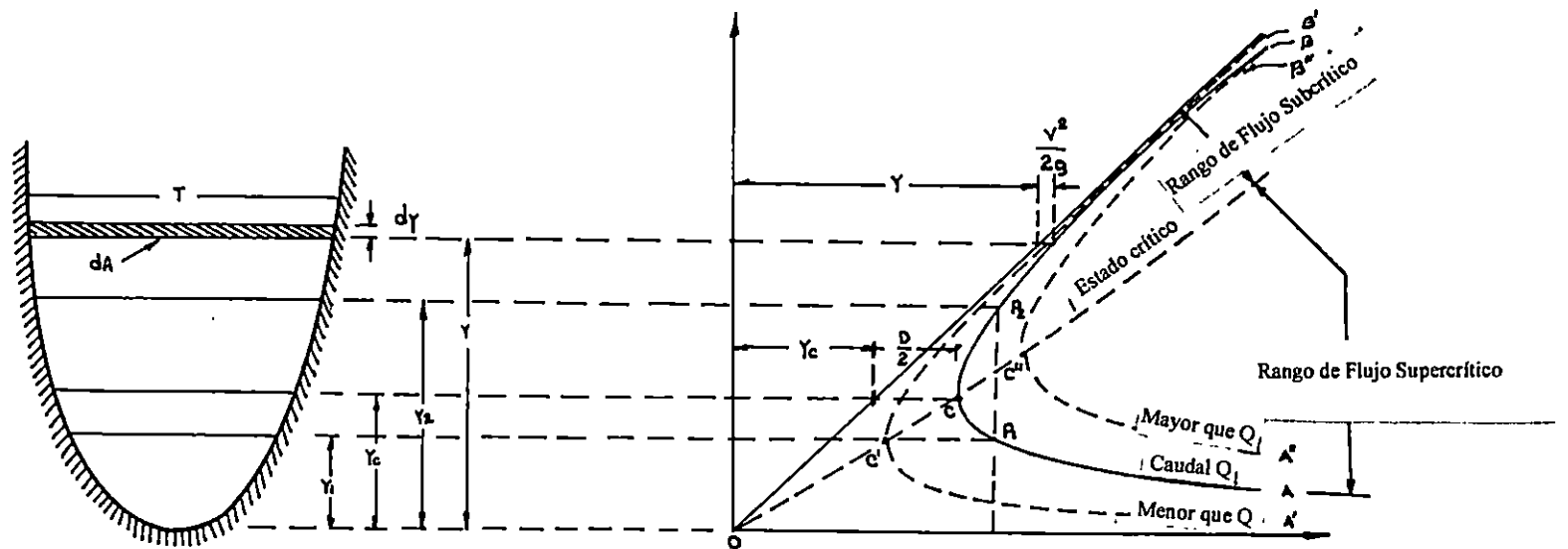


Fig. 2.5 Curva de Energía Específica

3.1 INTRODUCCION

Los puentes son estructuras que facilitan el movimiento de personas, animales o materiales sobre obstáculos naturales o artificiales. Se engloba dentro del presente capítulo, los diseños correspondientes a puentes para la conducción de agua, refiriéndonos específicamente a puentes colgante, puente canal y puente convencional.

Dada la importancia, este capítulo pretende englobar aspectos concernientes a su diseño, para lo cual se presenta una breve clasificación de los mismos, así como especificaciones y normas aplicables. Sucesivamente se expondrá una metodología básica, dado que un estudio minucioso de los detalles inherentes, consideraciones y procesos constructivos empleados en nuestro medio, escapan al propósito de este trabajo.

Cabe aclarar que los diseños hidrológicos e hidráulicos que en el desarrollo del texto se presentan, son aplicables a un problema específico existente. A diferencia del diseño estructural, el cual se presenta a manera de ejemplo tipo, fundamentándose en conceptos teóricos necesarios para cumplir con uno de los objetivos propuestos, como es presentar un panorama de carácter muy general a todo aquel principiante o dicho de otra forma, a todo aquel que se inicia en el estudio de este tipo de obras.

3.2 GENERALIDADES

Los puentes se componen esencialmente de elementos portantes y apoyos. Los primeros, transmiten a estos los esfuerzos provenientes de las diferentes cargas que soportan, mientras que los apoyos las transmiten al suelo a través de las cimentaciones.

3.2.1 CONDICIONES A RESPETAR

En muchos casos, el tipo de estructura propuesta, depende de las condiciones impuestas que pueden ser de dos clases :

- a) Condiciones naturales que precisan en lo posible, no ser modificadas.
- b) Condiciones dimensionales y funcionales que se establecen a considerar dentro de los criterios de funcionalidad y seguridad de las mismas.

Visto desde este punto, será necesario identificarse desde el principio y de forma muy detallada, con el mayor número de restricciones impuestas, sean de tipo natural, económico, etc. , ya que la práctica de esta medida preventiva, evitará posibles despilfarros de tiempo y dinero.

3.2.1.1 CONDICIONES NATURALES

Estas deberán observarse directamente, del sitio en cuestión, por medio de una visita de campo, que establecerá, entre otros aspectos :

- a) Posibilidades de acceso
- b) Emplazamiento disponible
- c) Facilidades para el almacenamiento de materiales y elementos prefabricados, etc.

Otra de las condiciones naturales que se verán afectadas, inevitablemente, en virtud de la construcción de pilas y estribos sobre el lecho del cauce, es la referente al manejo de las aguas, ya que una drástica reducción de la sección transversal del cauce, puede producir un daño considerable debido a los altos niveles que manejará el mismo. Esta elevación del nivel del agua causada por las obstrucciones impuestas respecto al existente se conoce con el nombre de remanso.

Este remanso es máximo debajo del puente disminuyendo progresivamente hacia arriba y anulándose a una cierta distancia variable según la crecida.

En términos generales, el remanso, puede ser despreciable a condición de que las pilas estén suficientemente espaciadas y siempre que se dispongan paralelas a la corriente, conviene en este caso dar a las pilas formas perfiladas.

Existen métodos para el cálculo del remanso, en los que se toman implícitamente en cuenta factores que puedan afectarlo, como son el esviajamiento, la acumulación y sedimentación de azolve etc. Sin embargo existen métodos de laboratorio que no cubren todas las posibilidades de la práctica y en los que los resultados obtenidos variarán de forma muy considerable.

En casos excepcionales, cuando la evaluación del nivel del remanso debe efectuarse de forma muy precisa, deberá consultarse con un especialista.

Otro aspecto muy íntimamente relacionado con el anterior es la velocidad del agua, la cual de forma muy simple puede estimarse por medio de la ecuación de continuidad ($V = Q / A$) y como puede observarse, ésta aumenta cuando la sección con que se cuenta para su evacuación, disminuye. En consecuencia, esta velocidad, resulta sensiblemente mayor debajo del puente que aguas arriba o aguas abajo, se trata entonces de un fenómeno muy complejo, ya que la velocidad real, depende de remolinos locales, presentando diferentes valores entre el fondo y la superficie o entre los bordes y el centro de la corriente. Tales aumentos de velocidad, resultan peligrosos ya que aumentan los riesgos de socavación.

3.2.2 LA SOCAVACION

Este fenómeno, básicamente es una alteración sufrida por los materiales que constituyen el cauce y consiste en el arrastre de los materiales del fondo debido a la velocidad del agua ; sin embargo, se incluye dentro de este término el material que aunque no sufre arrastre, queda sin presión efectiva ; es decir, todo aquel material que queda en suspensión. Es un fenómeno bien conocido desde hace tiempo, que ha sido objeto de numerosas investigaciones y estudios de laboratorio.

Se ha observado que el arrastre o desplazamiento de materiales, proviene básicamente de la desviación horizontal de las líneas de corriente, lo que genera componentes verticales en las velocidades y movimientos helicoidales. También se sabe, que la importancia de la socavación depende de numerosos parámetros, de los que los principales son la velocidad del agua (ya mencionada anteriormente), la naturaleza del suelo, la forma de las pilas así como su dirección respecto a la corriente, además de ciertas irregularidades pueden aumentarla sensiblemente.

De los estudios efectuados hasta la fecha, se deduce que la socavación es tanto menor cuanto más perfiladas están las pilas, siendo por consiguiente la forma puntiaguda en triángulo preferible desde este punto de vista, a la semicircular (ver figura 3.1), al presentar la primera un menor ángulo de desviación horizontal. Dada la complejidad del fenómeno real, no es posible sacar conclusiones cuantitativas generales

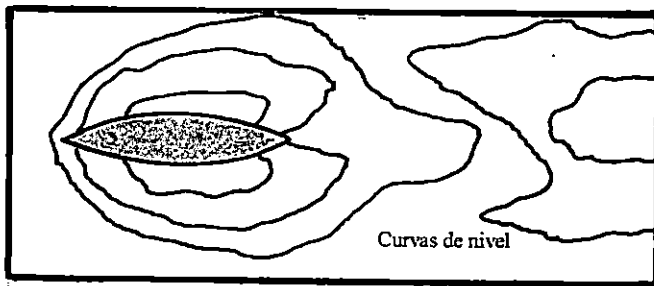
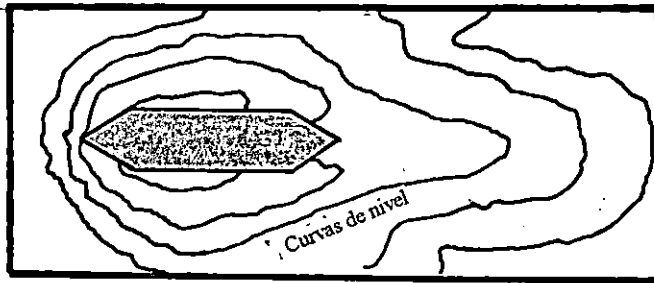
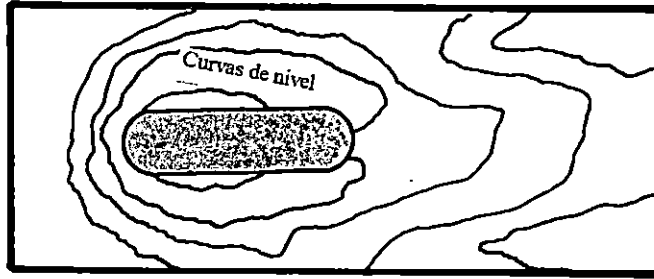
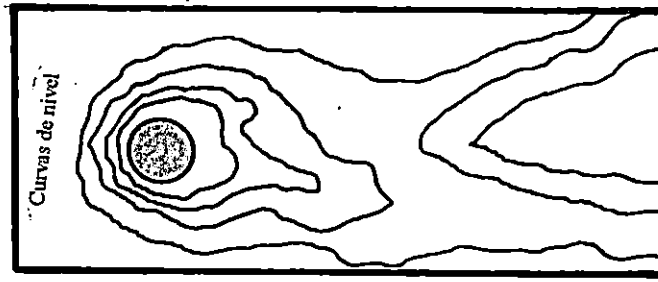


FIG 3.1 Socavación alrededor de diferentes secciones de pilas de puentes.

Entre los tipos de socavación existentes, se tienen:

- Socavación general : es la que se presenta a lo largo del cauce y consiste en la puesta en estado de suspensión del conjunto de materiales móviles que lo constituyen
- Socavación local : ocurre debido a la variación de velocidad causado por los elementos componentes de la estructura.

3.2.3 AZOLVAMIENTO.

Cada cauce transporta sedimentos en suspensión y mueve sólidos más grandes a lo largo del lecho del río como carga del lecho. Como la gravedad específica de los materiales del suelo es aproximadamente de 2.65, las partículas del suelo en suspensión tienden a depositarse en el fondo del cauce ; pero las corrientes superiores con flujo turbulento, contrarrestan a este depósito gravitacional. Las partículas más pequeñas, permanecen en suspensión mucho más tiempo y se depositan aguas abajo.

La carga de sedimento en suspensión en las corrientes se mide muestreando agua, filtrando para quitar el sedimento, secando y pesando el material filtrado. La carga de sedimento se expresa en partes por millón (ppm) y se calcula dividiendo el peso del sedimento entre el peso del sedimento y el del agua de la muestra y multiplicando por el coeficiente 10^6 .

3.3 CLASIFICACION

Los puentes son de dos tipos generales: fijos y móviles. También pueden clasificarse de la manera siguiente:

- Por los servicios o instalaciones soportadas:
 - a) Puentes carreteros o de ferrocarril
 - b) Puentes para canales y acueductos
 - c) Puentes para peatones o ganado
 - d) Puentes para manejo de materiales
- Puentes sobre instalaciones o sobre accidentes naturales:
 - Puentes sobre carreteras o vías férreas
 - Puentes sobre ríos, bahías, lagos o en cruces de valles.
- Geometría Básica:
 - Puentes curvos o rectos
 - A escuadra o esviajados
- Materiales de construcción:
 1. Madera
 2. Mampostería
 3. Concreto
 4. Acero

3.4 DESCRIPCION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE PUENTES

En este t3pico se presenta una descripci3n de los tipos de puentes a ser analizados en el presente documento, por considerarlos como los m1s usados en nuestro medio, dichos estructuras son las siguientes:

1. Puentes convencionales .
2. Puentes colgantes para la conducci3n de agua.
3. Puentes canales.

3.4.1 PUENTES CONVENCIONALES

Los puentes convencionales, son estructuras com3nmente utilizadas para el paso de tuber1as, veh1culos, peatones, etc. A continuaci3n se detallan los componentes esenciales de dichos elementos , para lo cual se presenta la siguiente figura 3.2 :

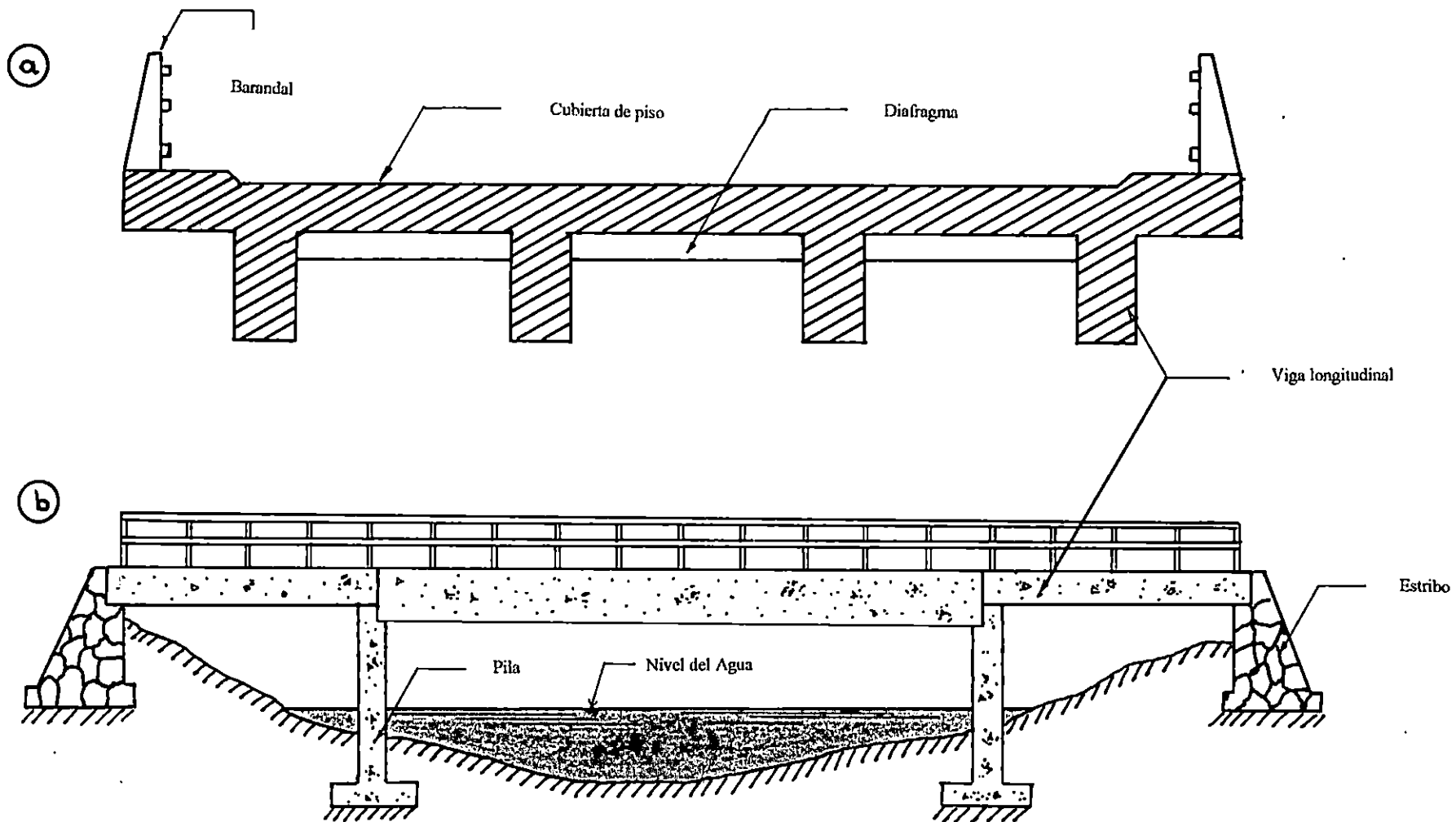


FIG. 3.2 Componentes principales de secciones :

- a) Transversal
- b) Longitudinal

3.4.1.1 SUPERESTRUCTURA

La superestructura es la parte superior del puente, está constituida por el barandal, la cubierta de piso, las vigas longitudinales y los diafragmas (Ver figura 3.2).

Para una mejor comprensión de cada uno de estos conceptos, se explican a continuación:

- Barandal : Es la estructura ubicada generalmente en los bordes de la cubierta de un puente, que está formado por poste y barandas y cuya función principal es proteger a vehículos y/o peatones.
- Cubierta de piso: Es la parte del puente sobre el cual se movilizan los automóviles y peatones. Puede ser construida en diferentes materiales: Acero, madera concreto, o combinaciones de éstos.
- Vigas Longitudinales: Son vigas de piso que se encargan de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura, siguen la dirección a lo largo del puente.
- Diafragmas : Son los elementos transversales que unen las vigas longitudinales entre sí y que contribuyen a rigidizar la superestructura de manera tal, que este trabaja como un todo, lo cual permite que se de una distribución de cargas favorable.

3.4.1.2 SUBESTRUCTURA

La subestructura de un puente es la constituida por los elementos que le sirven de apoyo a la obra. Las partes principales que constituyen la subestructura son: los estribos, las pilas y los nervios, los cuales son los elementos estructurales encargados de trasladar las cargas de la superestructura y al suelo (Ver figura 3.2). Para ampliar las definiciones de dichos elementos, se detallan como sigue:

- Estribos : Son los soportes de la superestructura, que se encuentran en los extremos y que, generalmente, tienen la función adicional de actuar como muros de retención.
- Pilas : Son los soportes intermedios de la superestructura de un puente de más de un claro.

Entre otros detalles constructivos, se incluyen :

- Nervios transversales :En cada uno de los extremos del puente, se construirá un nervio, entre las vigas que forman el tablero. La finalidad principal de los referidos nervios es proporcionar apoyo lateral en las vigas ; construyendo otros detalles complementarios en los estribos, los nervios servirán también para impedir que se introduzcan entre las zonas de apoyo de las vigas, las tierras que se deformen en el relleno. En el centro del tramo, se dispondrá un nervio de arriostamiento análogo a los anteriores. Se recomienda el empleo de nervios intermedios de arriostamiento, siempre que las luces excedan de 12.00 mts.

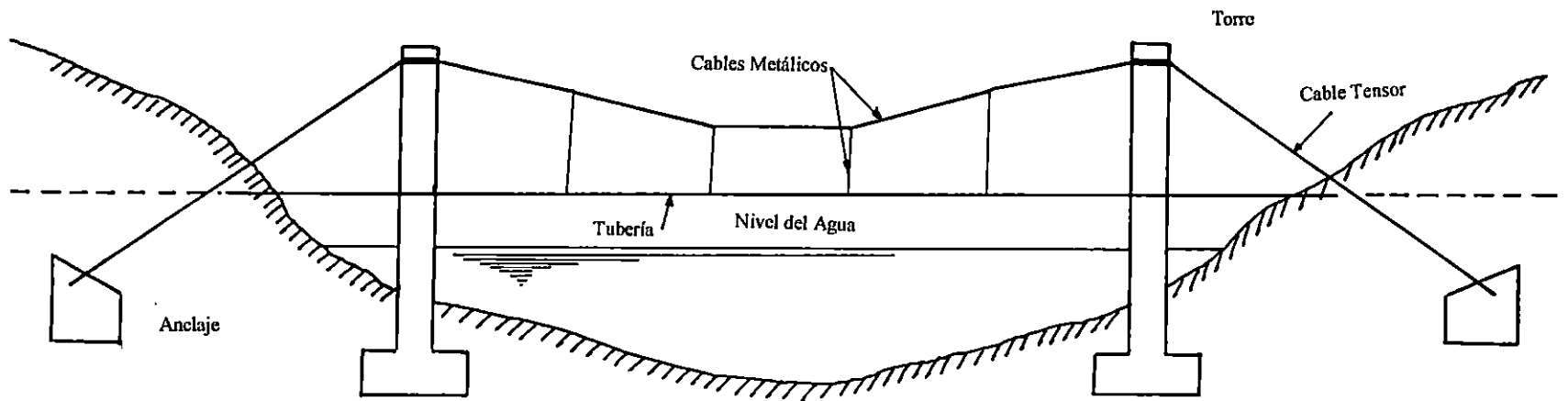
- **Apoyo Fijo :** En el muro estribo, se dejan unos anclajes verticales, doblándose estos para que penetren en los largueros o en la losa del tablero, asimismo se disponen unos anclajes horizontales, para que queden embebidos en el tablero y en la losa de acceso al puente, si existiera. El nervio puede descansar directamente sobre el plano de apoyo situado en el estribo.
- **Apoyo móvil :** La cara inferior del nervio, se deja al mismo nivel de las caras inferiores de las vigas intermedias, no quedando en contacto con la superficie de apoyo del tramo.
- **Impermeabilización y evacuación de las aguas :** Se rellenan todas las juntas con masilla impermeable, con el objeto de evitar la penetración de agua a través de las mismas.

3.4.2 PUENTES COLGANTES PARA LA CONDUCCION DE AGUA

Es una de las obras empleadas en nuestro medio para salvar obstáculos al paso de cañerías, posiblemente en lugares de difícil acceso, donde deberá existir suficiente espacio para la construcción de obras de anclaje.

Esencialmente un puente colgante consta de los elementos siguientes: Torres, anclajes y cables. Ver fig. 3.3

FIG. 3.3 Componentes de un Puente Colgante.



3.4.2.1 TORRES

Estas pueden ser de estructuras metálicas o de concreto armado, la elección del tipo de estructura, depende básicamente de la economía del proyecto, la cual a su vez, se relaciona con el diámetro de la cañería a suspenderse, así como de la longitud del claro a salvar.

Generalmente, las torres se diseñan considerando que las cargas soportadas por ellas son axiales, lo que se puede lograr, al hacer coincidir el ángulo formado por la horizontal y el cable que transmite la fuerza hacia el anclaje, con el formado por la horizontal y la tangente a la curva del cable en el punto de apoyo. Consideraciones especiales de diseño, deberán hacerse cuando existan limitaciones de espacio o topografías que imposibiliten que dichos ángulos sean iguales. En este caso, la torre deberá diseñarse para que resista los efectos producidos por el componente horizontal de la fuerza resultante. Otro aspecto que reviste mucha importancia en el diseño de torres, es su altura. Deberá procurarse que no sean muy esbeltas, ya que cualquier variación no prevista en la dirección de la resultante crearía momentos flectores de magnitud tal que puedan hacerlas fallar por vuelco o fracturamiento.

Como es sabido, nuestro medio presenta una actividad sísmica considerable, por lo que deberán tomarse las precauciones del caso.

3.4.2.2 ANCLAJES

Su función, básicamente consiste en absorber y transmitir al terreno, la fuerza de tensión producida en el cable por las cargas soportadas. Comúnmente, los materiales a emplear en su construcción son : concreto reforzado y mampostería de piedra.

Su forma y tamaño depende de la magnitud y dirección de la tensión absorbida ; así como también de la naturaleza y condiciones del terreno sobre el que ha de construirse.

3.4.2.3 CABLES

Son arreglos formados por partes individuales dispuestas de muy diversas formas, cada una de las cuales dan origen a una construcción o arreglo especificado. Dichos arreglos, se describirán de forma breve en el desarrollo de esta sección.

- **REQUISITOS QUE DEBERÁN TOMARSE EN CUENTA PARA LA SELECCIÓN DE CABLES**

La enumeración de los diversos requisitos a tomarse en cuenta, precisa del entendimiento de los siguientes términos : Trenzas, hilos y núcleos. Conceptos que serán fácilmente comprendidos mediante la observación de la figura 3.4

En la selección de cables, se tomarán en cuenta, características como: dimensión, construcción y grado, las cuales a su vez se subdividen así:

a) Dimensión :

a.1) Longitud

a.2) Diámetro

b) Construcción:

b.1) Número de trenzas (torones)

b.2) Número de hilos por trenza

b.3) Disposición de los hilos en la trenza

b.4) Núcleos

c) Grado: Los cables de acuerdo a su resistencia a la tensión y a la abrasión, pueden clasificarse en acero de tensión, hierro, etc. Se describirá brevemente cada una de estas características:

a) Dimensión :

a.1) Longitud: Deberá especificarse, ya que los carretes de cables, no se presentan en una misma longitud estándar, sino que es variable y estará en concordancia con el diámetro del mismo.

a.2) Diámetro : Su medida es la correspondiente al círculo que lo envuelve (ver fig. 3.5). Deberá tomarse como se indica en la figura referida. Debe tenerse en cuenta, que el diámetro de un cable, cuando está nuevo, es ligeramente mayor que su respectivo diámetro nominal.

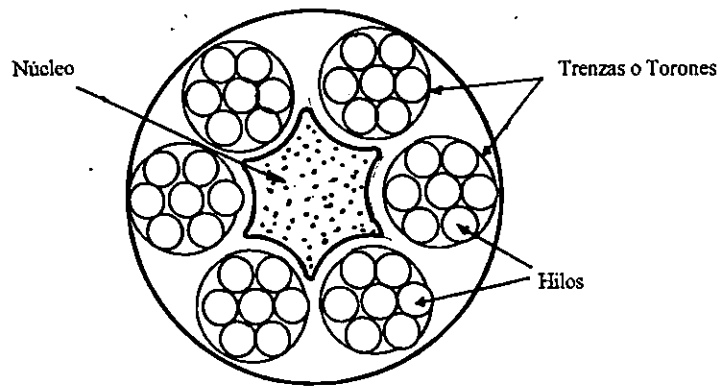


FIG. 3.4 Componentes de un cable.

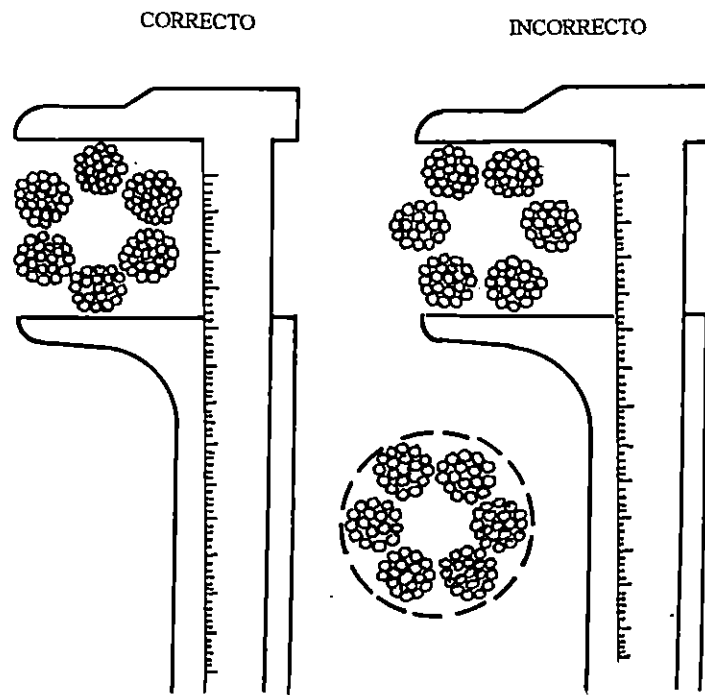


FIG. 3.5 Medida del diámetro.

b) Construcción de cables :

Se entiende por construcción a la disposición y número de trenzas, hilos y tipos de núcleos utilizados.

Estos cables deberán presentar las siguientes condiciones :

- Resistencia a la tensión
- Resistencia a la abrasión
- Flexibilidad

b.1) Número de trenzas : Se refiere al número de grupos de hilos dispuestos alrededor del núcleo. Normalmente los cables más utilizados se componen de 6 a 8 trenzas.

b.2) Números de hilos por trenza : Es de mucha importancia, ya que su clasificación se basa precisamente en este aspecto. Por ejemplo, la clasificación 6 x 19, indica que el cable está formado por seis trenzas de diecinueve hilos cada una.

Sólo a manera de mención, se darán algunos de los nombres de las distintas clasificaciones : Warrington, Seale y Filler.

b.3) Disposición de los hilos de hilos en la trenza: se refiere a la conformación que éstos tienen alrededor del núcleo.

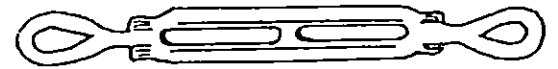
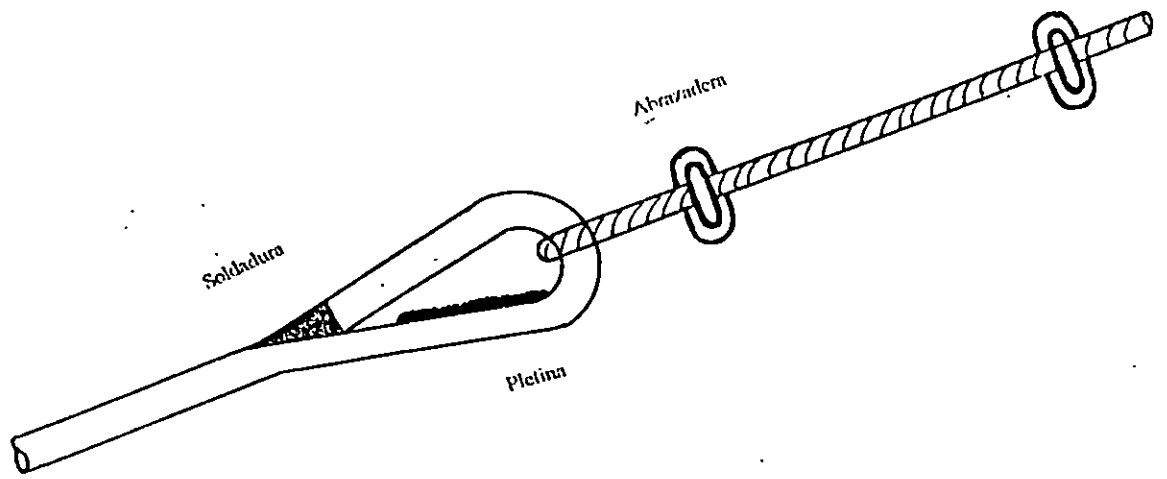
b.4) Núcleo : Puede estar constituido de materiales como : Fibra, plástico, asbesto, acero, etc.

3.4.2.4 ACCESORIOS

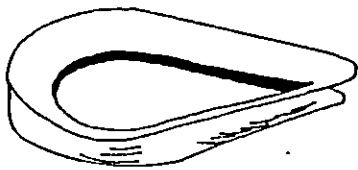
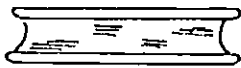
Desarrollan un papel muy importante, ya que la seguridad de los cables (aparte de sus resistencias), dependen de las condiciones de sus extremos. Entre éstos se mencionan : Grapas, ganchos, tensores y se muestran en la figura 3.6

OBSERVACIONES

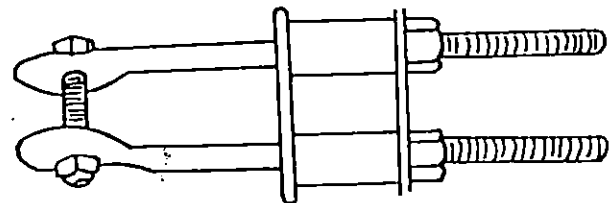
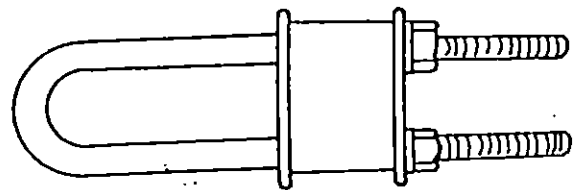
- 1) Cuando se utilizan cables con clasificaciones en las que el número de hilos son pequeños (6 ó 7 por ejemplo), el factor de seguridad a emplear, deberá ser grande (5 ó 6 son factores usuales), ya que la rotura de uno de los hilos de las trenzas, reducen el área de forma considerable, que la que reduciría la rotura de un cable, con un mayor numero de hilos por trenza.
- 2) Se recomienda para el caso de puentes colgantes, para conducción de agua, el uso de juntas rígidas en la tubería de conducción de agua, ya que debido a los cambios de dirección causados por las fuerzas actuantes, se desarrollan en la tubería fuerzas que provocan el desacoplo de las uniones.
- 3) Si la longitud del puente es considerable, será necesario colocar en forma intercalada, juntas de dilatación, que permitan la expansión y contracción de la tubería que puedan deberse a cambio de temperatura.



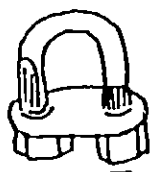
Tensor



Guardacables



Abrazadera



Cepo

FIG. 3.6 Accesorios para cables.

3.4.3 PUENTES CANALES

Los puentes canales son estructuras de forma variable soportados por pilares. Son empleados para el paso del agua de riego y/o agua lluvia sobre un obstáculo natural. Esta estructura es utilizada cuando el paso de un canal por una depresión resulta muy inadecuado, puesto que desde el punto de vista económico, resultaría más factible la construcción de un puente canal. Los materiales que se utilizan para la construcción de estos elementos son los siguientes: de madera, metálicos y de concreto reforzado.

3.4.3.1 PUENTES CANALES DE MADERA

Aunque este tipo de estructura ya no es muy utilizada en nuestro medio, se presentarán las características de los puentes canales de madera. Este tipo de estructura se construye de sección transversal rectangular, aunque también se utilizaron los de secciones triangulares, semicirculares, etc.. Para la construcción de estos elementos puede utilizarse diferentes tipos de madera pero se conoce por la experiencia en su utilización que el cedro rojo y el ciprés presentan mayores ventajas en su utilización, pues puede tener una duración promedio de 50 años, no así los que se construyen con madera de pino, que sólo pueden tener una duración promedio de 20 años,

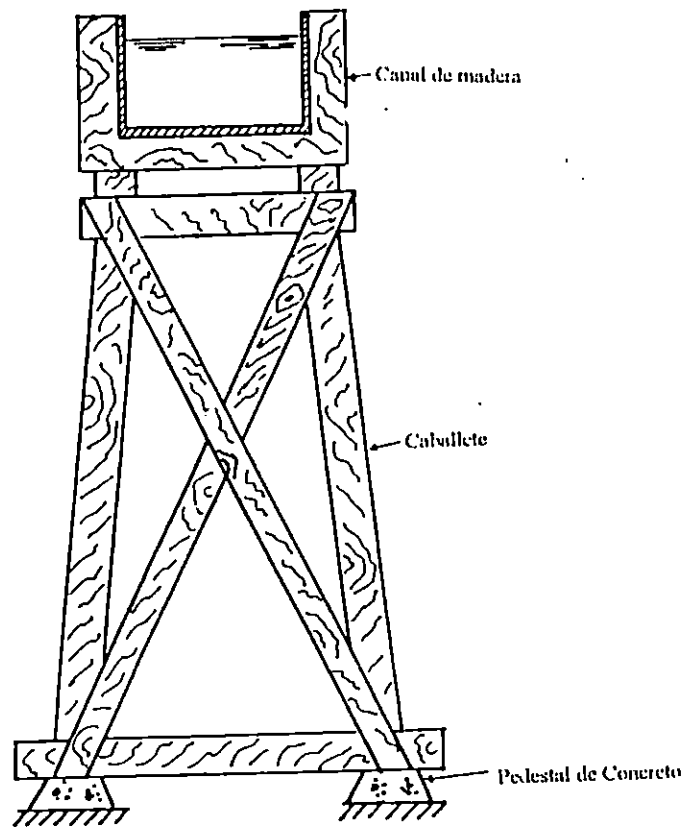


FIG. 3.7 Elementos de un Puente Canal .

comparativamente esto quiere decir que el cedro rojo tiene una ventaja de duración de alrededor de 30 años más con respecto al pino.

Estos elementos son básicamente canales soportados por pilares o caballetes; cabe mencionar que la madera para los caballetes en puente canal de pequeñas dimensiones es clavada en cambio en puente canal de grandes dimensiones es empernada , ver fig. 3.7

Hay que tomar en cuenta que estas estructuras hechas de madera con utilización intermitente están sujetos a fugas considerables de agua debido a las contracciones que sufre la madera cuando se humedece ; para reducir estas fugas se puede utilizar juntas machimbradas y dobles.

3.4.3.2 PUENTES CANALES METALICOS

Los puentes canales metálicos son estructuras compuestas por canales metálicos de sección semicircular, soportados por pilares de madera o acero. El tamaño de estos conductos generalmente se especifica en términos de la circunferencia del semicírculo, expresado en pulgadas. El conducto del puente canal se elabora de hojas de acero delgado y laminada a la forma semicircular y apoyadas por parrillas unidas a los largueros, que transmiten la carga a las estructuras de apoyo.

Todo el metal que queda en contacto con el agua. Debe ser galvanizado o estar cubierto con una pintura adecuada para su protección.

3.4.3.3. PUENTES CANALES DE CONCRETO REFORZADO

Es la forma más común en nuestro medio para diseñar y construir puentes canales. Ya que el concreto reforzado proporciona la resistencia que el clima de la región requiere, para no fallar. El diseño estructural de estos elementos es igual al de una viga.

Las cimentaciones en estas estructuras, deberán estar cuidadosamente diseñadas, pues el asentamiento desigual de los soportes, provocan grietas en el canal. Por lo cual es conveniente hacer juntas de construcción adecuadas en cada apoyo.

Cuando estos elementos se diseñan para cubrir pequeñas dimensiones, por lo general, se construyen de secciones precoladas, apoyadas en pilas de acero, de madera o de concreto, y las estructuras de grandes dimensiones, generalmente se elevan en el sitio con pilas o apoyos de concreto. Debido a las secciones delgadas que quedan expuestas al intemperismo, los puentes canales de concreto no se adaptan a climas extremadamente fríos. En terrenos muy abruptos, donde el acceso es difícil, la estructura puede resultar excesivamente cara, debido a su construcción en este tipo de terreno y al transporte (Ver figura 3.7.1).

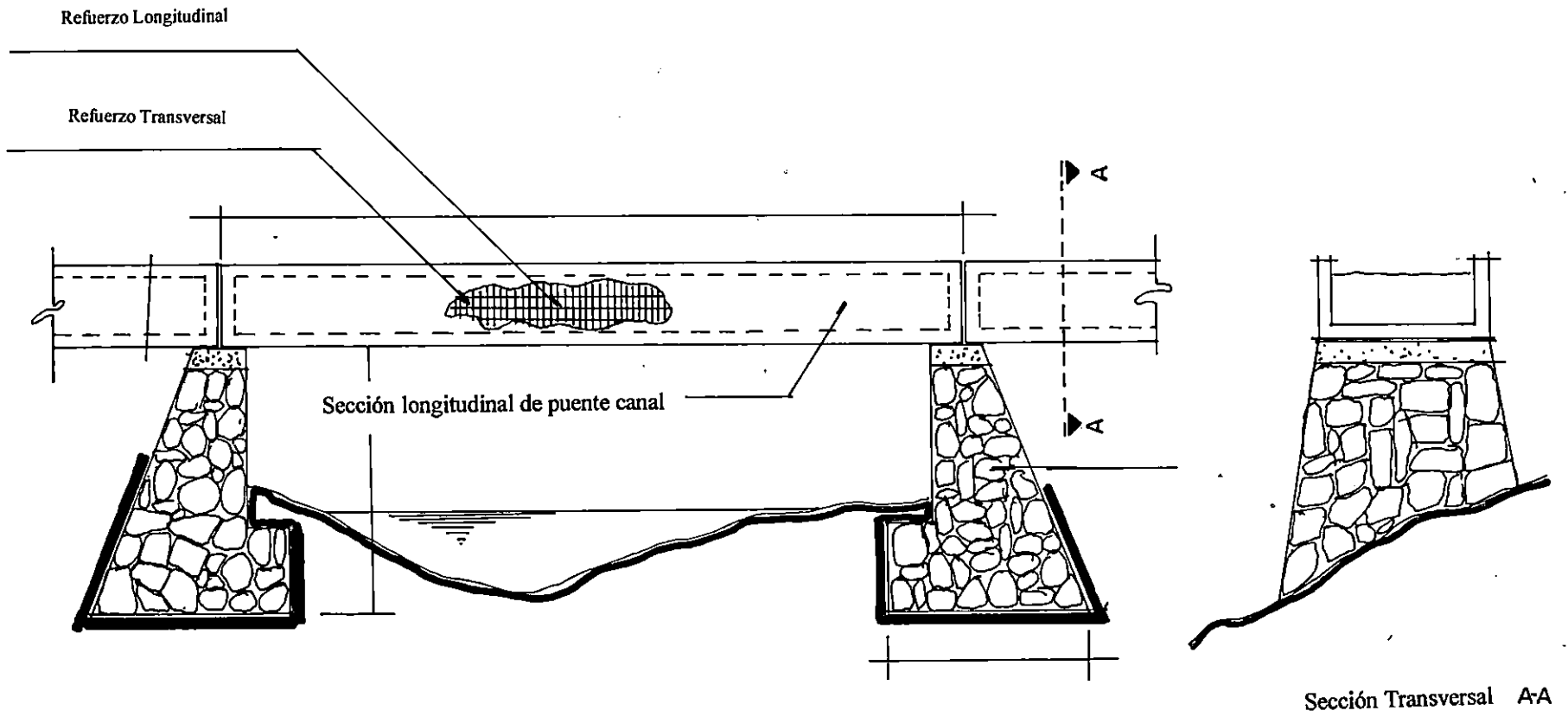


FIG. 3.7.1 Puente Canal de Concreto Reforzado

3.4.3.4 CONSIDERACIONES ESPECIALES

- Los puentes canales de concreto se usan primordialmente para cauces largos o en zonas donde el uso de tuberías no es recomendable porque podría obstruirse con basuras o restos orgánicos. Para tal fin, se deberán cubrir , tomando en consideración que la cubierta quede arriba del nivel máximo de aguas, para que el flujo siempre funcione como un canal abierto.
- Es necesario prever en los puentes canales, las cámaras de acceso en conducción de agua por gravedad .
- Puede contarse en los cálculos con la autoresistencia de los conductos
- Los puentes canales pesados deben apoyarse sobre pilotes construidos al pie de las márgenes.
- Siempre deberá justificarse la adopción de un puente canal en la construcción así como la ubicación y tipo de acueducto en función de las condiciones técnicas y económicas, teniendo en cuenta no sólo su instalación, sino amortización y sobre todo el mantenimiento.

3.5 ESTUDIO HIDROLOGICO

El propósito de los estudios hidrológicos, tal y como se mencionó en la sección (2.3.2), consiste en la determinación del caudal de diseño que pueda presentarse en un período determinado. Para el cálculo de dicho caudal puede optarse por alguno de los métodos expuestos para tal fin en el capítulo II.

A continuación se expone la metodología básica o secuencia de pasos a seguir para su determinación.

3.5.1 METODOLOGIA BASICA A SEGUIR PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

1. Cálculo del área de la cuenca, mediante el uso del planímetro o por medios analíticos.
2. Cálculo del tiempo de concentración T_c de la cuenca por cualquiera de los métodos descritos en el capítulo 2.
3. A través de la red de estaciones meteorológicas de nuestro país se determinan cuales serían los datos de estaciones pluviográficas que registran los datos de precipitación de la cuenca en estudio.
4. Cálculo de la frecuencia con que se produce la máxima Intensidad de precipitación, que ocurre en un intervalo de tiempo de cierta duración. Este análisis se representa

por las curvas I - D - F (Intensidad – Duración - Frecuencia), cuya elaboración se logra por medio del siguiente proceso:

- a) Determinación de las intensidades anuales máximas de precipitación, en milímetros por minuto para intervalos de duración 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 150, 180, 240 y 360 minutos. Para una estación dada, esta información es proporcionada por el Centro de Recursos Naturales Renovables, del Servicios de Meteorología e Hidrología del Ministerio de Agricultura y Ganadería.
 - b) Para cada intervalo se colocan las intensidades en orden de magnitud de menor a mayor y se elaboran los cálculos de frecuencia de los eventos por medio de la expresión: $F=m/(n+1)$, donde F es la frecuencia, n es el número total de datos y m es el número de la posición del dato.
 - c) Se grafican los datos en papel Gumbel de acuerdo a las siguientes coordenadas:
X = Frecuencia, Y = Intensidad de precipitación.
 - d) Se traza una línea recta ajustada lo mejor posible a la nube de puntos ploteada y se realiza una verificación visual del ajuste.
 - e) Se gráfica en papel doble logaritmo para los diferentes períodos de retorno deseado, la duración contra la intensidad (obtenida de papel Gumbel para cada duración, periodo de retorno), basándose en el establecimiento de las siguientes coordenadas: X= Duración en minutos, Y = Intensidad en milímetros por minuto.
5. Con los datos de duración, intensidad obtenidos en los numerales anteriores, se procede a la determinación del caudal de diseño, utilizando para ello el método del

hidrograma unitario triangular (capítulo II). Para fines prácticos, dicho método se resume con la elaboración de una tabla que presente la siguiente información:

- a) En la primera columna se presenta la duración, en intervalos expresados en minutos tales como 15 ó 30 minutos
- b) En la segunda columna se presentan intensidades (I) para cada una de las duraciones de la columna 1 respectivamente.
- c) La columna número tres presenta la lámina de lluvia en milímetros (L) que puede expresarse como la duración por la intensidad, es decir $D \times I$.
- d) La columna número cuatro representa la lámina de agua para la cuenca en particular (L_e), y se expresa como la lámina de agua por el coeficiente de escorrentía, es decir $L \times C$, en milímetros, $C = 0.3$
- e) En la columna número cinco se determina la lámina efectiva de agua (L_e) que es igual a L por el coeficiente de retraso, $C_r = 0.98$.
- f) La columna número seis presenta el área de la cuenca en metros cuadrados.
- g) En la columna número siete se presenta el volumen de escurrimiento el cual se puede expresar como el área por la intensidad, es decir $A \times I$.
- h) Para efectos de cálculos posteriores en la columna ocho se multiplica el volumen por dos.
- i) En la columna nueve se determina el tiempo pico (T_p), por medio de la siguiente fórmula:

$$T_p = D/2 + 0.6T_c \quad (\text{Ec.3.1})$$

Donde:

T_p = Tiempo pico en horas

D = Duración en horas

T_c = Tiempo de concentración en horas, calculado por medio de cualquiera de las fórmulas presentadas en la sección.2.3.2.4.

j) En la columna diez se determina el tiempo base a través de la fórmula siguiente:

$$T_b = 2.67 T_p \quad (\text{Ec.3.2})$$

Donde:

T_b = Tiempo base en horas

T_p = Tiempo pico en horas

k) En la columna once se determinan los caudales para cada una de las intensidades a través de la siguiente fórmula:

$$Q_p = 0.555A/T_b \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde :

A = área de la cuenca (Km^2)

T_b = tiempo base en horas

Q_p = caudal pico en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

3.5.2 EJEMPLO DE APLICACION PARA CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO.

Para una mejor comprensión de la metodología anteriormente expuesta se presenta este ejemplo, el cual tiene por objeto la determinación del caudal de diseño del Río Cuyuapa ubicado en Santo Domingo de Guzmán (Departamento de Sonsonate).

Para el desarrollo de este ejemplo se cuenta con la siguiente información:

- Area de la cuenca (A) = 20.2 Km²
- Tiempo de concentración (Tc) = 110 min, calculado por medio de la fórmula de Giandotti, (Ec. 2.5).
- Las estaciones meteorológicas utilizadas para el desarrollo de este ejemplo, contienen información sobre la intensidad de precipitación máxima anual (absoluta) en mm/min, para diferentes períodos. Estos datos son proporcionados por el Ministerio de Agricultura y Ganadería (M.A.G).

La selección de dichas estaciones se realiza basándose en la ubicación geográfica de las mismas, por encontrarse relativamente más cercanas a la cuenca de interés.

Para este caso, las estaciones seleccionadas son:

- a) Apaneca. Santa Leticia (Tabla 3.1)
- b) Izalco, (Tabla 3.2).

Con los valores, de precipitación máxima anual y estableciendo período de retorno de 50 años, se obtienen las curvas I – D – F (paso 4 de sección 3.5.1) mostradas en la figura 3.8 y 3.9. Se determinan las intensidades respectivas a los períodos establecidos en la tabla 3.3, la cual se desarrollará basándose en el literal 4 de la "Metodología Básica a seguir para la Determinación del Caudal de Diseño". Para la elaboración de dicha tabla, se requiere de los siguientes datos complementarios:

- Coeficiente de escorrentía (C) = 0.3 (ver tabla 2.4)
- Coeficiente de retraso (Cr) = 0.98 (asumido)

Una vez calculada la tabla 3.3 se procede a graficar el hidrograma unitario triangular de los datos promedio (de las 2 estaciones pluviográficas), colocando en el eje de las abscisas el tiempo en min. (columna 10) y en el eje de las ordenadas el caudal en m³/seg (columna 11), seleccionando el mayor valor del caudal pico (columna 11), el cual representa el caudal de diseño. A manera de ejemplo se desarrolla el cálculo para los primeros valores de la tabla 3.3, es decir para una duración de 15 min. (columna 1) e intensidad = 3.12 mm/min, (columna 2).

Columna 3: $L \text{ (mm)} = D \text{ (min)} \times I \text{ (mm/min)} =$

$$L = 15 \text{ min} \times 3.12 \text{ mm/min} = 46.8 \text{ mm}$$

Columna 4: $L' (m) = L' (m) \times C$ (adimensional)

$$L' = 0.047 \text{ m} \times 0.30$$

$$L' = 0.014 \text{ m}$$

Columna 5: $Le (m) = L' (m) \times Cr$ (adimensional)

$$Le = 0.014 \text{ m} \times 0.98$$

$$Le = 0.014 \text{ m}$$

Columna 6: $A = 20.2 \text{ Km}^2 = 20,200,000 \text{ m}^2$

Columna 7: $V (m^3) = A (m^2) \times Le (cm)$

$$V = 20,200,000 \text{ m}^2 \times 0.014 \text{ m}$$

$$V = 277,935.84 \text{ m}^3$$

Columna 8: $2V = 2 (277,935.84)$

$$2V = 555,871.68 \text{ m}^3$$

Columna 9: $Tp (\text{horas}) = D/2 + 0.6 Tc (\text{horas})$

$$Tp = 0.25/2 + 0.6 (1.84 \text{ horas})$$

$$Tp = 1.229 \text{ horas.}$$

Columna 10: $T_b \text{ (horas)} = 2.67 T_p \text{ (horas)}$

$$T_b = 2.67 (1.229 \text{ horas})$$

$$T_b = 3.281 \text{ horas.}$$

Columna 11: $Q_p \text{ (m}^3\text{/seg)} = 2 \times (m^3) / T_b \text{ (horas)}$

$$\begin{aligned} Q_p &= 555,871.68 \text{ m}^3 / 3.281 \text{ horas} = 169,399.22 \text{ m}^3\text{/hrs} \\ &= 47.05 \text{ m}^3\text{/seg} \end{aligned}$$

Para los diferentes valores de Q_p , obtenido en la columna 11 de la tabla se selecciona el mayor de éstos, que para el caso corresponde a $Q \text{ diseño} = 74.14 \text{ m}^3\text{/seg}$.

TABLA 3.1

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)

En mm/minuto para diferentes períodos

ESTACION : APANECA SANTA LETICIA
 LATITUD : 13° 51.7'
 LONGITUD : 89° 46.9'
 ELEVACION : 1300 m.s.n.m.

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1970	2.70	2.37	2.26	2.16	1.61	1.09	0.95	0.84	0.80	0.69	0.13	0.13	
1971	1.86	1.53	1.19	1.15	1.12	0.75	0.60	0.44	0.24	0.20	0.18	0.14	
1972	2.34	2.09	1.87	1.56	1.17	0.94	0.77	0.56	0.31	0.27	0.23	0.20	
1973	3.28	2.45	2.03	1.82	1.58	1.49	1.24	0.95	0.79	0.28	0.24	0.06	0.05
1974	2.46	2.23	1.82	1.52	1.28	1.07	0.86	0.66	0.57	0.48	0.41	0.31	0.25
1975	3.42	2.71	2.16	1.88	1.51	1.13	0.87	0.69	0.64	0.64	0.54	0.41	0.14
1976	2.84	2.24	1.63	1.43	1.12	1.03	0.80	0.60	0.34	0.29	0.27	0.25	0.11
1977	2.70	2.13	2.26	1.84	1.47	1.06	0.80	0.54	0.40	0.32	0.28	0.26	0.17
1978	2.92	2.44	2.03	1.84	1.85	1.64	1.34	1.02	0.89	0.73	0.64	0.50	0.36
1979	2.70	1.84	1.67	1.51	1.13	0.84	0.69	0.53	0.42	0.35	0.29	0.22	0.15
1980	1.98	1.93	1.41	1.29	1.24	0.83	0.74	0.56	0.51	0.43	0.36	0.31	0.16
1981	3.16	2.56	2.35	1.94	1.62	1.22	1.07	0.86	0.67	0.53	0.46	0.18	0.20
1982	2.14	2.04	1.97	1.81	1.36	1.03	0.82	0.75	0.70	0.66	0.58	0.58	0.53
1983	5.20	3.54	2.76	2.54	2.01	1.49	1.20	0.76	0.47	0.34	0.30	0.25	0.17
PROM	2.84	2.29	1.96	1.74	1.43	1.12	0.91	0.70	0.55	0.44	0.35	0.27	0.21
DS.	0.83	0.47	0.41	0.36	0.28	0.26	0.22	0.17	0.20	0.18	0.15	0.14	0.13
MAX	5.20	3.54	2.76	2.54	2.01	1.64	1.34	1.02	0.89	0.73	0.64	0.58	0.53
MIN	1.86	1.53	1.19	1.15	1.12	0.75	0.60	0.44	0.24	0.20	0.13	0.06	0.05

TABLA 3.2

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)

En mm/minuto para diferentes períodos

ESTACION : IZALCO
LATITUD : 13° 45.7'
LONGITUD : 89° 42.3'
ELEVACION : 390 m.s.n.m.

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1965	1.60	1.54	1.37	1.20	1.02	0.82	0.68	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.08
1966	2.14	2.05	2.03	2.02	1.53	1.14	0.86	0.56	0.34	0.29	0.25	0.19	0.14
1967	2.25	1.87	1.75	1.56	1.38	1.08	0.90	0.65	0.58	0.49	0.42	0.33	0.17
1968	3.24	2.43	2.02	2.02	1.45	1.68	0.88	0.60	0.45	0.40	0.37	0.28	0.09
1969	3.08	2.33	2.01	1.71	1.40	1.38	1.12	0.79	0.53	0.40	0.26	0.23	0.20
1970	3.06	2.24	1.90	1.62	1.33	1.09	0.86	0.81	0.48	0.40	0.35	0.27	0.22
1971	3.92	2.98	2.65	2.34	1.82	1.26	0.71	0.50	0.40	0.32	0.23	0.23	0.13
1972	3.26	2.46	2.11	1.90	1.54	1.21	1.00	0.74	0.39	0.32	0.18	0.15	0.13
1973	2.52	2.25	2.16	2.07	1.84	1.47	1.26	0.99	0.79	0.66	0.56	0.31	0.23
1974	2.86	2.29	2.10	1.68	1.37	1.06	0.91	0.66	0.59	0.49	0.41	0.32	0.25
1975	2.86	2.00	1.73	1.60	1.24	1.12	0.96	0.74	0.41	0.33	0.28	0.21	0.17
1976	2.04	1.55	1.29	1.14	0.90	0.69	0.58	0.40	0.33	0.27	0.24	0.18	0.12
1977	3.16	2.55	1.97	1.92	1.65	1.31	1.02	0.69	0.52	0.42	0.36	0.28	0.17
1978	2.82	1.94	1.56	1.31	1.08	0.85	0.55	0.63	0.48	0.39	0.32	0.24	0.16
1979	3.80	2.65	1.97	1.87	1.40	1.09	0.86	0.63	0.49	0.40	0.35	0.27	0.18
1980	3.38	2.13	1.70	1.45	1.20	0.95	0.95	0.69	0.52	0.42	0.35	0.23	0.15
1981	3.80	2.66	1.95	1.64	1.34	1.09	1.05	0.96	0.73	0.59	0.50	0.39	0.21
1982	2.54	1.92	1.58	1.41	1.10	0.87	0.67	0.47	0.38	0.32	0.27	0.20	0.14
PROM	2.91	2.21	1.88	1.69	1.37	1.12	0.88	0.65	0.47	0.39	0.32	0.24	0.16
DS.	0.64	0.38	0.32	0.32	0.26	0.24	0.19	0.20	0.15	0.12	0.11	0.07	0.05
MAX	3.92	2.98	2.65	2.34	1.84	1.68	1.26	0.99	0.79	0.66	0.56	0.39	0.25
MIN	1.60	1.54	1.29	1.14	0.90	0.69	0.55	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.08

FIG. 3.8 Curva Intensidad-Duración-Frecuencia para la Estación Apaneca-Santa Leticia a diferentes Periodos de Retorno

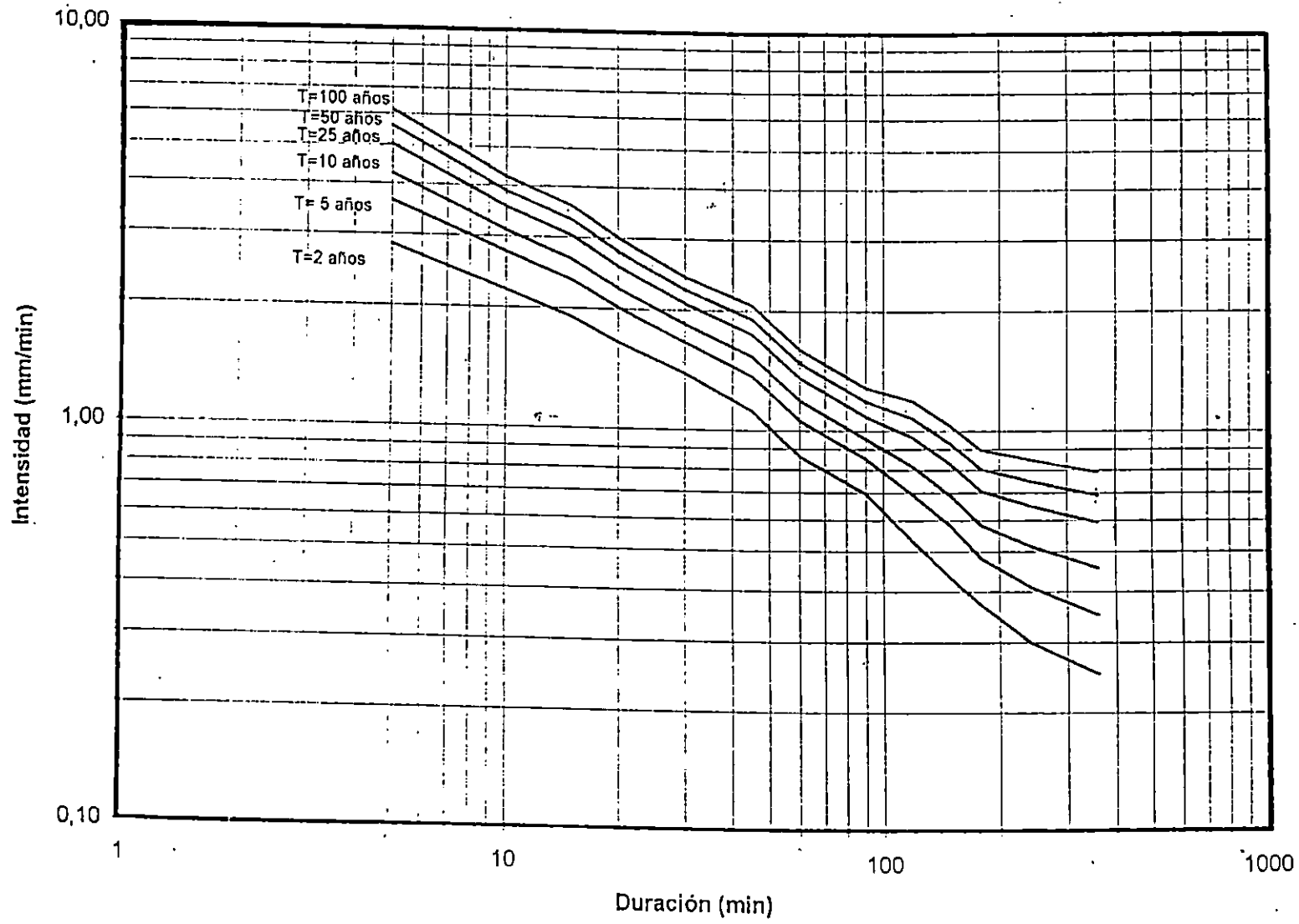


FIG. 3.9 Curva Intensidad-Duración-Frecuencia para la Estación Izcalco a diferentes Periodos de Retorno

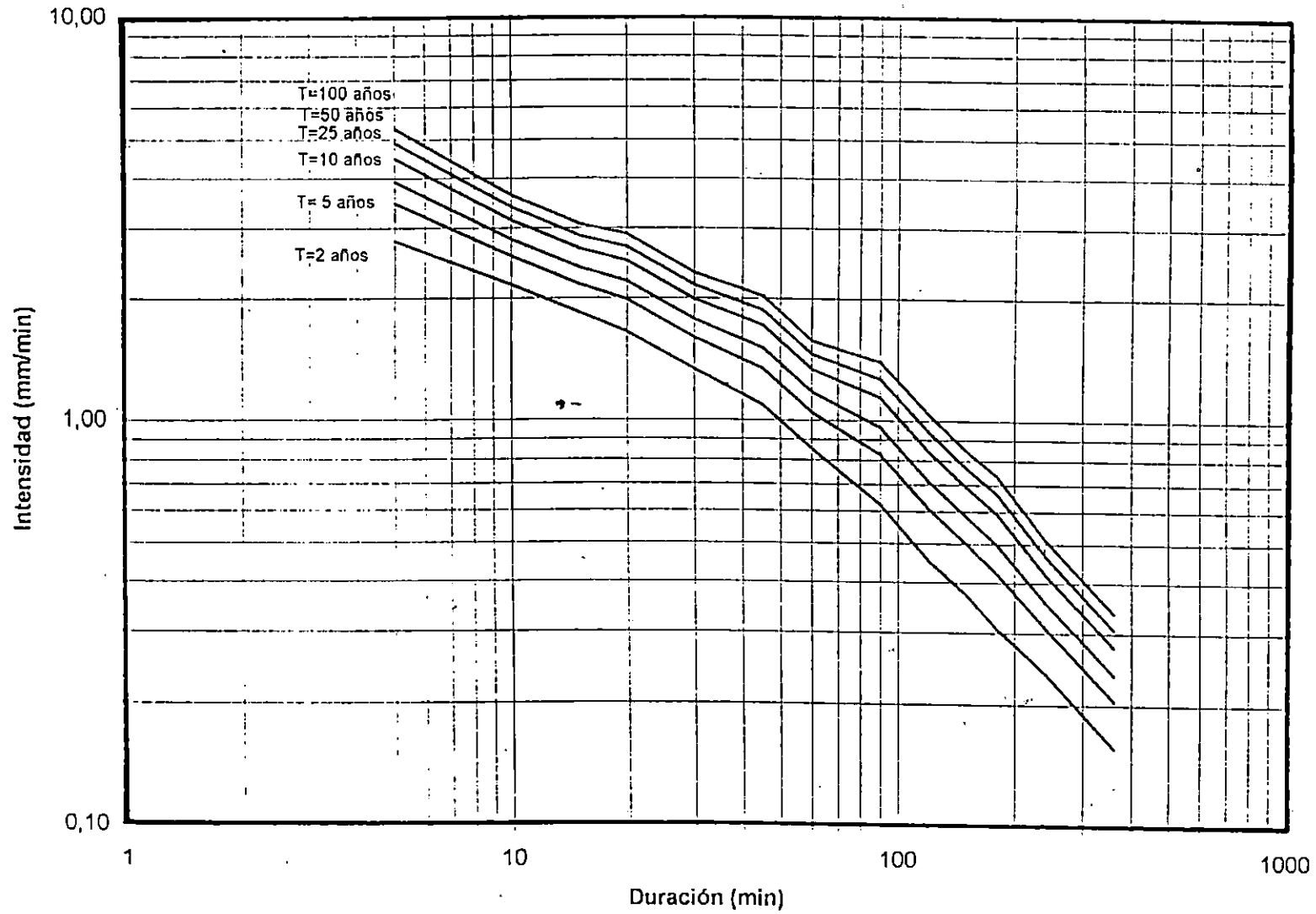


TABLA 3.3: CALCULO DEL CAUDAL PICO POR MEDIO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR EQUIVALENTE

El tiempo de concentración a utilizar será: $T_c = 110.00$ min

DURACION min	INTENSIDAD D (mm·min)	LAMINA mm	L' m	Le m	AREA m	VOLUMEN m	2V' m	TIEMPO PICO Tp (horas)	TIEMPO BASE Tb (horas)	CAUDAL PICO Qp (m seg)
15	3.12	46.80	0.01	0.01	20,200,000.00	277,935.84	555,871.68	1.229	3.28143	47.06
30	2.21	66.30	0.02	0.02	20,200,000.00	393,742.44	787,484.88	1.354	3.61518	60.51
45	1.91	85.95	0.03	0.03	20,200,000.00	510,439.56	1,020,879.72	1.479	3.94893	71.81
60	1.52	91.20	0.03	0.03	20,200,000.00	541,618.56	1,083,237.12	1.604	4.28268	70.26
90	1.25	112.50	0.03	0.03	20,200,000.00	668,115.00	1,336,230.00	1.854	4.95018	74.95
120	1.05	126.00	0.04	0.04	20,200,000.00	748,288.80	1,496,577.60	2.104	5.61768	74.00
150	0.87	130.50	0.04	0.04	20,200,000.00	775,013.40	1,550,026.80	2.354	6.28518	68.50
180	0.75	135.00	0.04	0.04	20,200,000.00	801,738.00	1,603,476.00	2.604	6.95268	64.06
240	0.63	151.20	0.05	0.04	20,200,000.00	897,946.56	1,795,893.12	3.104	8.28768	60.19
360	0.50	180.00	0.05	0.05	20,200,000.00	1,068,984.00	2,137,968.00	4.104	10.95768	54.20

3.6 DISEÑO HIDRAULICO

Una vez obtenido el caudal de diseño en la sección precedente a través del diseño hidrológico presentado anteriormente y cuyo resultado proporcionó un caudal de 74.14 m³/seg se procede a realizar el diseño hidráulico, por medio del cual se determina el perfil hidráulico de flujo. Para poder definir a través del mismo los parámetros o factores que intervienen en el diseño de puentes, dentro de dichos factores se tienen el área hidráulica de la sección en la estación donde se implementará la obra, la altura hidráulica de la avenida de diseño, la velocidad del flujo del caudal de diseño etc. Estos factores son de mucha importancia en el diseño de puentes, ya que de la evaluación de ellos depende la sección a diseñar.

En esta sección se determinará el perfil hidráulico para flujo gradualmente variado, existiendo para ello, varios métodos de cálculo entre los cuales se mencionan: integración directa, integración gráfica, método estándar por segmentos, etc., siendo este último el más usado para tal propósito, por lo que se desarrollará en el presente capítulo.

3.6.1 METODO ESTANDAR POR SEGMENTOS

Este método es aplicable a todo tipo de canales, ya sean prismáticos, no prismáticos o naturales. En canales no prismáticos los elementos hidráulicos no son independientes de la distancia a lo largo del canal. En canales naturales, se requiere hacer estudios de campo, a efecto de recolectar la información requerida en las secciones consideradas en el cálculo, el cual se efectúa mediante pasos de estación a estación en las cuales se ha determinado las características hidráulicas. En estos casos, la distancia entre estaciones se conoce y el procedimiento consiste en calcular la profundidad del flujo en las estaciones, lo cual se efectúa corrientemente, por prueba y error.

Este método tiene muchas ventajas en su aplicación a canales naturales. Algunas de ellas son:

a) Cuando la carga de velocidad es pequeña, este método, puede ser conducido en la dirección equivocada sin caer en serios errores, aunque es preferible y recomendable conducirlos en la dirección hacia aguas arriba, en caso de presentarse flujo subcrítico y hacia aguas abajo en flujo supercrítico.

b) La elevación de la superficie del agua en la sección inicial, puede no conocerse, otra bondad del método, en este caso, radica precisamente en que si los cálculos son iniciados con una cota asumida, que de hecho es incorrecta para la carga dada, el perfil de flujo resultante se hará más correcto después de cada segmento, siempre que se lleven en la dirección correcta.

El cálculo del perfil de flujo requiere conocer:

- El caudal para el cual se desea el perfil de flujo.
- La elevación del espejo o superficie del agua, en la sección de control. Si no se conocen los cálculos, pueden iniciarse con una elevación asumida en una sección alejada de la inicial.
- Los elementos geométricos de las diferentes secciones del canal para los tirantes de flujo que se encuentren dentro del rango esperado, deben ser conocidos, así como también, la longitud del tramo entre secciones, el ancho del canal, perímetro mojado y el área hidráulica.
- La rugosidad del canal y las pérdidas por remolino en las diferentes secciones. Estas últimas, pueden estimarse separadamente e incluirlas en los cálculos. Algunas veces conviene elevar el valor del coeficiente de rugosidad y de esta manera, se incluirían efectos debidos a pérdidas por remolino. Este método calcula los tirantes de flujo por prueba y error hasta cumplir las condiciones siguientes:

$$Z_1 = S_0 \Delta x + y_1 + z_2 \quad (\text{Ec. 3.4})$$

$$Z_2 = y_2 + z_2 \quad (\text{Ec.3.5})$$

Donde :

Z_1 y Z_2 = elevaciones del espejo de agua en las secciones 1 y 2.(ver fig. 3.10)

Las pérdidas por fricción vienen dadas por:

$$hf = Sf \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde :

Sf : promedio de secciones 1 y 2,

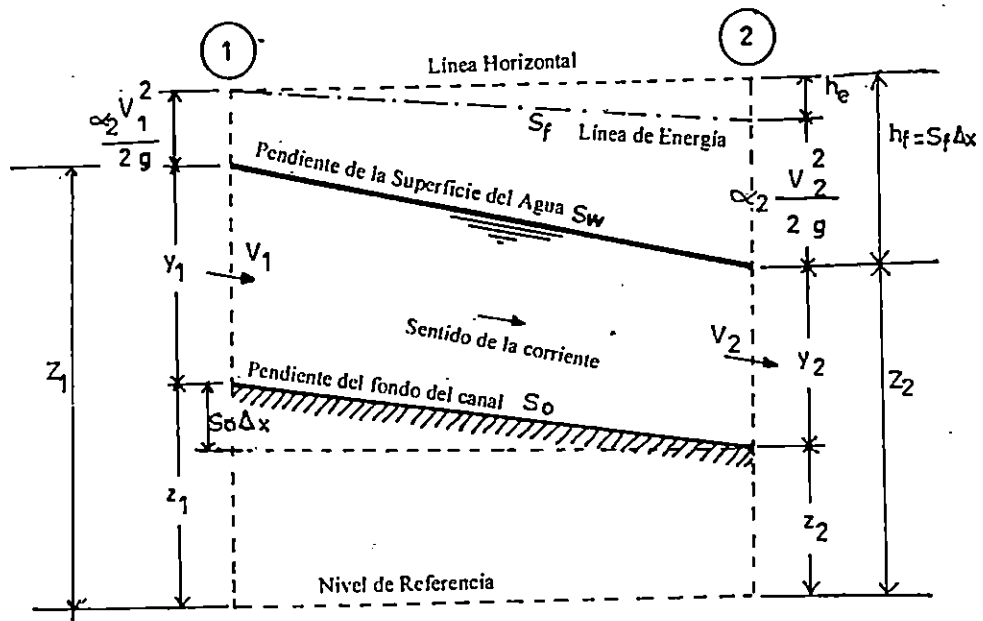


Fig.3.10 Características de la circulación del agua en canales abiertos

Igualando ecuaciones de energía para las secciones 1 y 2 se tiene:

$$Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / (2g) = Z_2 + \alpha_2 V_2^2 / (2g) + h_f + h_e \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Donde :

h_e : Es un valor añadido, que representa las pérdidas por remolinos.

En ausencia de un método para la evaluación de las pérdidas por remolino, sabiendo que estas dependen principalmente de la rapidéz de cambio de la carga, de velocidad, puede expresarse entonces como una parte de ésta, así:

$$h_e = K (\alpha_1 V_1^2 / (2g) - \alpha_2 V_2^2 / (2g)) \quad (\text{Ec.3.8})$$

Donde :

K : es un coeficiente que para tramos que convergen y divergen gradualmente varían de 0 a 0.1 y 0.2, respectivamente. Para expansiones y contracciones abruptas, es 0.5 aproximadamente. Para canales prismáticos y regulares el valor de $K = 0$

Por simplicidad en los cálculos, algunas veces, he puede hacerse parte de las pérdidas por fricción, por lo que es necesario aumentar el coeficiente de Manning para incluir estas pérdidas; entonces $h_e = 0$ en el cálculo.

La altura de carga en cada sección será:

$$H_1 = Z_1 + \alpha_1 V_1^2/2g \quad (\text{Ec. 3.9})$$

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 V_2^2/2g \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores (3.9 y 3.10) en (3.7) se tiene:

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Esta es la ecuación básica que establece el método estándar por segmentos, y deberá resolverse por medio de tanteos.

3.6.2 SECUENCIA DE PASOS PARA EL ANALISIS DEL PERFIL DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO POR EL METODO ESTANDAR POR SEGMENTOS

- 1) Definir caudal de diseño (determinado en estudios hidrológicos)
- 2) Estimar el coeficiente “n” de Manning para, el cauce en todas las secciones a analizar a excepción del punto de control, para el cual se considera el promedio de:
 - a) “n” para el fondo del cauce
 - b) “n” para la obra de paso

3) Obtener secciones transversales del cauce aguas arriba y aguas abajo del sitio seleccionado. Pueden escogerse arbitrariamente si se encuentran cerca del punto en cuestión o de los puntos de interés (ensanchamiento o angostamiento del mismo). Para diluir imprecisiones en la estimación de la sección de control

4) De las secciones transversales obtenidas, calcular:

4.1 Pendientes hidráulicas extremas:

$$S_1 = (y_2 - y_1)/(x_2 - x_1) \quad (\text{Ec. 3.12})$$

$$S_n = (y_n - y_{n-1})/(x_n - x_{n-1}) \quad (\text{Ec. 3.13})$$

4.2 Las pendientes hidráulicas intermedias se calculan como pendientes ponderadas en función de la distancia entre secciones.

$$S_i = (0.5 (S_{i-1} (x_i - x_{i-1})) + (0.5 m_i (x_{i+1} - x_i))) / (0.5(x_{i+1} - x_{i-1})) \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Donde :

x_i : estacionamiento de la sección

$$m_i = (y_{i+1} - y_i)/(x_{i+1} - x_i)$$

5. Cálculo de los tirantes normales para cada sección del cauce

De continuidad se sabe:

$$Q = AV \quad (\text{Ec. 3.15})$$

Y de Manning se tiene que:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$R=A/P \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Sustituyendo las columnas ²5 y ³6 en la columna 4 de la tabla para el "Análisis Hidráulico para Cálculo del Flujo Normal", (ver tabla A en figuras 3.12 - 3.18), se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} A^{5/3} / P^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec. 3.18})$$

Sin embargo, Q, n y S son constantes, por lo que la ecuación 3.18 puede transformarse en:

$$Q n / S^{1/2} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad (\text{Ec. 3.19})$$

La ecuación anterior, se resuelve para varios tirantes, para cada sección.

6. Cálculo de los tirantes críticos para cada sección transversal: se efectúa por medio de las ecuaciones:

$$V^2/2g = A/2T \quad (\text{Ec. 3.20})$$

La fórmula anterior, es válido cuando en número de Froude (F), es igual a 1.

Sustituyendo la ecuación de continuidad en la ecuación 3.20, esta se transforma en:

$$Q^2/2g = A^3/P \quad (\text{Ec. 3.21})$$

Se resuelve de forma análoga a la ecuación 3.11.

7. Hacer un análisis de los tirantes normal y crítico a lo largo del cauce para determinar la condición que prevalece, con lo que se determinará el sentido en que se realizarán los cálculos, así como el tirante que se tomará como tirante de control (normal o crítico).

8. Iniciar el cálculo del perfil de flujo con los resultados obtenidos en el numeral anterior, así:

8.1 Definir los parámetros de la sección de control, estación, elevación del fondo, tirante, área hidráulica, perímetro mojado, caudal de diseño y coeficiente de Manning.

8.2 Calcular para la sección 2 la altura de carga, es decir:

$$E_i = Y_i + Q^2 / (2gA_i^2) \quad (\text{Ec. 3.22})$$

$$F_i = (Q^2 N^2 0.5 P_i^{4/3} (L_i - L_{i+1})) / A_i^{10/3} \quad (\text{Ec. 3.23})$$

$$H_i = E_i + F_i - (Z_{i+1} - Z_i) \quad (\text{Ec. 3.24})$$

Donde :

I : Índice de orden de sección a evaluar

Y_i : Tirante correspondiente al perfil de flujo de la sección de diseño.

Q : Caudal de diseño

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

P_i : Perímetro mojado de la sección ;

L_i : Estación de sección ;

A_i : Área hidráulica de la sección ;

Z_i : Elevación de la sección ; referida a un datum

F_i : Pérdidas por fricción de la media distancia entre sección _i y e_{i+1}

E_i : Energía específica en sección ;

H_i : Altura de carga en sección i

Δ : Corrección en altura de carga.

8.3 Resolver la ecuación 3.16 mediante el siguiente proceso.

8.3.1 El tirante solución estará ubicado en $(0, Y_{\max})$, siendo este último el máximo posible por la geometría de la sección.

El tirante asumido será el tirante promedio de los valores extremos, es decir

$$Y_{\text{asumido}} = (Y_{\max} + Y_{\min})/2$$

8.3.2 Para el tirante asumido, calcular A, P y T .

8.3.3 Calcule $E_i + F_{i+1}$ por medio de las fórmulas 3.22 y 3.23.

8.3.4 Calcule la corrección en altura de carga, usando los resultados de 8.2

$$\Delta = E_{i+1} - H_i - F_{i+1} \quad (\text{Ec. 3.25})$$

8.3.5 Revisar si el valor de Δ se encuentra dentro de la tolerancia permitida y si así fuera, continuar con el siguiente paso, caso contrario, deberá asumirse un nuevo valor de tirante, paso 8.3.2, tomando $Y_{\min} = (Y_i \text{ actual})$.

8.3.6 Calcular por continuidad, la velocidad correspondiente al tirante solución. Sustituir los valores definidos en 8.1, por los recién calculados, aumente en una unidad y continúe (8.2), hasta concluir con la última sección.

Con los datos obtenidos del procedimiento anteriormente expuesto se determina el perfil hidráulico de flujo.

3.6.2.1 EJEMPLO DEL CALCULO DEL PERFIL DE FLUJO

Se pretende encontrar el perfil hidráulico que posee el río ubicado en las cercanías de Santo Domingo de Guzmán, Departamento de Sonsonate, para lo cual se plantean las características del lugar, que incluyen el caudal de diseño (calculado en la sección 3.5.2). Para el desarrollo del ejemplo se asume $Q_{\text{diseño}}=74.7\text{m}^3/\text{seg}$, además se determina el coeficiente de rugosidad de Manning para el cauce en el tramo a analizar ($n=0.035$) y para el punto de control ($n=0.040$); también se tiene una pendiente del cauce del 1.5%.

En campo, se determinan las diferentes secciones transversales del cauce, cuya separación depende de la envergadura de la obra. Para este caso se han seleccionado 7 secciones a cada 50 mts, como se muestra en la figura 3.11

La secciones transversales de los emplazamientos correspondientes a cada uno de los estacionamientos deberán dibujarse a escala, para determinar sus características hidráulicas (ver figuras 3.12 al 3.18), de dichas secciones se obtiene lo siguiente:

- Area hidráulica: A
- Perímetro mojado: P
- Espejo o superficie de agua: T

Para una mayor comprensión de lo expuesto, se detalla el procedimiento a seguir para analizar la sección ubicada en el estacionamiento 0-150 (fig. 3.12):

- ✓ Una vez dibujada a escala la sección transversal correspondiente, se realiza el análisis para flujo normal y para flujo crítico de la misma. Para el primer caso, deberán

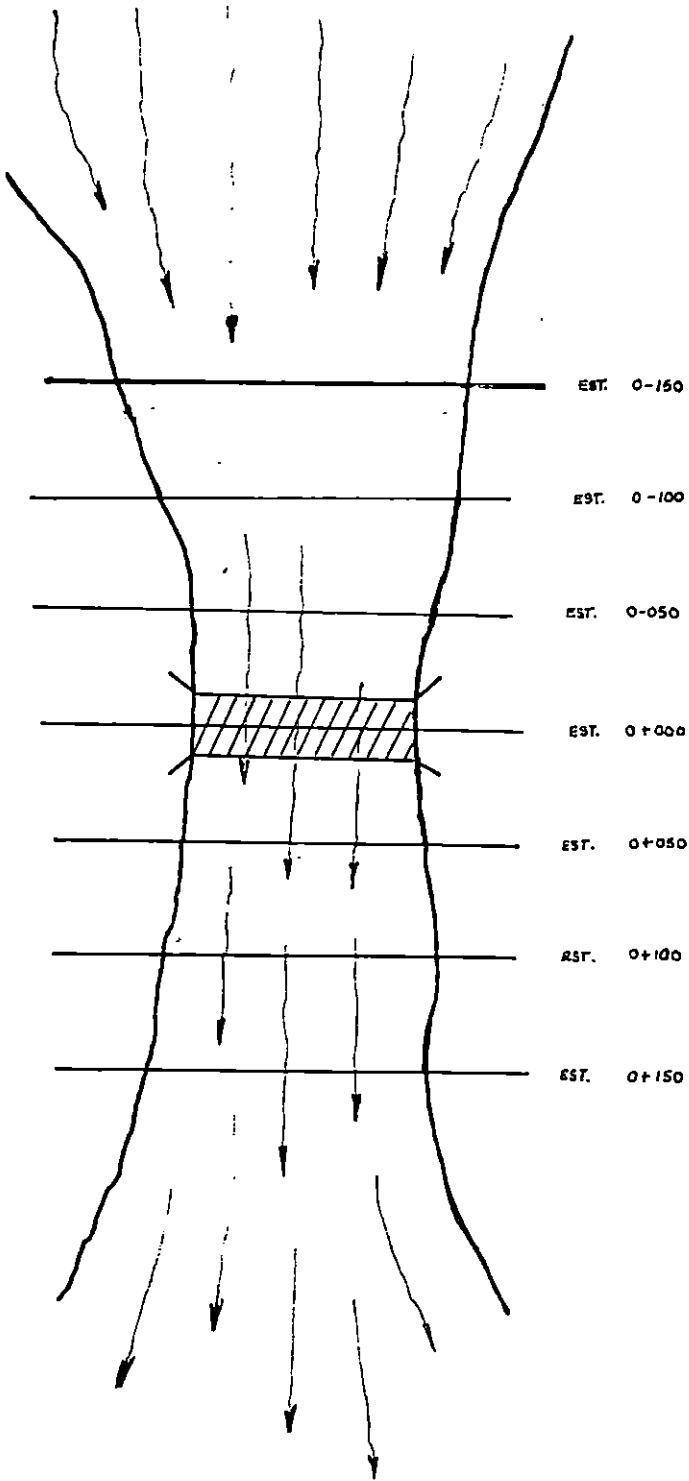


FIG. 3.11 Localización de las secciones transversales en el cauce.

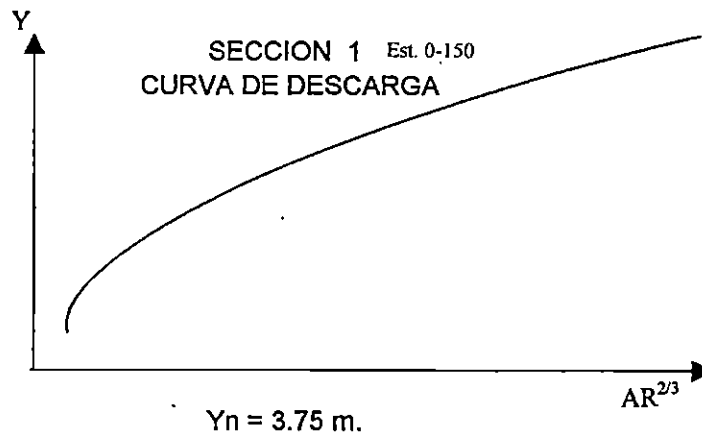
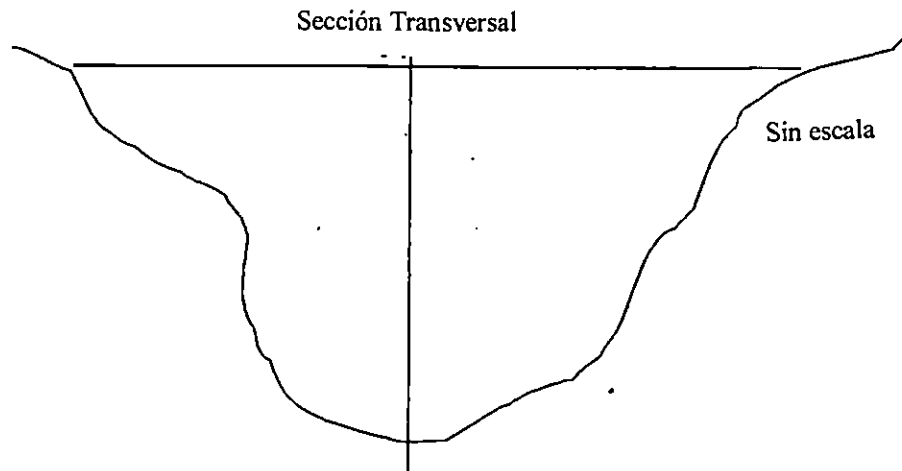


Tabla A ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO NORMAL. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA SECCION

Y(m)	A(m ²)	P(m)	R(m)	AR ^{2/3}	T(m)
1.00	4.08	6.00	0.68	3.16	4.40
2.00	8.64	8.10	1.07	9.04	4.90
3.00	14.34	11.60	1.24	16.55	6.70
4.00	21.81	13.70	1.57	29.49	8.00
5.00	30.41	16.00	1.90	46.65	9.50

Q_n
 $5^{1/2}$

↑

Tabla B ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO CRITICO

Y(m)	A(m ²)	T(m)	$\sqrt{A^3/T^2}$	$Q^2/2g$
1.00	3.75	4.30	12.26	292.67
2.00	10.25	7.30	147.52	292.67
3.00	17.90	8.10	708.07	292.67
2.50	14.07	3.70	362.12	292.67
4.00	12.64	7.55	267.56	292.67
2.37	13.00	7.59	289.46	292.67
2.36	13.05	7.59	292.33	292.67

Secciones Transversales de la Cuenca del Río Cuyuapa

FIG. 3.12 Características Hidráulicas y Curva de Descarga de la Sección Transversal 1

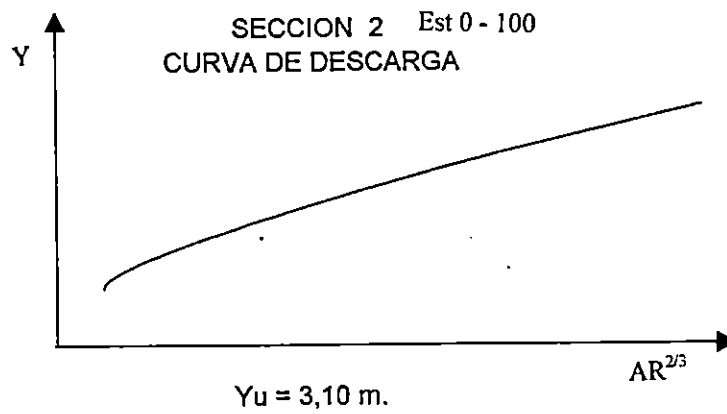
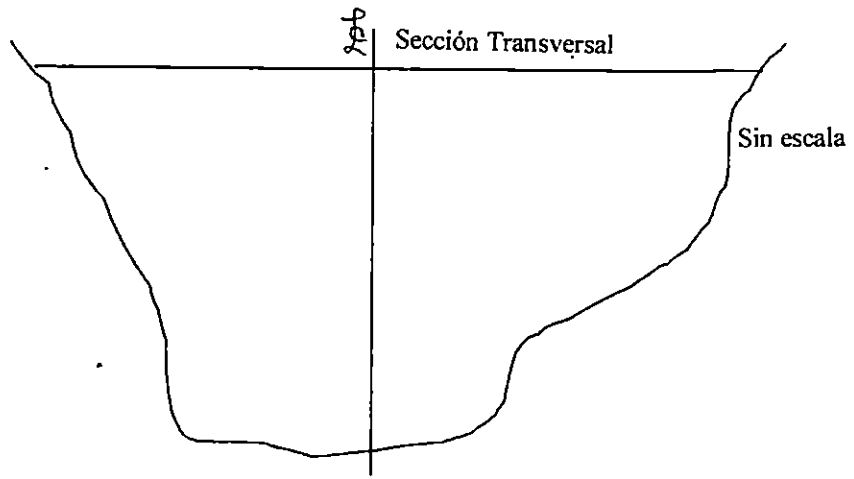


Tabla A ANÁLISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO NORMAL
CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA SECCION

Y(m)	A(m ²)	P(m)	R(m)	AR ^{2/3}	T(m)
1.00	4.50	5.50	0.82	3.94	4.40
2.00	10.25	8.00	1.28	12.08	4.90
3.00	17.45	10.90	1.60	23.37	6.70
4.00	26.45	13.50	1.97	41.88	8.00
5.00	35.00	15.00	2.46	67.15	10.80

Tabla B ANÁLISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO CRITICO

Y(m)	A(m ²)	T(m)	A ³ /T	Q ² /2g
1.00	4.50	4.70	16.92	292.67
2.00	9.38	5.60	147.37	292.67
3.00	15.38	6.50	559.70	292.67
2.48	12.13	6.15	290.21	292.67
2.48	12.17	6.16	292.34	292.67

FIG. 3.13 Características Hidráulicas y Curva de Descarga de la Sección Transversal 2

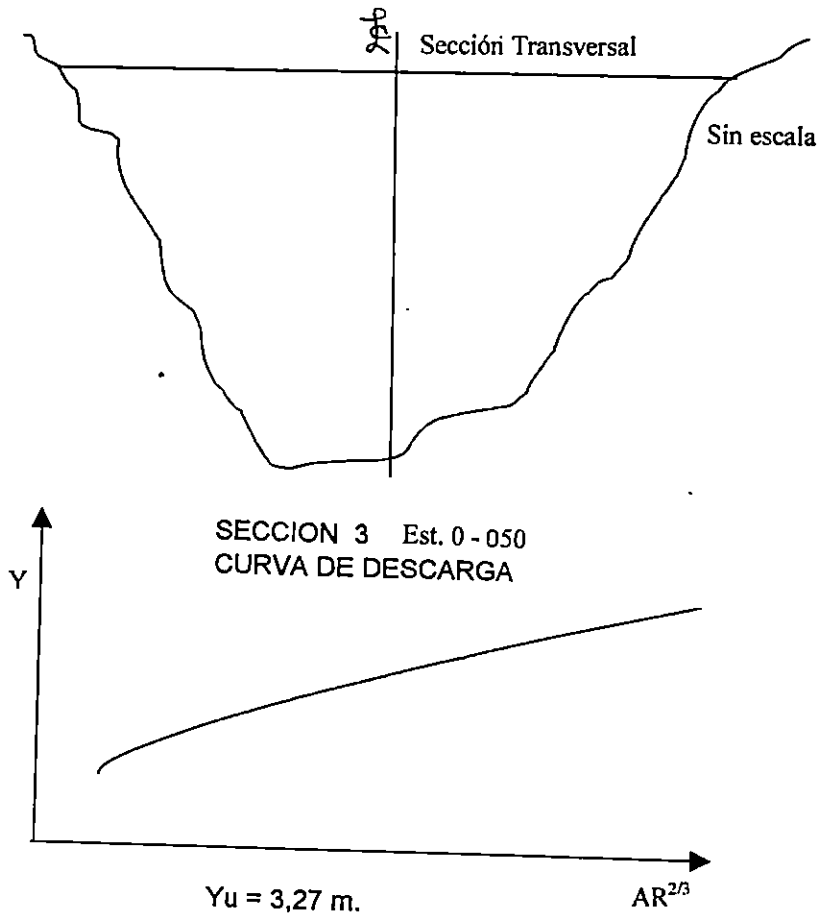


Tabla A ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO NORMAL
CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA SECCION

Y(m)	A(m)	P(m)	R(m)	AR ^{2/3}	T(m)
1.00	4.30	5.50	0.78	3.64	4.70
2.00	9.38	7.00	1.34	11.40	5.60
3.00	15.38	9.00	1.71	21.99	6.50
4.00	22.48	11.50	1.95	35.09	7.90
5.00	30.78	13.50	2.28	53.32	8.90

Tabla B ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO CRITICO

Y(m)	A(m ²)	T(m)	A ³ /T	Q ² /2g
2.00	10.25	6.65	161.94	292.67
3.00	17.45	8.70	610.75	292.67
2.50	13.90	7.70	348.75	292.67
2.36	12.95	7.47	288.11	292.67

FIG. 3.14 Características Hidráulicas y Curva de Descarga de la Sección Transversal 3

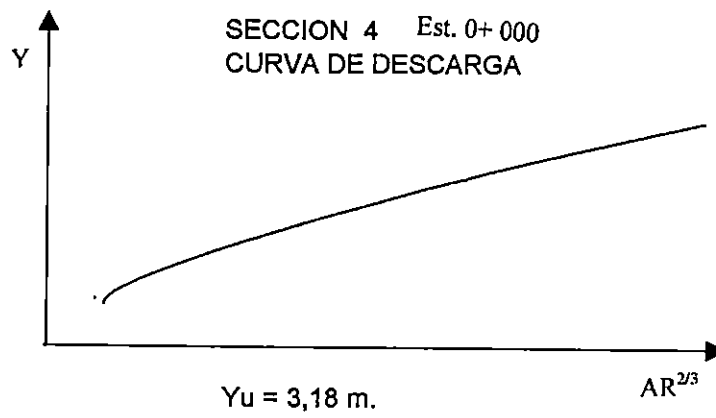
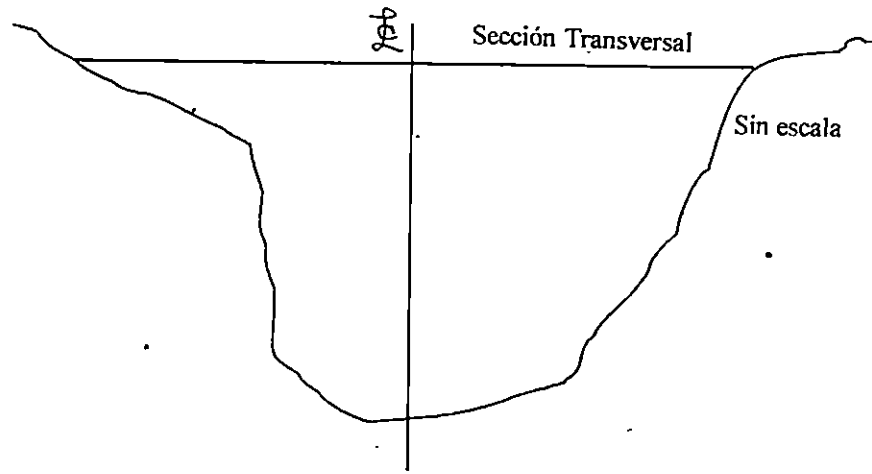


Tabla A ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO NORMAL
 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA SECCION

Y(m)	A(m)	P(m)	R(m)	AR ^{2/3}	T(m)
1.00	4.55	6.00	0.76	3.79	4.91
2.00	9.87	7.50	1.32	11.88	5.77
3.00	16.14	9.80	1.65	22.54	6.73
4.00	28.90	11.50	1.98	36.23	8.23
5.00	37.45	14.90	2.25	57.60	12.01

Tabla B ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO CRITICO

Y(m)	A(m ²)	T(m)	A ³ /T	Q ² /2g
2.00	9.87	5.77	166.62	292.67
3.00	16.14	5.73	624.73	292.67
2.20	11.06	6.00	225.48	292.67
2.30	11.67	6.18	257.20	292.67
2.35	12.26	6.21	298.92	292.67

FIG. 3.15 Características Hidráulicas y Curva de Descarga de la Sección Transversal 4

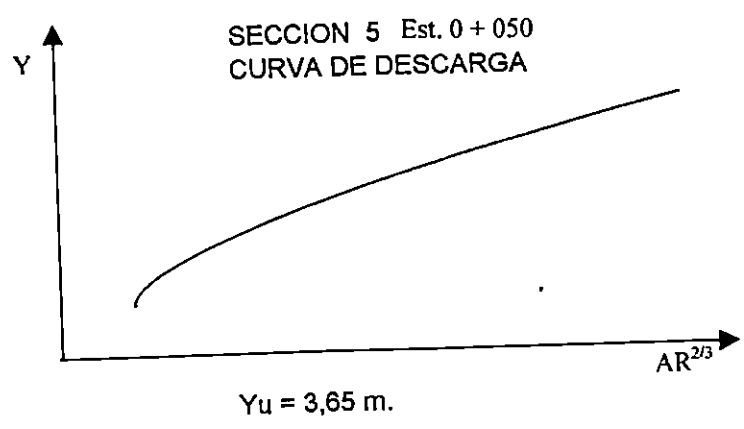
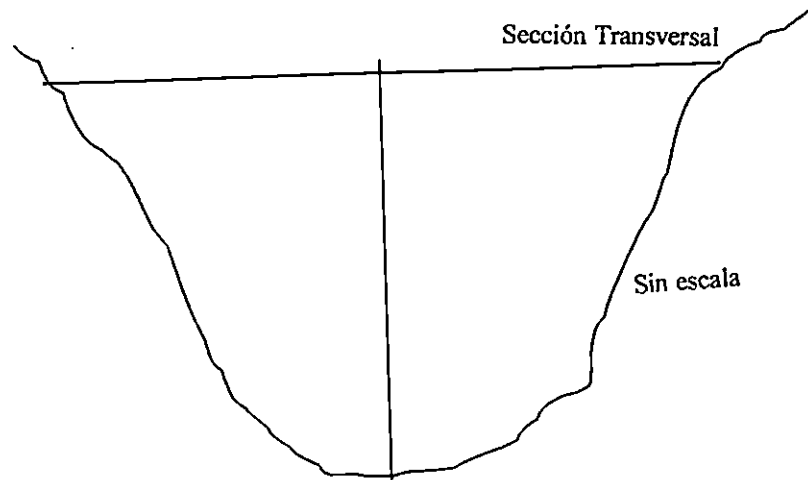


Tabla A ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO NORMAL
CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA SECCION

Y(m)	A(m)	P(m)	R(m)	AR ^{2/3}	T(m)
1.00	4.35	5.90	0.70	3.56	4.55
2.00	9.07	7.80	1.16	10.01	5.00
3.00	14.27	9.90	1.44	18.20	5.50
4.00	20.00	11.50	1.74	28.93	6.10
5.00	26.86	13.97	1.93	41.64	7.65

Tabla B ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO CRITICO

Y(m)	A(m ²)	T(m)	A ³ /T	Q ² /2g
1.00	4.25	4.55	18.90	292.67
2.00	9.07	7.80	149.23	292.67
2.30	10.63	5.25	228.79	292.67
2.40	11.16	5.30	262.25	292.67
2.45	11.43	5.30	281.74	292.67
2.48	11.56	5.30	291.47	292.67

FIG. 3.16 Características Hidráulicas y Curva de Descarga de la Sección Transversal 5

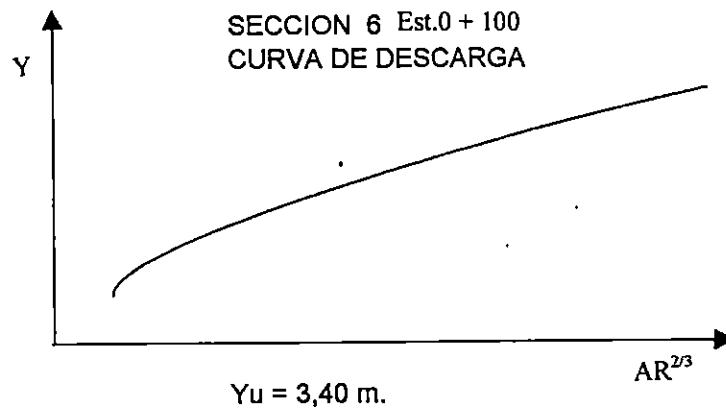
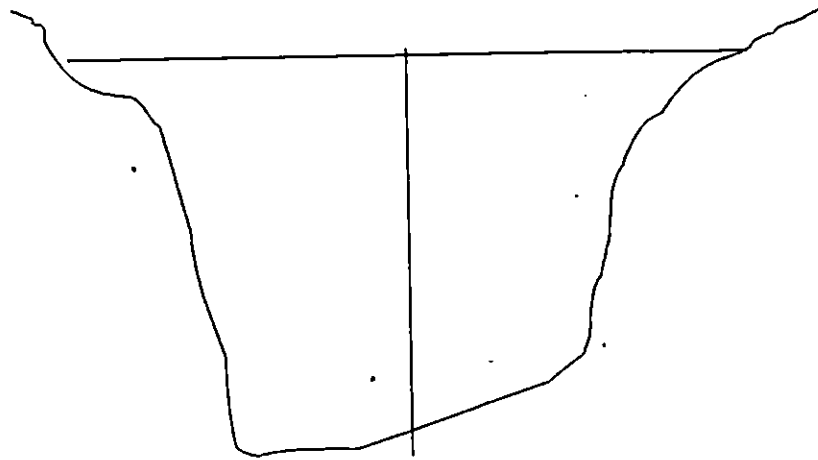


Tabla A ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO NORMAL
CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA SECCION

Y(m)	A(m)	P(m)	R(m)	AR ^{2/3}	T(m)
1.00	4.72	6.30	0.75	3.90	5.05
2.00	8974	7.90	1.26	11.60	5.37
3.00	15.49	9.30	1.67	21.80	5.80
4.00	21.47	10.80	2.00	34.08	6.13
5.00	28.94	17.40	2.15	47.89	8.50

Tabla B ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO CRITICO

Y(m)	A(m ²)	T(m)	A ³ /T	Q ² /2g
1.00	4.72	5.05	20.82	292.67
2.00	9.94	5.37	182.88	292.67
2.30	8.58	5.50	282.33	292.67
2.33	11.71	5.50	291.95	292.67
2.35	11.85	5.50	302.55	292.67
2.40	12.13	5.50	324.50	292.67

FIG. 3.17 Características Hidráulicas y Curva de Descarga de la Sección Transversal 6

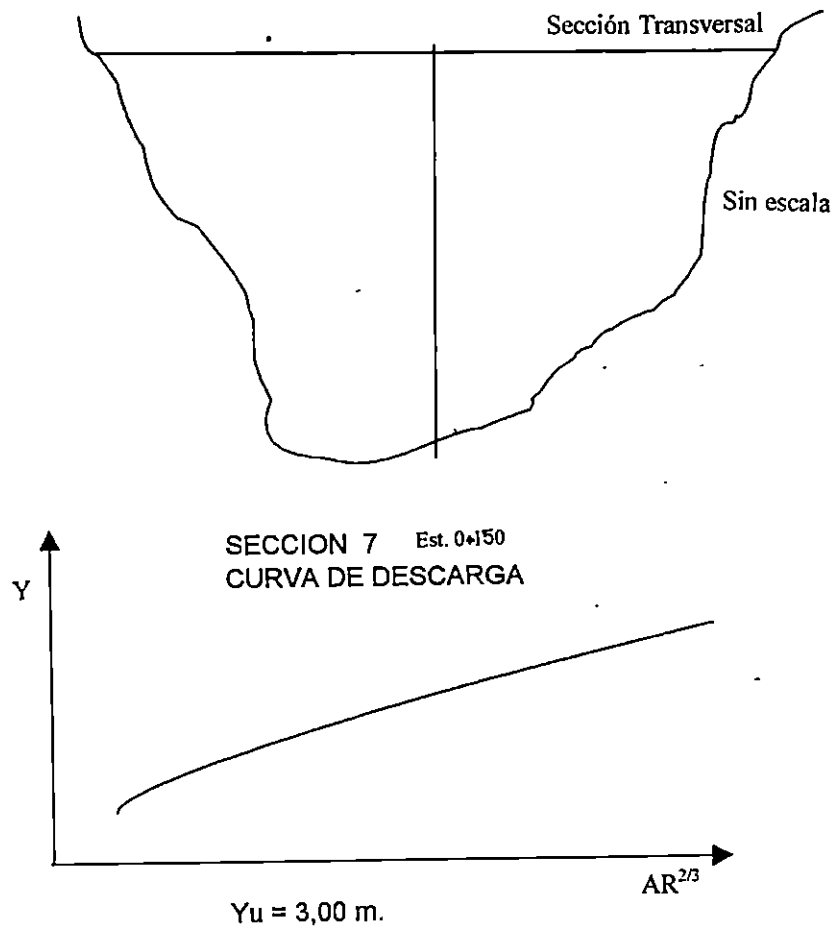


Tabla A

ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO NORMAL
CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA SECCION

Y(m)	A(m)	P(m)	R(m)	AR ^{2/3}	T(m)
1.00	3.75	5.00	0.75	3.10	5.05
2.00	10.25	8.80	1.16	11.32	5.37
3.00	17.90	10.20	1.75	25.99	5.80
4.00	26.75	12.00	2.19	44.27	6.13
5.00	35.54	13.90	2.56	66.51	

Tabla B ANALISIS HIDRAULICO PARA EL CALCULO DEL FLUJO CRITICO

Y(m)	A(m ²)	T(m)	A ³ /T	Q ² /2g
2.00	10.25	7.30	147.52	292.67
3.00	17.90	8.10	708.07	292.67
2.50	13.85	7.70	345.03	292.67
2.40	13.23	7.60	304.70	292.67
2.39	13.14	7.69	294.64	292.67
2.31	13.11	7.69	292.49	292.67

FIG. 3.18. Sección Transversal 7

asumirse diferentes valores de tirantes, (los cuales se muestran en tabla A de fig. 3.12), limitados por la profundidad natural del flujo en la sección. A continuación se ejemplifica la determinación de las características hidráulicas. La ecuación a emplear es:

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

Para el tirante $Y=1.00$ mts (columna 1 de tabla A, fig. 3.12), se obtiene por métodos geométricos el área hidráulica de 4.08 mts^2 (columna 2 de tabla A), un perímetro mojado $P=6$ mts (columna 3), un radio hidráulico $R=0.68$ mts (columna 4) y un factor geométrico de $AR^{2/3}=3.16$ (columna 5), además del ancho superficial $T=4.40$ mts (columna 6). Se procede de la misma forma para los valores asumidos de y (1.00 a 5.00 mts). La determinación del tirante normal estará en base a la igualdad entre los factores $AR^{2/3}$ contra el factor hidráulico $(Q n) / (S^{1/2})$, en donde Q , n y S son constantes, por lo cual este factor es conocido. Siendo $AR^{2/3}$ función de y , se establece su valor, mediante la resolución de la igualdad.

- ✓ Para el caso del flujo crítico, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q^2 / 2g = A^3 / T \quad (\text{Ec. 3.26})$$

Ejemplificando, para $y=1$ mts, se tiene un área hidráulica $A=3.75 \text{ mts}^2$, un ancho superficial $T=4.30$ mts, un factor $A^3/T=12.26$ y el factor $Q^2/2g=292.67$, procediendo de igual forma que en el caso del tirante normal, se evaluará el factor hidráulico

$(Q^2 / 2 g)$, con el factor geométrico (A^3 / T) ; $y_{crítica}$, será el valor que por prueba y error satisfaga dicha igualdad.

- ✓ De igual forma se hará para las siguientes secciones.
- ✓ Se continúa comparando los valores obtenidos para tirantes normal (tabla A figs. 3.12 a la 3.18) y crítico (tabla B figs. 3.12 a la 3.18) a lo largo de cada una de las secciones, el mayor de los valores es el que rige. En este caso el flujo que prevalece es el normal, por lo que corresponde a una sección de control aguas abajo*.
- ✓ A continuación se procede al cálculo del perfil de flujo (ver paso 8.2 de sección 3.6.2) para lo cual se requiere determinar los siguientes aspectos:

- Energía específica en cada sección (E_i): $E_i = y_i + Q^2 / (2 g A_i^2)$
- Pérdidas por fricción (F_i): $F_i = Q^2 n^2 (0.5) P_i^{4/3} (L_i - L_{i+1}) / (A_i^{10/3})$
- Altura de carga en las secciones (H_i): $H_i = E_i + F_i - (Z_{i+1} - Z_i)$
- Corrección en la altura de carga (Δ): $\Delta = E_{i+1} - F_{i+1} - H_i$

- ✓ Con las fórmulas anteriores se establece la siguiente tabla:

ESTACION	E_i	F_i	H_i	Δ	y

Ejemplificando para el estacionamiento 0-150: E_i

$$E_i = 3.75 + (74.7)^2 / ((2 \times 9.81)(20.44)^2) = 4.4$$

$$F_i = ((74.7)^2 (0.035)^2 0.5 (12.84)^{4/3} (50)) / (20.44)^{10/3} = 0.22$$

$$H_i = 4.4 + 0.22 - (0.015 \times 50 \text{ m}) = 3.87$$

* Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow.

Calculando para el estacionamiento 0-100, $E_2 = 4.18$ y $F_1 = 0.21$

$$|\Delta| = 1.18 - 0.21 - 3.87 = 0.10$$

$$Y = 3.75 \text{ m}$$

El valor de $|\Delta|$ deberá ser ≤ 0.005 . Para fines académicos en este trabajo se toma el valor de 0.10. Por lo mismo se acepta el valor de Y , para formar el perfil de flujo, y así sucesivamente hasta terminar con las secciones, secuencialmente. Luego se procede al cálculo de la velocidad correspondiente al tirante y .

$$V = Q/A = 74.7 / 20.44 = 3.66 \text{ mts/seg}$$

Donde:

V: velocidad, en mts/seg.

Con los datos así calculados para cada una de las secciones, se obtiene la siguiente tabla:

TABLA 3.4: CALCULO DEL PERFIL DE FLUJO

Estacionamiento	E_i (mts)	F_i (mts)	H_i (mts)	Y (mts)	V (mts/seg)
0-150	4.40	0.22	3.87	3.70	3.65
0-100	4.18	0.21	3.64	3.10	4.14
0-050	4.27	0.21	3.72	3.27	4.45
0+000	4.34	0.18	3.77	3.18	4.36
0+050	4.36	0.15	3.76	3.65	4.30
0+100	4.31	0.26	3.88	3.40	4.17
0+150	4.31	0.64	3.00		

Con los datos presentados en la tabla anterior, se procede a graficar el "perfil de flujo" (ver fig.3.19), trazando en el eje de las abscisas, las distancias entre los diferentes estacionamientos y en el eje de las ordenadas, los puntos correspondientes a la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal, mostrados en la figura 3.19.

Posteriormente a este análisis se debe determinar el área hidráulica equivalente que sea capaz de transportar el caudal de diseño. Para ello será necesario establecer las dimensiones de la misma, basándose en el nivel del agua permitido que pueda alcanzarse, al considerar la convergencia del flujo impuesta al cauce natural, por la obra a ejecutarse.

Cabe aclarar que en este ejemplo no se presenta dicho cálculo, y para efectos de ilustración se tomará el valor de la base como el correspondiente al ancho superficial (T).

Para el caso en cuestión, T tiene un valor de 7.13 mts, aunque la determinación de la base de dicha área hidráulica (longitud del puente), depende básicamente de la experiencia del proyectista y de la consideración de los siguientes factores.

- Caudal de diseño no estimado para una avenida máxima extraordinaria.
- Número de obstrucciones (pilas o estribos)
- Topografía del terreno, etc.

La altura de dicha área hidráulica dependerá de la elevación total calculada, la cual puede determinarse adicionando al (NAME) el valor del bordo libre, el cual tiene como finalidad permitir el paso de materiales voluminosos (ramas, troncos, etc.), que

pueden ser arrastrados por la corriente de agua. También deberá permitir la sobrelevación causada por las obstrucciones debidas a pilas y estribos del puente.

Tomando en cuenta, estos aspectos y analizando la sección con estacionamiento 0 + 000 , (fig. 3.15), se tiene:

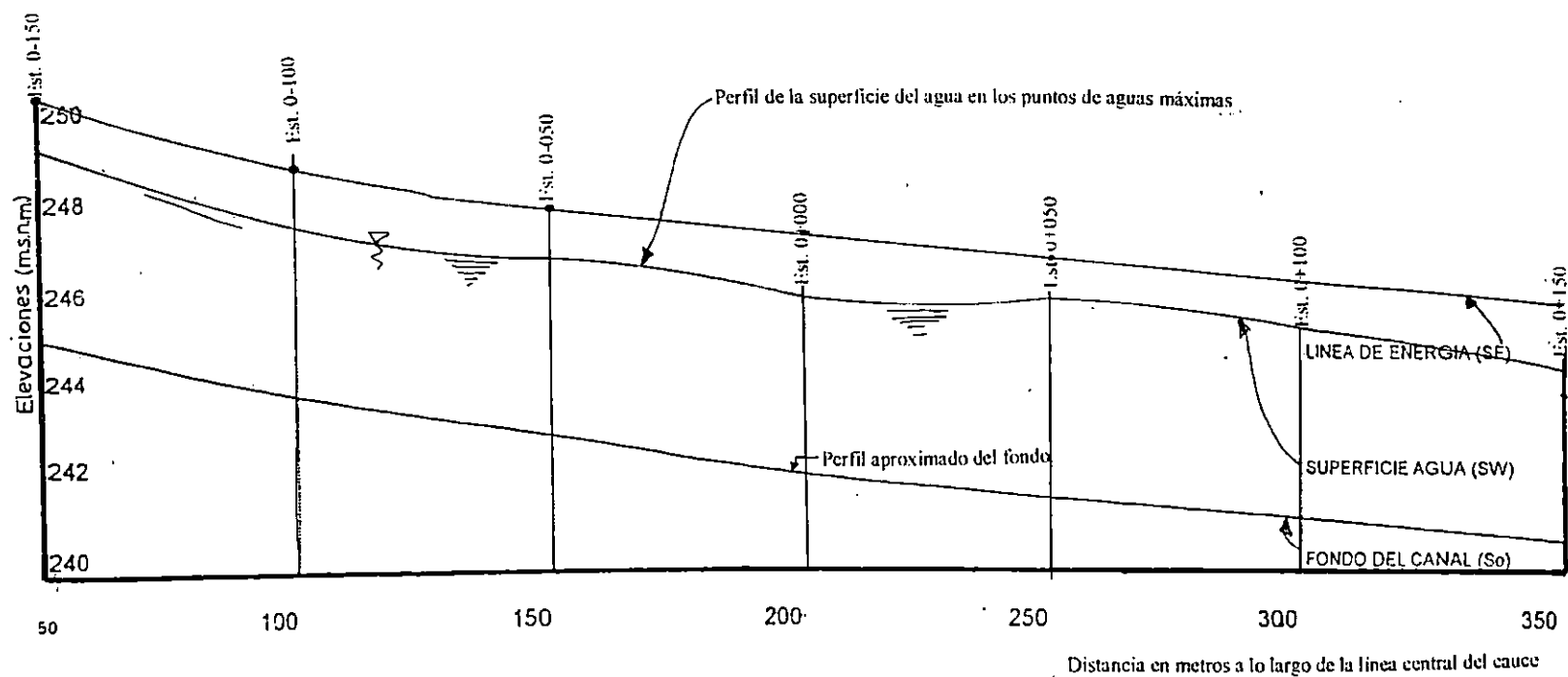
De tabla “Cálculo de Perfil de Flujo” (ver tabla 3.4), la altura de NAME en esa sección es, de 3.18 mts. Se considera un espacio libre de 1.50 mts, por lo que la elevación total (Et) sería:

$$Et = 3.18 + 1.50 = 4.68 \text{ mts}$$

La elevación total (NAME + bordo libre), determinará la altura del rostro inferior que formará parte de la superestructura estas dimensiones del puente quedan establecidas en la figura 3.20.

FIG. 3.19 Perfil de Flujo aplicando el método por segmentos

PERFIL DE FLUJO APLICANDO EL METODO POR SEGMENTOS



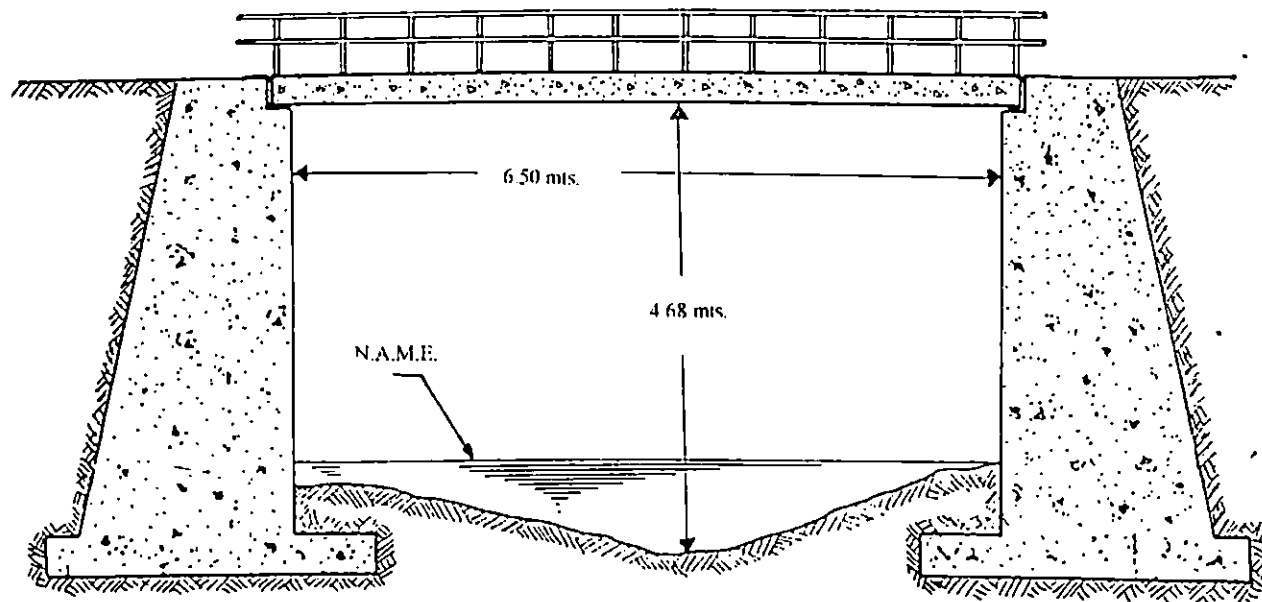
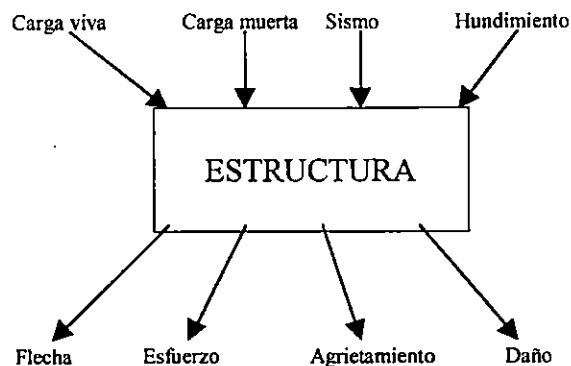


FIG. 3.20 Dimensiones del área hidráulica en la sección de control

3.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural tiene como objeto proporcionar soluciones que, por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales y de las técnicas constructivas disponibles y cumpliendo con las restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la estructura, en condiciones normales y funcionamiento de la construcción y seguridad adecuada por la ocurrencia de algún tiempo de falla.

La estructura puede concebirse como un subsistema dentro del sistema principal, constituido por la obra global. La función de la estructura es absorber las sollicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción. Esquemáticamente este concepto se visualiza en la siguiente figura:



El subsistema estructural debe soportar una serie de acciones extremas, que le ocasionan deformaciones, desplazamientos y ocasionalmente daños. Por acciones se

entienden lo que generalmente se denominan cargas, pero esta acepción más general incluye a todos los agentes externos que inducen en estructura fuerzas externas, esfuerzos y deformaciones. Por tanto, además de las cargas propiamente dichas, se incluyen las deformaciones impuestas, como los hundimientos de la cimentación y los cambios volumétricos, así como los efectos ambientales del viento, temperatura, corrosión, etc.

La respuesta de la estructura está representada por el conjunto de parámetros físicos que descubren su comportamiento, ante las acciones que le son aplicadas.

Para que la construcción cumpla con las funciones para las cuales está siendo proyectada, es necesario que la respuesta de la estructura se mantenga dentro de los límites que no afecten su correcto funcionamiento, ni su estabilidad.

El objetivo del diseño estructural, puede reemplazarse como el de proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límite de falla, para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que las condiciones normales de operación no se sobrepasen de los estados límites de servicio.

3.7.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN PUENTE CONVENCIONAL

El puente a revisar requerirá del análisis estructural, considerando un puente de concreto reforzado, consistente en una losa apoyada en dos estribos, como se muestra en la figura 3.21. Dicho diseño es presentado como complemento al análisis hidráulico precedente.

- **DISEÑO DE LA LOSA**

Calculando el espesor, se tiene que: $h = (S+10) * 1.10/30 = (13.78+10) * 1.10/30 = 26.5$

cms ó $h_{min} = 0.065 l_c = 0.065 * 420 = 27.3$ cms

Según A.C.I. $h = l/20 = 420/20 = 21$ cm

$$H_{promedio} = (21 + 27.3 + 26.5) / 3 = 24.93 \text{ cms}$$

Usar $h = 25$ cms

- **CARGAS**

C.M. = Peso Propio = $0.25 * 2400 * 3.05 = 1830$ kg

Peso de tierra = 0

C.V. para momento M: $P = 8,170$ kgs (Carga Concentrada)

$W = 952$ kg/m/carril (Carga Distribuida)

C.V. = Carga Viva para Cortante V: $P = 11,800$ kgs (Carga Concentrada)

$W = 952$ kg/m/carril (Carga Distribuida)

NOTA: El ancho del carril de carga = 3.05 mts, según A.A.S.H.T.O.

Ancho de losa para paso de camión = 3.42 mts

$W_u = (1.4 \text{ C.M.} + 1.7 \text{ C.V.}) I$

I= Factor de Impacto

$$\Delta I = 15 / (L + 37.5) < 0.30 \quad \Delta I = 15 / (3.80 + 37.5) = 0.36$$

$$\text{Factor de Impacto} = 1.0 + 0.30 = 1.30$$

$$\text{Para momento: } W_u = (1.4 \times 1830 + 1.7 \times 952 \times 3.05) \times 1.30$$

$$W_u = 9748 \text{ kg/mts}$$

$$P_u = 1.7 \times 8,170 \times 1.30 = 18,055.70 \text{ kg}$$

$$\text{Para cortante: } W_u = (1.4 \times 1,830 + 1.7 \times 952 \times 3.05) \times 1.30$$

$$W_u = 9748 \text{ kgs/m}$$

$$P_u = 1.7 \times 11,800 \times 1.30$$

$$P_u = 26,078.0 \text{ kg}$$

• **ANALISIS Y DISEÑO:**

FLEXION:

$$M_{\text{máximo}} = \frac{P_u l_c}{4} + \frac{W_u l_c^2}{8}$$

$$M_{\text{máximo}} = \frac{18055.7 \times 4.2}{4} + \frac{9748 \times 4.20^2}{8} = 40452.83 \text{ kg mts}$$

$$A_s = M \times 100 / (\phi f_y J_u d)$$

$$A_s = (40452.83 \times 100) / (0.9 \times 4200 \times 0.9 \times [25 - 5]) = 59.45 \text{ cm}^2$$

$$S = A_v \times 100 / A_s = 0.71 \times 100 / 3.6 = 19.72 \text{ cm}$$

Usar varilla de diámetro No. 5 @ 10 cms

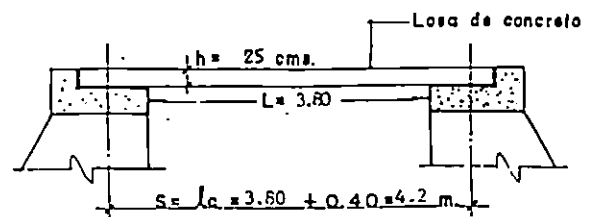
ANALIZANDO POR CORTANTE:

$$A_{st} = 0.0018 b h \text{ (acero por temperatura)}$$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 25 \text{ cm}^2/\text{m} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S = A_v \times 100 / A_s = 0.71 \times 100 / 3.6 = 17.72 \text{ cm}$$

Usar No. 3 @ 20 cm



$$\phi V_c > V_{\max} = P_u + W_u l_c / 2$$

$$V_{\max} = 26,078.0 + (9748.8 + 4.20) / 2 = 46548.8 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f_c} b d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 342 \times 20 = 51562 > V_{\max} \quad \text{o.k.}$$

• **CALCULO DE R (REACCION SOBRE MURO)**

$$R = P + 3.05 (PP W l_c / 2 \times 250) = 11,800 + 9521.4 = 10,878.6$$

$$R = 1800 / 3.05$$

FIG. No.	PESO=AREA * γ (TON/MTS)	BRAZO (M)	MR (TONM)
1	$0.25 \times 3.20 \times 1.60 = 1.28$	2.13	2.72
2	$2.75 \times 1.15 \times 1.6 / 2 = 2.53$	1.62	4.10
3	$0.6 \times 0.45 \times 1.6 = 0.83$	1.43	1.19
4	$0.25 \times 0.20 \times 2.40 = 0.12$	0.95	0.12
5	$1.15 \times 2.75 \times 2.2 / 2$	1.23	4.27
6	$0.6 \times 2.75 \times 2.2 / 2 = 3.63$	0.55	2
7	$0.6 \times 0.2 \times 2.4 = 0.29$	0.55	0.16
8	$2.25 \times 0.5 \times 2.2 = 2.48$	1.125	2.78
	$W_i = 14.63$		$\Sigma MR = 17.34$

PARAMETROS: $\mu = 2/3 \text{ Tg } \phi = 0.47$

$$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/mts}^3$$

$$\gamma_p = 2200 \text{ Kg/m}^3$$

$$q_o = 3 \text{ Kg/cm}^3 = 30 \text{ Tn/m}^3$$

$$\theta = 35^\circ$$

$$E_A = 1/2 \gamma H^2 K_o = (1/2)^{1.6} (3.7)^2 \times 0.27 = 2$$

$$W_p = 1/2 \gamma h^2 K_p = (1/2)^{1.6} (3.7)^2 \times 3.69 = 1.25$$

$$M_v = E_A (H/3) = 2.96 \times \frac{3.70}{3} = 3.65$$

$$K_o = \text{tg}^2 (45 - \theta/2) = 0.27$$

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + \theta/2) = 3.69$$

$$F = N = 0.47 \times 1463 = 6.8$$

• **ESTABILIDAD**

1. DESLIZAMIENTO

$$F_s = \frac{E_p + \mu N}{E_A} = \frac{1.25 + 6.88}{2.96} = 2.74$$

$$F_s > 1.5$$

2. VOLTEO

$$F_s = M_R/M_v = 17.34/3.65 = 4.75$$

$$F_s > 2.0$$

$$E = M/Wt > \delta < L/6$$

$$\text{Si: } e < L/6$$

$$\text{Usar: } q = Wt/A (1 \pm 6e/L)$$

$$A = L \times 1 \text{ mts.}$$

$$\text{Si: } e > L/6, \quad \text{Usar: } q = 2 W_T/3B \text{ m}$$

$$B = 1.0 \text{ mts}$$

$$M = (L/2) - e$$

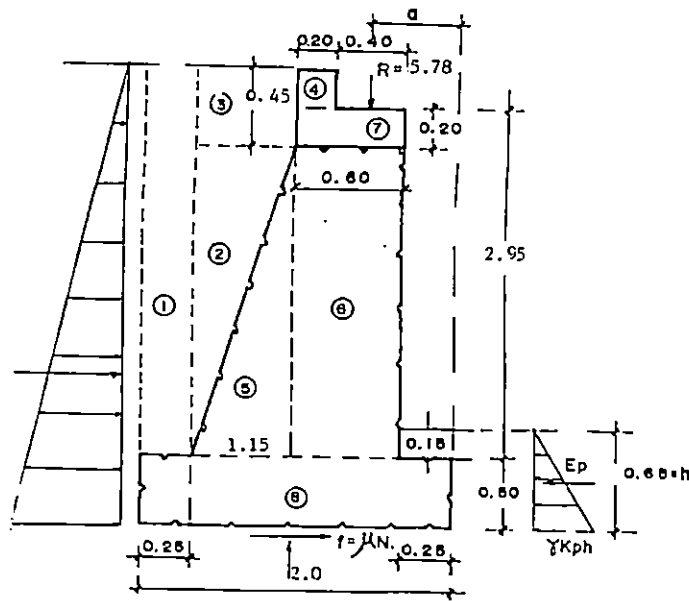
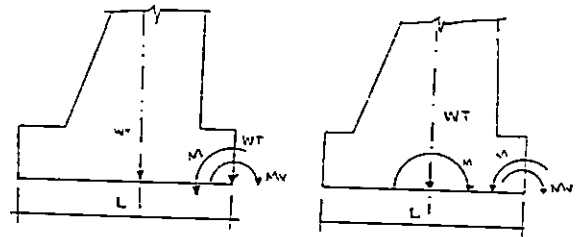


FIG 3.21

3.7.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN PUENTE COLGANTE PARA EL PASO DE TUBERIA.

DATOS :

Tubería de hierro fundido $\varnothing = 10''$

Claro de 7 mts.

1. FLECHA (f) (ver figura 3.22).

Se tomará una flecha del 10% del valor del claro.

$$f = 0.10 * 7.00 = 0.70 \text{ mts}$$

2. LONGITUD DE CLAROS LATERALES :

La relación entre los claros laterales (L1) y el central (L) debe ser alrededor de $\frac{1}{4}$.

$$L1 = \frac{1}{4} (7.00) = 1.75 \text{ mts.}$$

Con el valor de L1, se determina el valor correspondiente al ángulo formado por la horizontal y cada uno de los tirantes inclinados rectos, que para el caso son iguales. (Este ángulo se muestra en la fig 3.23 y equivale al valor de θ).

En este caso, ambas torres están colocadas sobre un mismo plano horizontal, la altura de la torre para efectos de predimensionamiento, se tomará como el valor de la flecha más el valor correspondiente al tirante vertical central. Así, la altura de la torre, puede suponerse de 1.00 mts.

$$\tan \theta = 1.00/1.75$$

$$\theta = 29.7449^\circ$$

3. CARGAS SOPORTADAS:

3.1 Cargas verticales:

3.1.1 Carga muerta: se considera la debida al peso propio de la tubería, así como la correspondiente al peso del agua contenida.

Peso propio de la tubería :

Para hierro fundido de $\varnothing = 10''$ se tiene un valor de 80 Kg./mt .

Peso del agua contenida, considerando que se encuentra completamente llena.

$$W = V * \gamma$$

$$V = A * L$$

$$= \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot L}{4}$$

$$V = 0.3547 \text{ mts}^3 .$$

$$W = (0.3547 \text{ mts}^3) * (1000 \text{ Kg/mts}^3) \qquad W = 354.70 \text{ Kg.}$$

Distribuidos linealmente :

$$W/L = \frac{354.70 \text{ Kg.}}{7 \text{ mts.}} = 50.67 \text{ Kg./mts}$$

3.1.2 Carga viva : Es probable que en algún momento sea necesario efectuar reparaciones al puente, por lo que se incluirá en su diseño, una carga que permita subsanar dicha eventualidad.

$$W = \frac{400}{7} = 57.14 \text{ Kg/mts}$$

3.2 Cargas horizontales :

Las principales son : la carga debida a la acción del viento y la carga sísmica. En el presente ejemplo, ambas cargas no serán consideradas.

3.3 Carga total (Wt) :

$$\text{Carga muerta (CM)} = 80 \text{ kg/mt} + 50.67 \text{ kg/mt} = 130.67 \text{ Kg/mt.}$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 57.14 \text{ Kg/mt.}$$

Factorando estas cargas, se encuentra la carga última (CU) :

$$\text{CU} = 1.4 \text{ CU} + 1.7 \text{ CV}$$

$$\text{CU} = 1.4 (130.67) + 1.7 (57.14)$$

$$\text{CU} = 280.08 \text{ Kg/mt.}$$

4. Esfuerzos considerados en el diseño :

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

5. DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL PUENTE COLGANTE.

5.1 Cable principal :

Si un cable suspendido en sus extremos, está sometido a cargas verticales, éste tomará la forma de un polígono funicular de equilibrio de las cargas aplicadas. El cable, puede considerarse perfectamente flexible o puede ofrecer una resistencia pequeña que se tomará como despreciable.

Para un puente colgante puede suponerse el caso de una carga uniformemente distribuida por lo que el cable principal adoptará la forma de una parábola.

Para determinar la ecuación de la parábola, se escogen ejes coordenados cuyo origen coincide con el punto "C" (que es el punto más bajo del cable) y observamos que la magnitud de la carga total W que soporta una porción del cable que va desde "C" hasta "D" es wx . Así, la porción del cable "CD", estará en equilibrio bajo la acción de las tres fuerzas : T_0 , T y W , puesto que estas fuerzas están en equilibrio, tienen por tanto que ser concurrentes.

Del triángulo de fuerzas mostrado, se tiene :

$$T = \sqrt{T_0^2 + (wx)^2} \quad (\text{Ec. 3.27})$$

$$\text{Tan } \theta = \frac{wx}{T_0} \quad (\text{Ec. 3.28})$$

Ahora aplicando conceptos del análisis estático para la fig.3.22 mostrada, tenemos :

$$\sum M_D = 0$$

$$W(x/2) - T_0 \cdot y = 0 \quad (\text{Ec. 3.29})$$

y resolviendo para "y" :

$$y = Wx / (2 T_0) \quad (\text{Ec. 3.30})$$

que es la ecuación correspondiente a una parábola con eje vertical y vértice en el punto "c". Sustituyendo en Ec. 3.27 para los valores :

$$x = 3.5 \text{ mts.}$$

$$F_w = 280.08 \text{ Kg/mt}$$

$$y = 0.70 \text{ mts.}$$

$$W = wx$$

$$W = (280.08 \text{ Kg/mt}).(3.5 \text{ mt})$$

$$W = 980.28 \text{ Kg}$$

Resolviendo Ec. 3.29 para T_0 :

$$T_0 = \frac{Wx}{2y} = \frac{980.28.(3.5)}{2.(0.70)} = 2450.7 \text{ Kg}$$

Sustituyendo en Ec. 3.27:

$$T = \sqrt{(2450.7)^2 + (980.28)^2} = 2639.48 \text{ Kg.}$$

Se tiene que :

$$T = 2639.48 \text{ kg} = 25.89 \text{ KN}$$

Aplicando un factor de seguridad (F.S.) =8

$$T = 25.89 \text{ KN} (8) = 21.13 \text{ Ton}$$

De la tabla 3.5, se elige el diámetro del cable $\phi = \frac{3}{4}$, ya que proporciona una resistencia mínima de 23.27 Ton

$$23.27 \text{ Ton} > 21.13 \text{ Ton} \quad \text{ok!!}$$

5.2 Tirantes verticales ó péndolas :

La separación entre éstos, queda a criterio del diseñador.

De diversos diseños efectuados en nuestro país, implementados hace más de veinte años y cuyas obras, aún persisten, se estima que la separación máxima entre éstos tirantes es alrededor de 2 mts, ya que un espaciamiento mayor incrementa los momentos

flexionantes que se producen en el tramo, por consiguiente, sus secciones respectivas, lo que finalmente conlleva al aumento del peso de la estructura.

Para la determinación del área requerida por los tirantes, su análisis considera que cada uno de estos tirantes soportará un tramo de carga uniformemente distribuida de longitud igual a la separación entre ellos. En este caso, también tomará en cuenta la forma estética, para el caso, el espaciamiento "e" entre dos tirantes consecutivos es de 1.75 mts.

$$p = w.L'$$

$$p = 280.08 \text{ Kg/mt} \cdot (1.75 \text{ mt})$$

$$p = 490.14 \text{ kgs que soportará cada tirante.}$$

Aplicando un factor de seguridad (F.S.) = 8, se tiene :

$$p = 490.14 \text{ Kg} \cdot (8)$$

$$P = 3921.12 \text{ Kg} = 3.92 \text{ Ton}$$

De la tabla 3.5, se tiene que el cable con $\phi = 1/4"$ proporciona una resistencia mínima de 2.33 Ton , lo cual no satisface la condición de carga a la que se encuentra sometido el tirante, por lo que se selecciona el cable con $\phi = 3/8"$.

$$6.45 \text{ Ton} > 3.92 \text{ Ton} \quad \text{ok!!}$$

DISEÑO DE ANCLAJES.

Los anclajes, constituyen los puntos de apoyo del puente colgante.

Para su diseño, se consideran como fuerzas actuantes :

- a) El empuje del suelo
- b) La tensión del cable
- c) Su peso propio

Para determinar la presión o empuje ejercido por el suelo, se utilizará la fórmula de Rankine, que se enuncia así :

$$E_A = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$$

En donde :

- E : Presión de empuje (Kgs)
- γ : Peso unitario del suelo (Kg/mt)
- H : Altura del anclaje (mts)
- a : Ancho del anclaje (mts)
- ϕ : Angulo de fricción interna del suelo (adimensional)

Tabla 3.5 CABLE DE ACERO ALMA DE ACERO

TIPO BOA 6 x 19		ALMA DE ACERO	
DIAMETRO		Peso Aprox. en Kgs. por metro	Resistencia a la ruptura en Ton.
mm.	Pulg.		
3.2	1/8"	0.040	0.6
4.7	3/16"	0.100	1.4
6.3	1/4"	0.170	2.7
7.9	5/16"	0.280	4.2
9.5	3/8"	0.390	6.0
11.1	7/16"	0.510	8.2
12.7	1/2"	0.690	10.6
14.3	9/16"	0.870	13.4
15.9	5/8"	1.080	16.6
19.0	3/4"	1.540	23.7
22.2	7/8"	2.100	32.1
25.4	1"	2.750	41.7
28.6	1-1/8"	3.470	52.4
31.7	1-1/4"	4.200	64.4
34.9	1-3/8"	5.150	77.5
38.1	1-1/2"	6.200	91.8
41.3	1-5/8"	7.140	106.7
44.4	1-3/4"	8.300	123.7
47.6	1-7/8"	9.520	140.7
50.8	2"	10.820	159.6

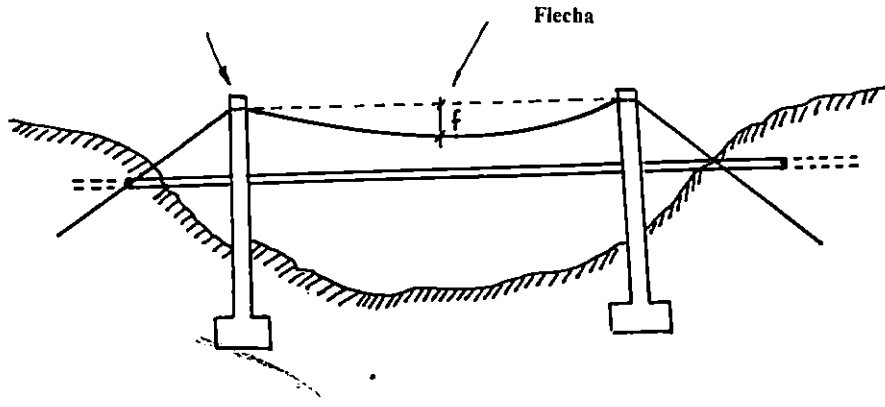


FIG.322 Se muestra la flecha de un puente

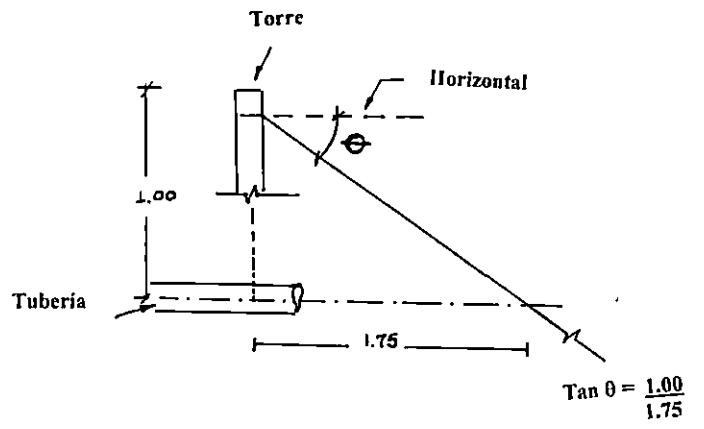


FIG.323 Determinación de θ

$\theta = 29.75^\circ$

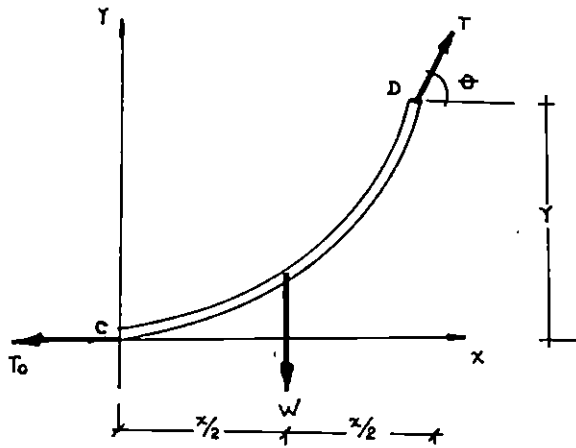


FIG.324 Fuerzas actuantes

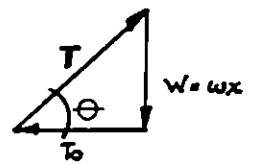


FIG.325 Equilibrio de fuerzas actuantes

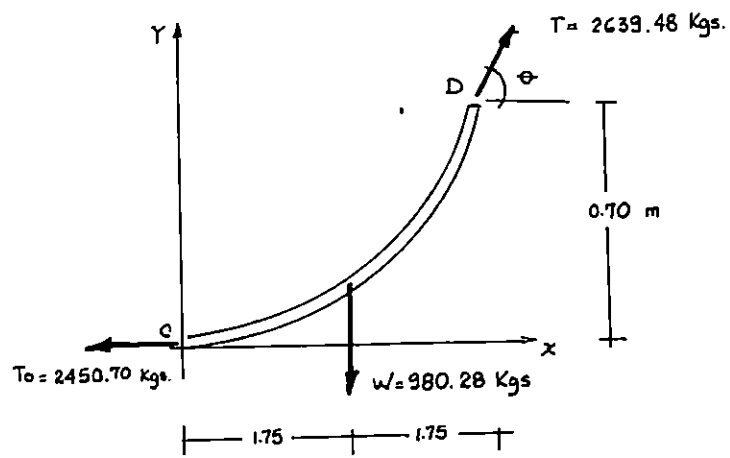


FIG. 326 Valores de fuerzas actuantes

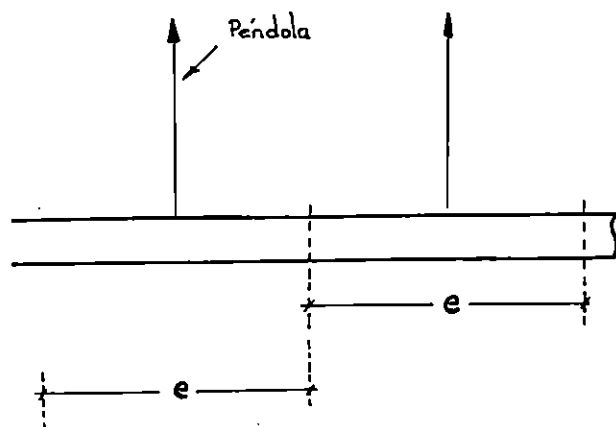
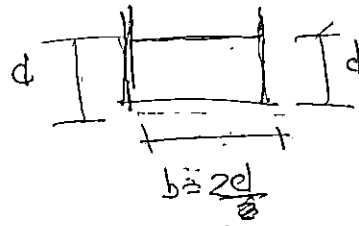
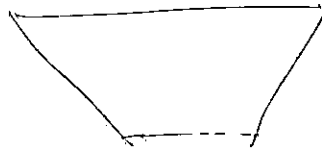


FIG.327Espacio entre tirantes verticales (péndolas)

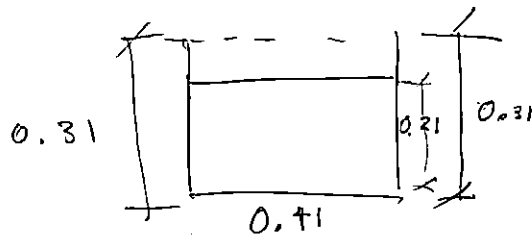


$$Q = \frac{1}{n} R_n^{2/3} S^{1/2} A$$



$$bd = d^2 = d^2$$

$$\frac{bd}{A} = \frac{d}{2}$$



EJEMPLO DE DISEÑO DE PUENTES CANALES

Calcúlense las dimensiones de un viaducto de madera, cuya pendiente (S), será de 0.005 y cuyo gasto $Q=100\text{ lts/seg.}$

Para la máxima eficiencia hidráulica:

$$b=2d$$

$$\text{Área:} \quad bd=2d^2$$

$$\text{Perímetro mojado:} \quad b+2d=4d$$

$$\text{Radio hidráulico (R):} \quad 2d^2/4d=0.5d$$

$$n=0.013 \quad (\text{madera})$$

$$\text{Manning:} \quad Q = (1/0.013) * (2d^2) * (0.5d)^{2/3} * (0.005)^{1/2}$$

$$0.1 = 6.9d^{8/3}$$

$$(0.1/6.9)^{3/8} = \cancel{d} = 0.205 \text{ m.}$$

$$b = 0.41 \text{ mts}$$

Dejando un bordo libre de 0.10 mts, el área del conducto sería de 41 cms de ancho por 30 cms de alto.

CAPITULO IV: BOVEDAS

4.1 INTRODUCCION

En el campo de la Ingeniería Civil, se han desarrollado diversas obras de paso, dentro de las cuales se encuentra la bóveda, considerada actualmente como una de las estructuras más importantes y utilizadas en nuestro medio, dadas las funciones que estas desempeñan.

En este capítulo se contemplan, aspectos de gran relevancia para su diseño hidráulica. Cabe aclarar, que la perspectiva estructural escapa al propósito del presente documento ya que haría demasiado extenso el estudio de las mismas.

4.2 ASPECTOS BASICOS SOBRE BOVEDAS

4.2.1 DEFINICION

Una bóveda básicamente se define como un arco unido por dos muros, lo que significa que está constituida por una superestructura apoyada en una subestructura, en donde la primera es la encargada de soportar las cargas que actúan sobre la bóveda, tales como el tráfico y el relleno de suelo; dichas cargas son transferidas a la subestructura, la cual se encarga de transferirlas al suelo soportante.

La bóveda se considera una estructura espacial de sección transversal hueca, cuyo espesor es reducido con respecto a sus demás dimensiones.

Desde el punto de vista estructural, también se podría definir la bóveda, considerándola como una estructura de sección transversal, creada para funcionar a flexocompresión, por lo que se generan espesores muy pequeños, con respecto a sus demás dimensiones.

4.2.2 COMPONENTES PRINCIPALES

Los componentes principales de una bóveda son la superestructura y la subestructura, los cuales se detallan a continuación:

4.2.2.1 SUPERESTRUCTURA

La superestructura es aquel elemento estructural que es denominado arco o cascarón, el cual se apoya directamente en sus extremos sobre la subestructura. Se considera como función transcendental de la superestructura soportar las siguientes cargas:

- a) El relleno o colchón de tierra
- b) El tráfico, tanto vehicular como peatonal
- c) El peso propio de la superestructura.

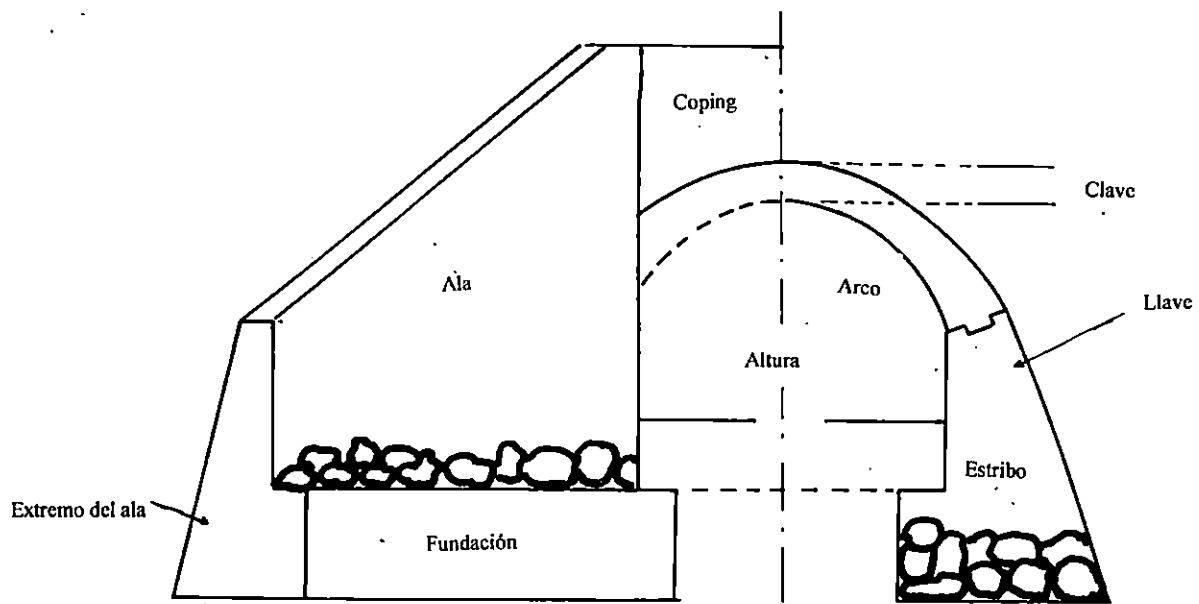
La geometría que adopta este elemento estructural es variable, pues puede tomar tanto forma parabólica como circular, elíptica o formada por la combinación de las geometrías anteriormente descritas. Todas estas formas dependerán por supuesto de las condiciones y magnitudes de las cargas a soportar. Por ello es también fundamental el material a base de la cual estará construido dicho elemento, el cual puede ser: concreto simple, concreto reforzado, mampostería de piedra o bloque de concreto, tomando en consideración que la elaboración de la estructura puede ser prefabricada o realizada en el lugar de la obra (in situ).

4.2.2.2 SUBESTRUCTURA

La subestructura de la bóveda es la constituida por los elementos estructurales que sirven de apoyo a la obra, es decir a ambos extremos del arco. Dichos elementos estructurales se denominan estribos. La función primordial de los estribos es transmitir las cargas provenientes de la superestructura al suelo soportante. Las cargas que actúan sobre la subestructura son las siguientes:

- a) Reacciones provenientes del arco o cascarón
- b) Reacciones de la tierra sobre los estribos
- c) El peso propio de la subestructura.

Basándose en las cargas descritas, se decide el material del cual se construirán los estribos, entre los cuales se citan: mampostería de piedra, concreto reforzado y mampostería reforzada. La geometría de los estribos dependerá del material involucrado, siempre y cuando se tenga en consideración el factor fundamental que es la estabilidad en el diseño. Los elementos principales que una bóveda presenta se detallan en la figura 4.1.



Elementos principales de una bóveda

FIG. 4.1

4.2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

La bóveda es una estructura funcional, dadas las condiciones dentro de las que se diseña y construye, ya que genera ventajas con respecto al uso de otras obras de paso; dichas ventajas se enumeran a continuación:

- La superficie de la bóveda limitada por el arco interno de la misma y el perímetro mojado del cauce, puede ser lo suficiente para contener el caudal de diseño (que es proporcionado por la avenida máxima extraordinaria), más un área sobrante, dentro de la cual debe pasar sin detenerse todo el material flotante que la avenida arrastre a lo largo del cauce, aguas arriba del punto de control.
- Al construir bóvedas, se genera ventaja proporcionada por el fácil suministro de materiales, puesto que se elaboran "IN SITU" o de manera prefabricada, basándose en mampostería de piedra o de concreto, y de concreto simple o armado.
- Por la forma geométrica que dichas obras presentan, tiene muchas ventajas sobre las otras estructuras de paso, en lo relativo al aspecto estructural, ya que soportan cargas mayores (soportan el relleno del suelo o colchón de suelo mas la carga viva).
- Recuperación de áreas para múltiples usos.

Dentro de las desventajas que presenta este sistema estructural, se mencionan:

- El encofrado para la construcción de bóvedas resulta costoso desde la perspectiva económica.

- Con la implementación de una bóveda se llegan a modificar las condiciones topográficas del terreno, ya que es necesario en unos casos evitar cruces de la estructura demasiado bruscos.

4.2.4 CLASIFICACION DE LAS BOVEDAS

Pueden clasificarse atendiendo diferentes causas:

4.2.4.1 Según su proceso constructivo pueden ser:

- a) Prefabricadas
- b) Fabricadas “in-situ” .

4.2.4.2 Según su material constitutivo, pueden ser:

- a) De mampostería de piedra (ver fig. 4.2.a)
- b) De concreto simple o reforzado (ver fig. 4.2.b)
- c) Combinación de las dos anteriores (ver fig. 4.2.c)
- d) Metálicas (ver fig. 4.2.d)

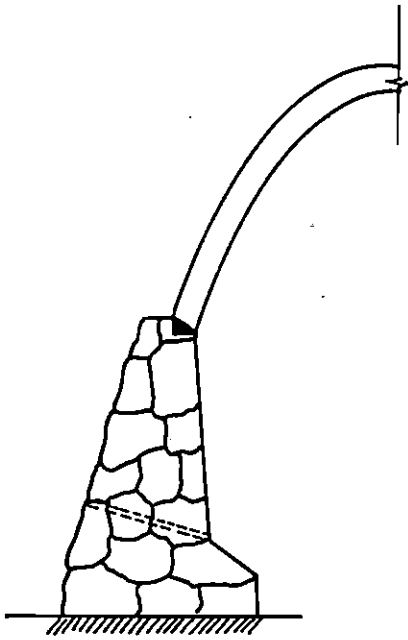


FIG. 4.2.a) Estribo y muro de mampostería

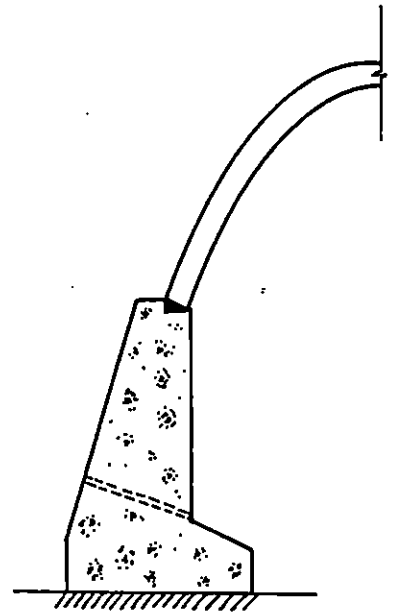


FIG. 4.2.b) Estribo y muro de concreto

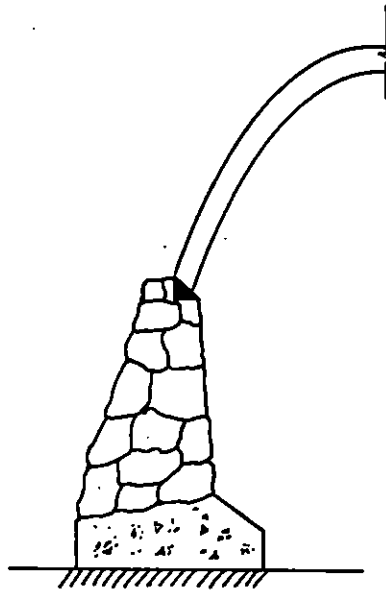


FIG. 4.2.c) Estribo de concreto y muro de mampostería

FIG. 4.2 Bóvedas según su material constitutivo

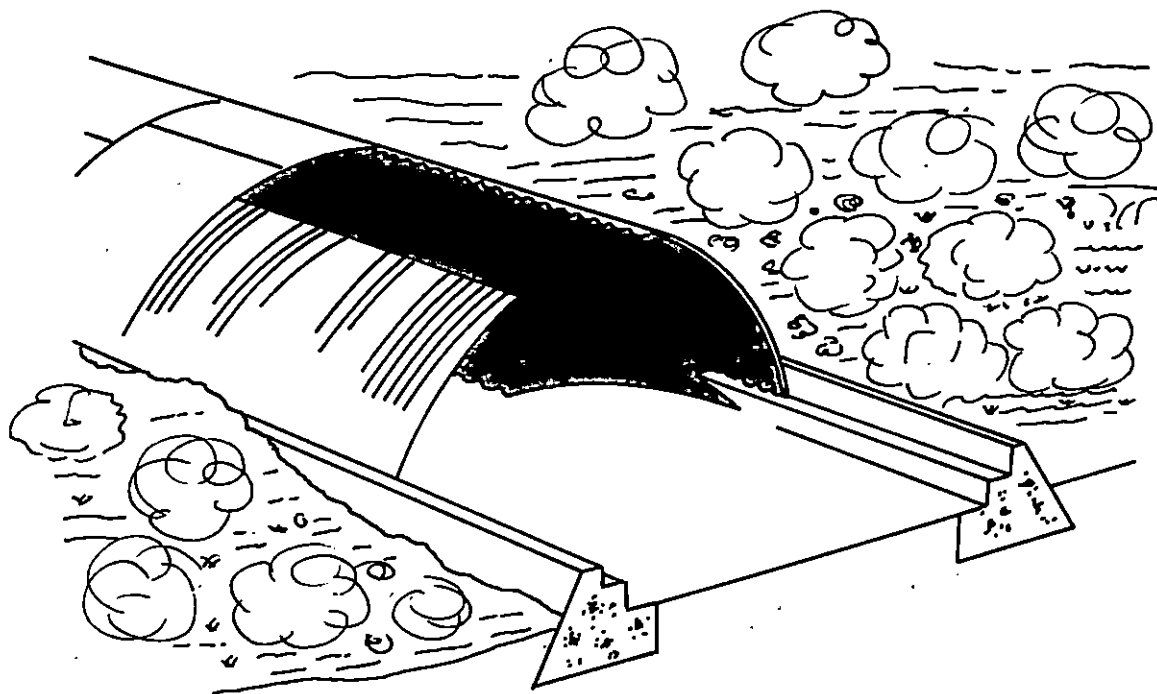


FIG. 4.2.d) Bóveda metálica

FIG. 4.2 Bóvedas según su material constitutivo

4.2.4.1.1 BOVEDAS PREFABRICADAS

Como es sabido, actualmente el sistema de construcción a base de prefabricados, presenta indiscutiblemente ciertas ventajas, que en muchos casos hacen posible su preferencia. Dentro de éstas se mencionan:

- Notable reducción del tiempo de ejecución, lo cual puede traducirse en un sustancial ahorro de tiempo y dinero.
- Economía en la elaboración del encofrado, ver fig. 4.3.
- Facilidad y rapidéz del montaje.

En este sistema, el arco completo se fabrica en una longitud aproximadamente igual a la mitad del mismo, menos el ancho de la solera de coronamiento. Su sección debe tener el espesor que proporcione la resistencia necesaria a la vez que permita el alojamiento del acero de refuerzo, dispuesto en la forma dictada por el respectivo diseño estructural.

Al igual que en el sistema convencional, será necesaria la colocación de juntas de construcción y dilatación que eviten la contracción del concreto. También deberá evitarse la filtración de agua en los canales que cada arco posee con una mezcla o mortero.

Al igual que cualquier otro sistema constructivo, el prefabricado presenta la desventaja de que sólo se fabrican en secciones pequeñas y en módulos de sección estándar, quedando su uso restringido y supeditado por las opciones existentes en plaza.

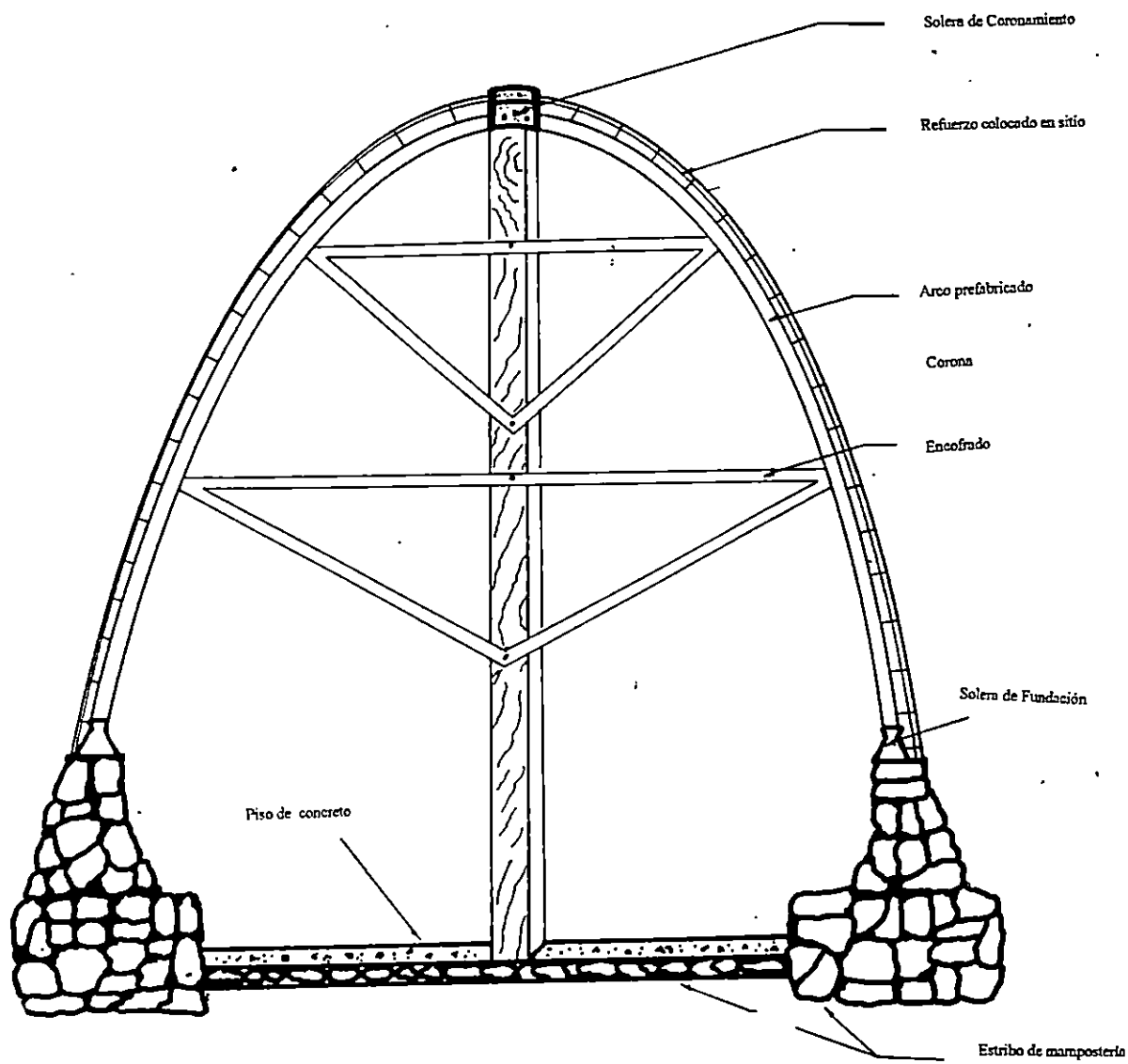


FIG. 4.3 Muestra el encofrado empleado para la instalación de una bóveda prefabricada.

4.2.4.1.2 BOVEDAS FABRICADAS “IN- SITU”

El uso de este tipo de bóveda es más difundido en nuestro medio, ya que se construyen directamente en el sitio seleccionado y con las dimensiones requeridas.

En algunos casos y dependiendo del lugar de su emplazamiento, pueden resultar económicamente más factibles, al aprovechar materiales existentes como: piedra, roca triturada, etc. y mano de obra que se encuentren en la zona.

En la fig. 4.4.a. se muestra el diseño de una bóveda real fabricada in- situ, en la cual, los estribos son construidos con mampostería de piedra y el piso como la solera de coronamiento son de concreto reforzado, mientras que el arco consta de una sección prefabricada sobre la cual se coloca el bloque de concreto tipo saltex .

Algunos detalles de este tipo de bóveda, así como su vista en planta, pueden observarse en la fig. 4.4.b.

En nuestro país, el tipo de bóveda más comúnmente utilizado es el conformado por una base rectangular o cuadrada y un arco semicircular (fig. 4.5.a) en la que su rebajamiento, es decir la relación entre la flecha y la luz es igual a $\frac{1}{2}$ (ver fig. 4.5.b).

Otro tipo de bóveda muy utilizado en nuestro medio en décadas pasadas es la llamada : “ bóveda cajón” , la cual se construye monolíticamente de concreto reforzado y al igual que el tipo anterior, de forma cuadrada o rectangular.

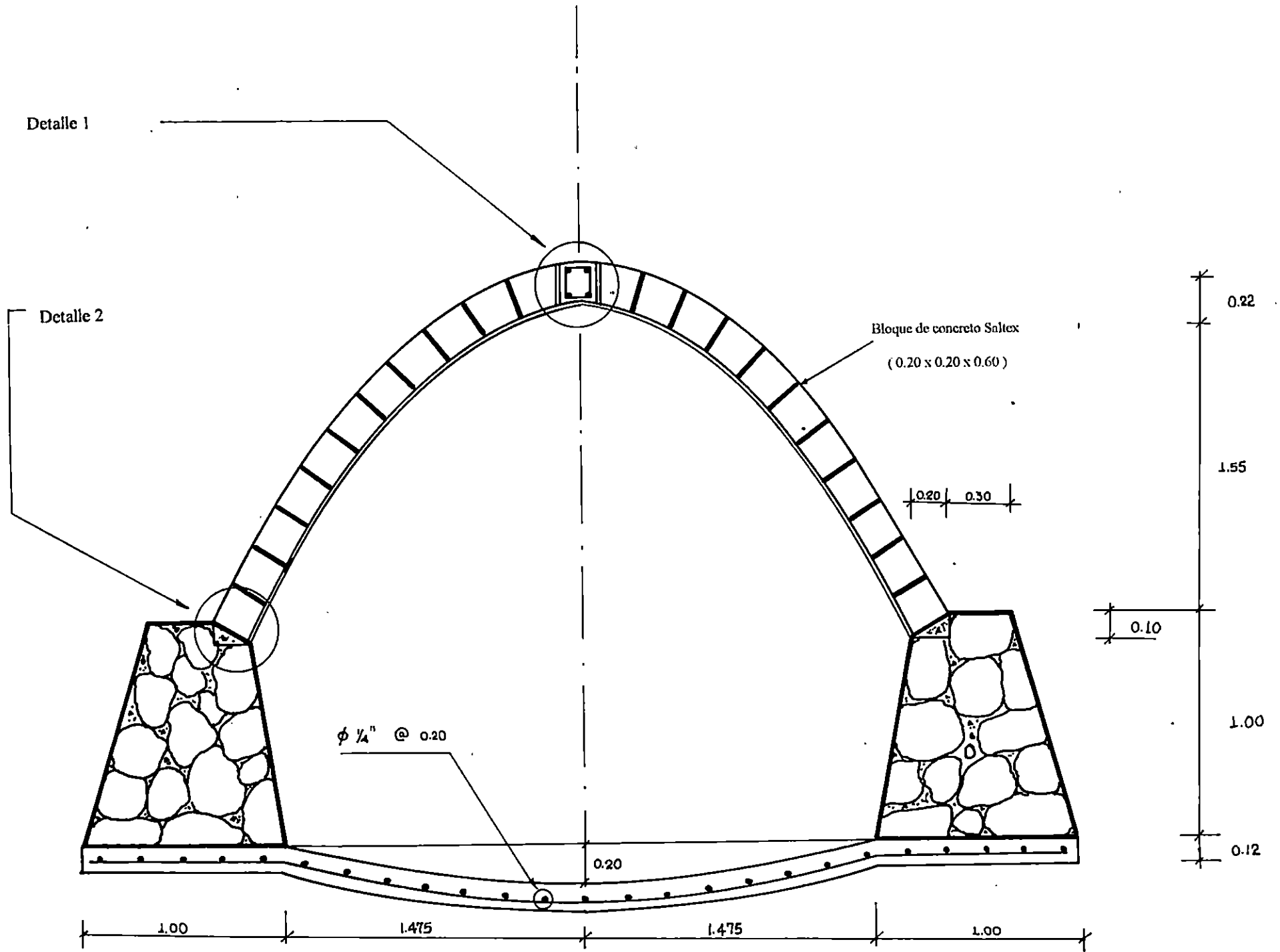


FIG. 4.4.a. Bóveda fabricada in - situ

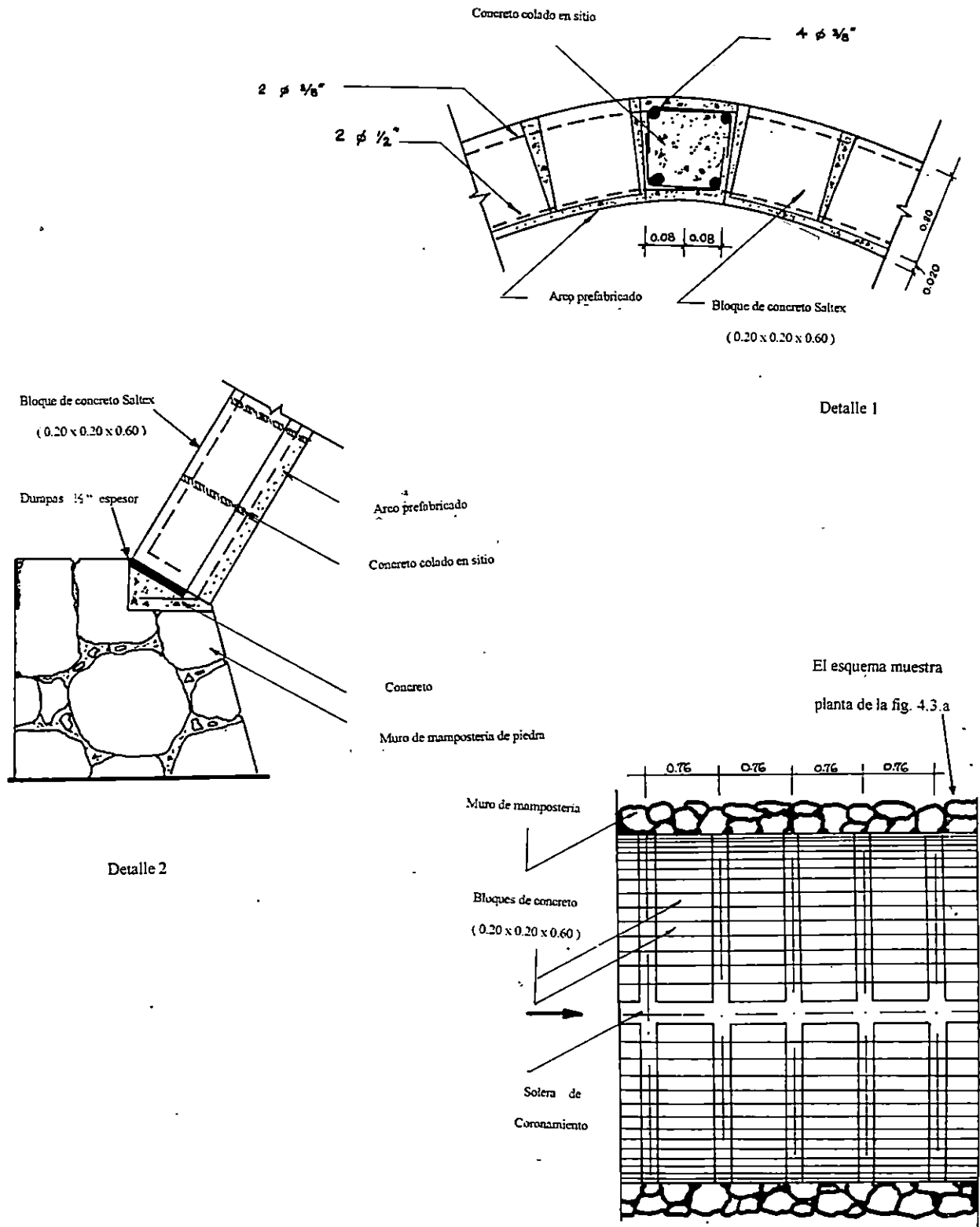


FIG. 4.4.b Bóveda fabricada in-situ

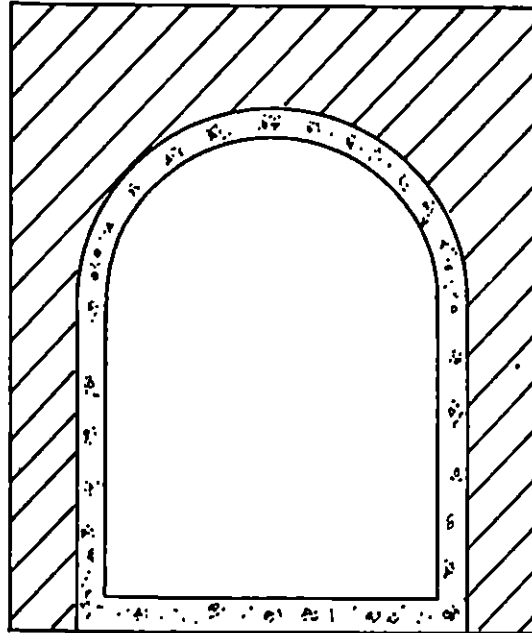


FIG. 4.5.a Sección típica de bóveda.

Base rectangular con corona semicircular.

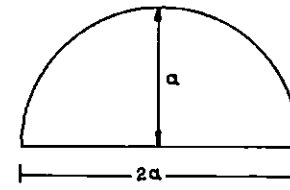


FIG. 4.5.b Rebajamiento (R) :

$$R = a / (2a) = 1/2.$$

FIG. 4. 5

Las partes de que se compone una bóveda cajón son: losa superior, paredes laterales y losa de fundación (ver fig. 4.6). A diferencia de otros tipos, en la bóveda cajón es posible eliminar el relleno de tierra sobre ellas, quedando su losa superior expuesta al tráfico vehicular.

Además de los tipos anteriores, en la figura 4.7, se muestran secciones típicas de bóvedas que estructuralmente trabajan como un sólo elemento, de tal forma que no se puede dividir en subestructura y superestructura. Su sección geométrica es variable, así las hay de forma semicircular, parabólica, rectangular o con base rectangular o cuadrada combinada con corona semicircular, parabólica, etc.

4.2.4.3 BOVEDAS METALICAS

Se fabrican con planchas de acero con corrugaciones en sentido perpendicular a su longitud. El espesor de estas planchas es variable y se fabrican en anchos y largos diferentes.

Este tipo de bóvedas, presenta ciertas ventajas, entre las que figuran, su gran resistencia a la ruptura, facilidad en el armado, gastos de conservación mínimos, etc.

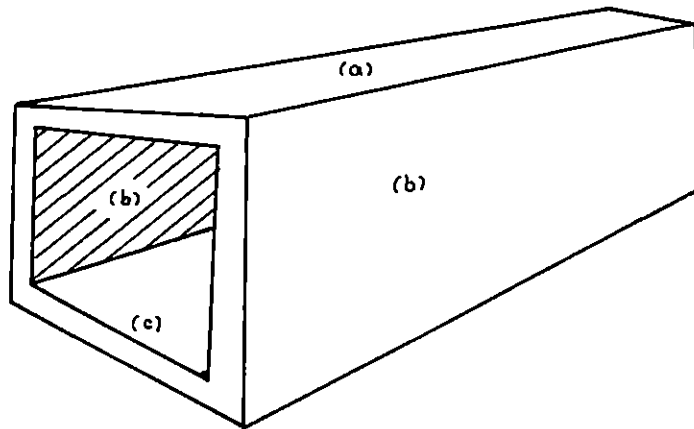
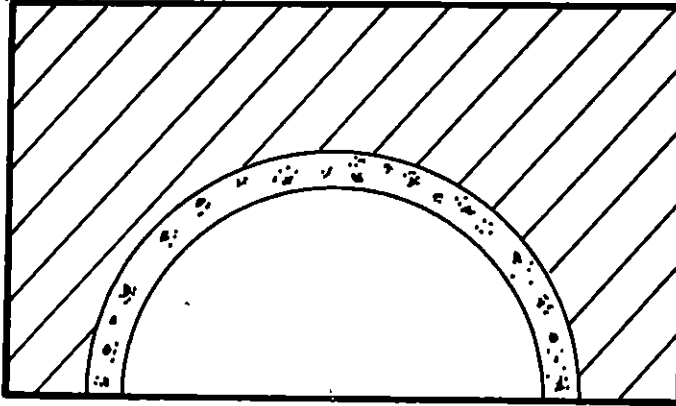
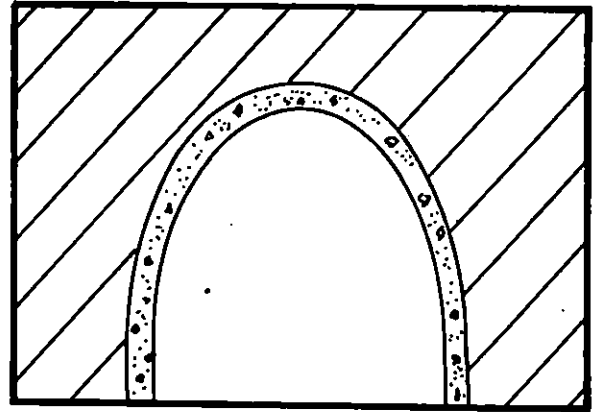


FIG.4.6 Partes de una bóveda cajón

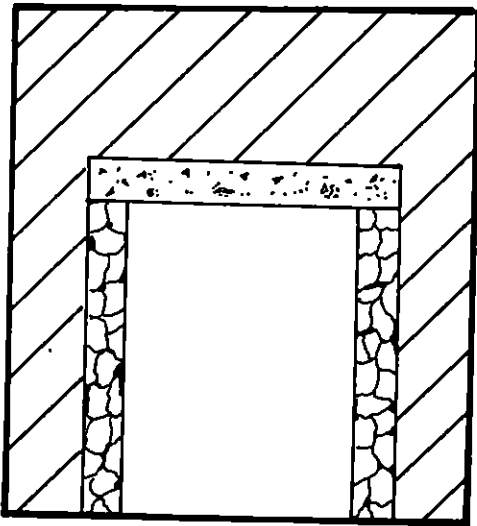
- a) Losa superior
- b) Paredes laterales
- c) Losa inferior



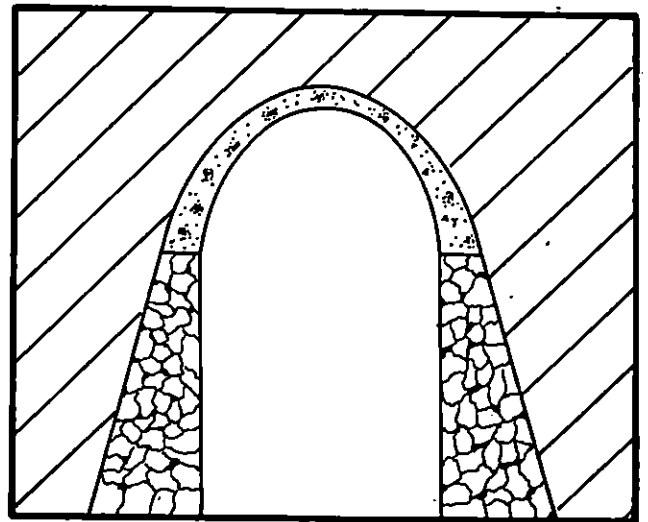
Semicircular



Parabólica



Rectangular.



Base Rectangular con corona parabólica.

4.2.5 CONSIDERACIONES SOBRE LA CONSTRUCCION DE BOVEDAS

Se distinguen tres sistemas básicos de construcción de bóvedas, de acuerdo al material utilizado: bóvedas con dovela, bóveda tabicada y bóveda moldeada.

- **BOVEDA CON DOVELA:** Consisten en el acoplamiento de pequeños elementos denominados dovelas, los cuales pueden ser de piedra labrada o ladrillo.
- **BOVEDA TABICADA:** Son las bóvedas por excelencia, ya que la mayor parte de su masa y su conjunto trabajan a compresión. Cualquiera que sea su tipo, se distingue por los elementos que la construyen, y por su disposición; se clasifican en:
 1. Con superficie continua.
 2. Con costilla de refuerzo.
 3. Con nervaduras y complemento de relleno.

4.3 DISEÑO HIDRAULICO

El cálculo hidráulico se basa en la determinación de los siguientes parámetros de diseño:

1. Determinación del nivel de aguas máximas en la sección hidráulica de control, para el caudal de diseño.
2. Cálculo del área hidráulica necesaria para conducir la avenida de diseño.
3. Determinación de la velocidad de la corriente, a la entrada y la salida de la estructura de paso, para la avenida de diseño.

Dado lo anterior, el dimensionamiento hidráulico de una bóveda, se realiza mediante la consideración hidrológica e hidráulica de las características del cauce, para lo cual se aplica la ecuación de Manning y la ecuación de continuidad, así:

$$\text{FORMULA DE MANNING: } V = (1/n) \cdot R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$\text{FORMULA DE CONTINUIDAD: } Q = V A \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

V: Velocidad, en m/seg

R: Radio Hidráulico, en mts

A: Área hidráulica, en m²

P: Perímetro mojado, en mts

S: Pendiente media del cauce del tramo analizado, en m/m

Q: Caudal de diseño, en m³/seg

Mediante la relación de ambas fórmulas se llega a conocer el dimensionamiento de la estructura, que será la que efectivamente transporte el caudal de diseño sin complicaciones; de esta manera:

$$Q = A \cdot (1/n) R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Entonces, se trasladan los términos conocidos a un extremo de la ecuación, y los desconocidos a otro factor:

$$AR^{2/3} = n Q S^{1/2} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

El término $AR^{2/3}$, se conoce como factor geométrico y puede ser obtenido al conocerse el caudal de diseño Q , el coeficiente n de rugosidad de Manning y la pendiente del cauce S . El factor hidráulico en el caso de las bóvedas, podría expresarse en función del tirante y el ancho de la obra. Al tomar en cuenta que el caudal a conducir será transportado únicamente por los muros de la bóveda, delimitándose como margen de seguridad por el arco de concreto, se tiene lo siguiente:

$$A = b y \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Entonces:

$$P = 2 y + b \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Donde:

R: Radio Hidráulico, en mts

A: Area Hidráulica, en mts^2

P: Perímetro mojado, en mts

y : Tirante máximo, en mts

b : Ancho de la bóveda, en mts.

Sustituyendo:

$$R = b y / (2 y + b) \quad (\text{Ec. 4.7})$$

De las bóvedas tipo, se conoce b para cada tamaño recomendable. Se podría generar una curva al graficar “ Y ” contra el factor geométrico necesario para aliviar el caudal de diseño, lo que se conoce como curva de descarga, como se muestra en la figura 4.8. En la figura 4.9, se presentan dimensiones para bóvedas tipo.

4.3.1 PROCEDIMIENTO PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

La metodología de diseño hidráulico para una bóveda tipo, se propone a continuación:

1. Obtención del caudal de diseño a tomar en consideración, luego se procede al establecimiento del coeficiente de rugosidad de Manning (n) y la pendiente media del cauce, mediante el análisis del perfil longitudinal del cauce, aguas arriba y aguas abajo del eje de la vía (Ver capítulo III). Los datos anteriormente expuestos, serán obtenidos mediante observaciones de campo y levantamiento topográfico del sitio de cruce.

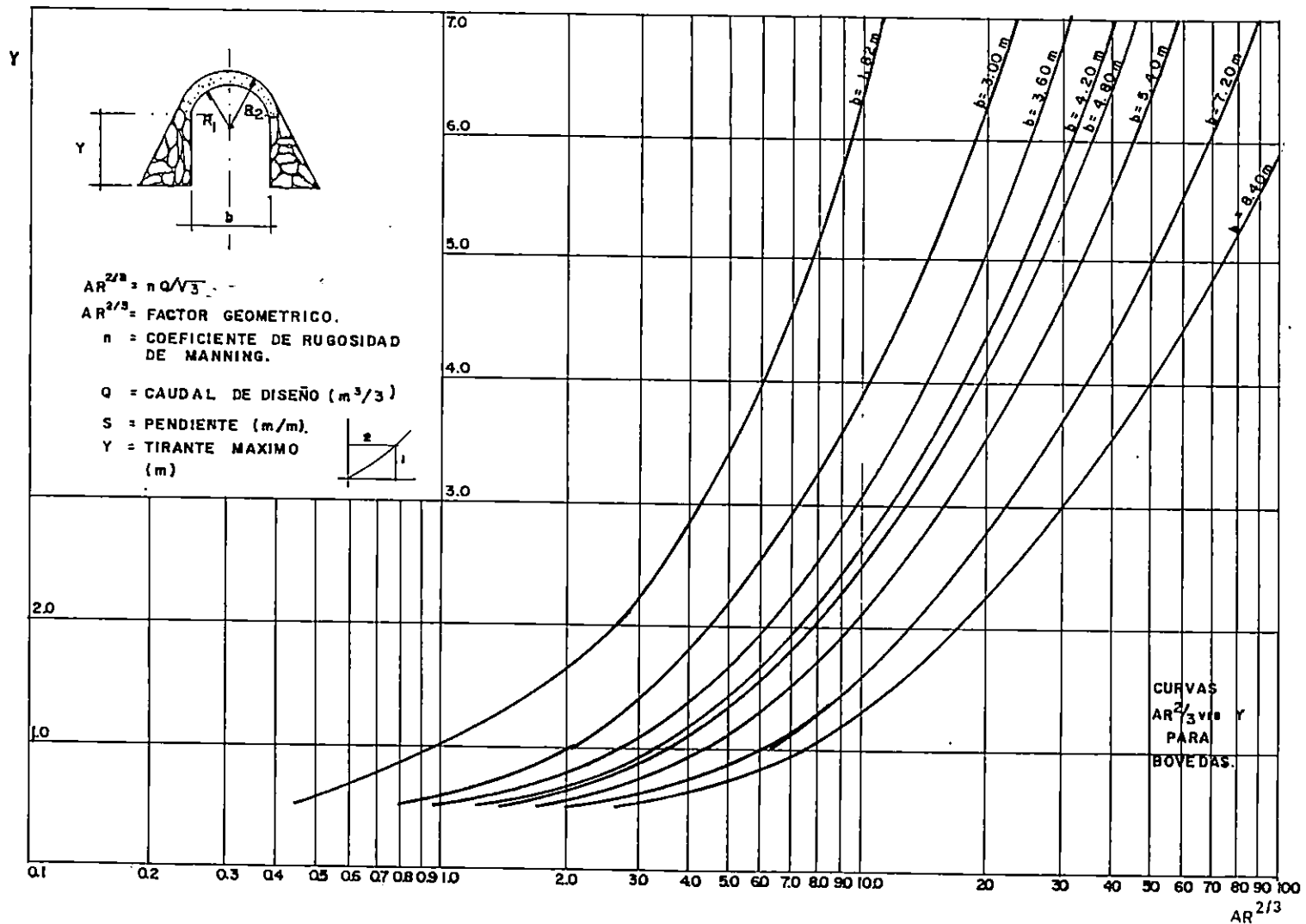
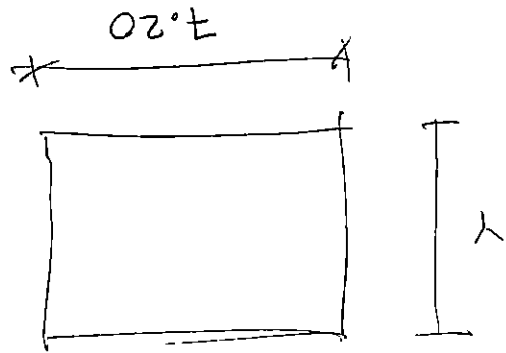


FIG. 4.8. CURVAS DE DESCARGA PARA BOVEDAS

$$R_H = \frac{(2y + 7.20)}{2.20y}$$

$$P = 2y + 7.20$$

$$A = 7.20y$$



(T > y)

2. Cálculo del factor geométrico mediante la expresión:

$$AR^{2/3} = nQ/S^{1/2} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

3. Aplicación del proceso iterativo con la ecuación mostrada en el paso anterior, o mediante la elaboración de la curva de descarga correspondiente. El proceso iterativo, también puede facilitarse por la elaboración de una tabla en donde se muestre la siguiente información:

<i>Tirante Y (mts) 1</i>	<i>Área Hidráulica (m²) 2</i>	<i>Perímetro Mojado (mts) 3</i>	<i>Radio Hidráulico (mts) 4</i>	<i>Factor Hidráulico AR^{2/3} 5</i>

Con los datos de la columna 1 y 5 se traza la curva de descarga.

4. Verificación de la velocidad del cauce, por la fórmula de Manning (Ecuación 4.1), para evaluar a la entrada y a la salida de la obra, si habrá socavación en estos puntos, y si se deberán instalar obras de protección para regular dichos efectos.

$$7.204 \left(\frac{7.204}{2 \times 7.20} \right)^{2/3} = 15.248$$

4.3.1.1 EJEMPLO DE DISEÑO HIDRAULICO

Para el dimensionamiento hidráulico de una bóveda, es primordial el establecimiento de la información necesaria de la cuenca en estudio, como se presenta a continuación:

1. Obtención del caudal de diseño = $75.7 \text{ m}^3/\text{seg}$
2. Coeficiente de rugosidad de Manning (n):

$n = (0.018 + 0.032) / 2 = 0.025$ promedio del "n" del cauce (0.018) más el "n" de la estructura (0.032).

3. Pendiente media del cauce topográfico, en el sitio de cruce = 0.015 (S = 1.5 %)
4. Cálculo del factor hidráulico mediante la expresión:

$$AR^{2/3} = nQ/S^{1/2}$$

Ya que todos los valores correspondientes al factor hidráulico son conocidos, se obtiene que:

$$nQ/S^{1/2} = 15.248$$

5. Aplicación del proceso iterativo con la ecuación mostrada en el paso anterior, De fig.4.9 tomando dimensiones para bóvedas se escogerá una bóveda que tiene como base 24 pies (7.20 mts) y se tratará de encontrar el tirante y que satisfaga la igualdad entre el factor geométrico ($AR^{2/3}$) y el factor hidráulico calculado en el paso anterior ($nQ/S^{1/2}$):

<i>Tirante Y (mts)</i>	<i>Área Hidráulica (m²)</i>	<i>Perímetro mojado (mts)</i>	<i>Radio Hidráulico (mts)</i>	<i>Factor Hidráulico AR^{2.3}</i>
2.00	14.40	11.2	1.29	17.026
1.85	13.32	10.9	1.22	15.23

Ya que ese factor hidráulico es similar al factor geométrico, este valor $y=1.85\text{mts}$, corresponde al tirante de la sección rectangular formada entre los muros de la estructura más el fondo del cauce.

El diseño de la bóveda será como el que muestra la figura 4.4, correspondiente a un arco semicircular, en donde la luz del arco $l = 7.2\text{mts} / 2$.

NOTA: Los valores del caudal, Coeficiente de Rugosidad de Manning y Pendiente del cauce, han sido asumidos para este ejemplo.

CAPITULO V: ALCANTARILLAS

5.1 INTRODUCCION

El diseño de alcantarillas es un proceso complicado, ya que para seleccionar correctamente el conducto que permita transportar el caudal requerido, sin modificarlo sustancialmente, debe seguirse un proceso que permita determinar las condiciones de funcionamiento adecuadas.

El diseño está determinado por muchos factores, entre los cuales se pueden mencionar los picos estimados de las crecientes, el comportamiento hidráulico, la adecuada elección estructural y los costos de construcción y mantenimiento. Es por ello que en el presente trabajo, se contempla el método de Transportación de los Estados Unidos para determinar las dimensiones del conducto y el análisis de flujo presentado por Ven Te Chow, ya que dicho método proporciona información más precisa sobre las condiciones del flujo a analizar.

5.2 GENERALIDADES SOBRE ALCANTARILLAS

5.2.1 DEFINICION

Las alcantarillas son conductos cerrados para el paso del drenaje superficial en donde se pretende salvar un curso de agua, haciéndolo pasar por debajo de una vía de comunicación. Estas estructuras están constituidas por diferentes elementos que se detallarán posteriormente. En la figura 5.1 puede observarse un tipo de alcantarilla con algunos de sus componentes.

5.2.2 COMPONENTES PRINCIPALES

Dentro de los principales componentes de las alcantarillas se tiene:

- El **conducto**, que pasa por debajo del terraplén, por el cual circula el agua a ser drenada. Algunos de los materiales utilizados para la construcción de estos elementos son: el concreto reforzado, hierro colado o tuberías de acero corrugado.
- Los **muros de cabeza con aleros o aletones (a la entrada y salida)**, que son estructuras de transición utilizadas para transformar gradualmente el régimen de agua existente del terreno natural, al interior del conducto y viceversa. Básicamente estas estructuras son muros de contención y guías para conducir el agua. Cabe aclarar que

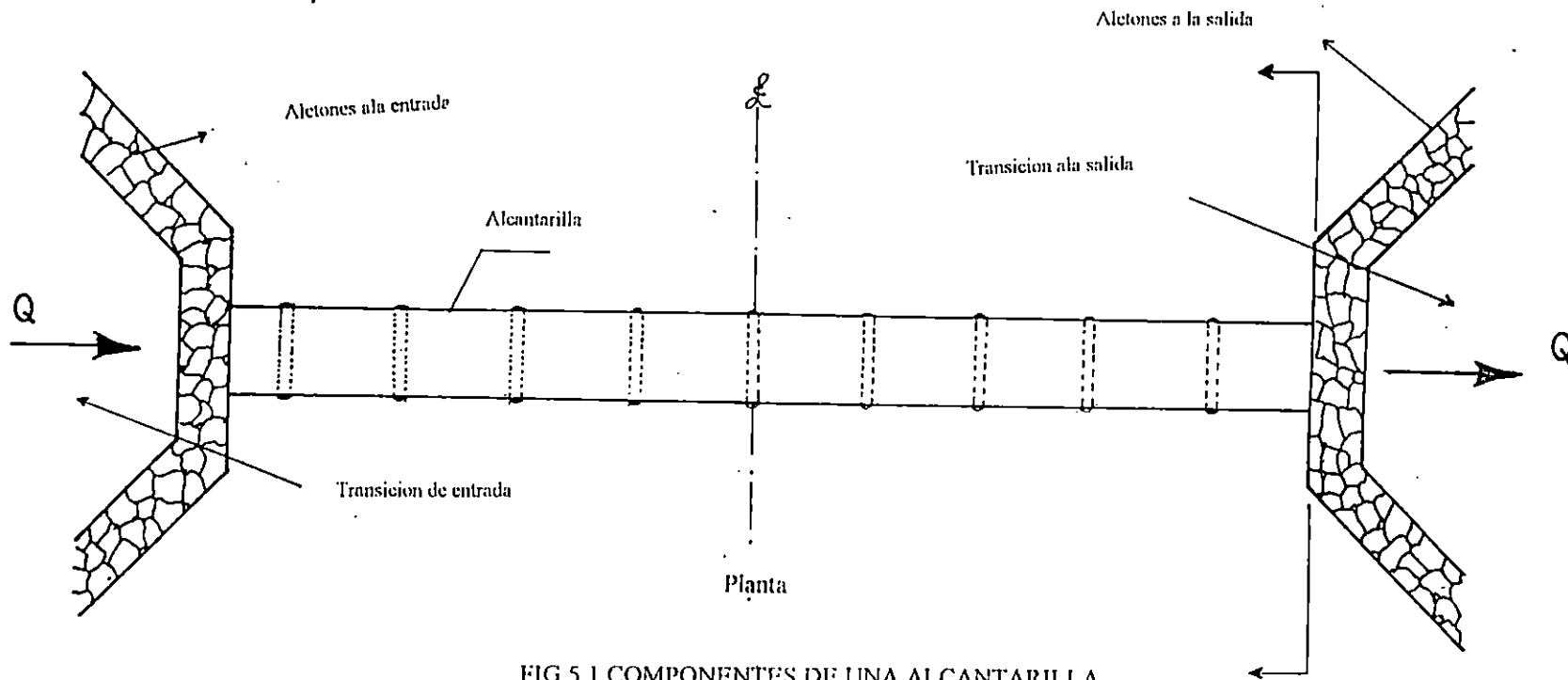
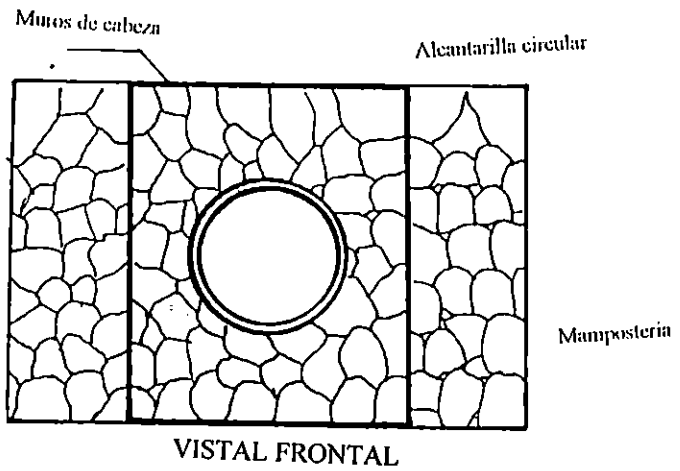


FIG 5.1 COMPONENTES DE UNA ALCANTARILLA

en nuestro país no es ésta la función principal que se le dá a estas estructuras, ya que se utilizan más que todo como muros de retención de tierra, y se clasifican en:

- Muro tipo a (muro final recto). Ver fig. 5.2
- Muro tipo b (muro en “L”). Ver fig. 5.3
- Muro tipo c (muro en “U”), tipo caja o derramadero. Ver fig. 5.4

El propósito de los aletones a la salida es proteger al talud de aguas abajo del terraplén, de la erosión, y evitar la socavación en el canal de las alcantarillas.

A velocidades moderadas es útil alabear los muros de los aleros a la salida; sin embargo, si la velocidad de descarga de la alcantarilla es muy alta o el canal natural es particularmente susceptible a la erosión, puede ser necesario tomar alguna medida para disipar la energía del escurrimiento.

5.2.3 VARIABLES HIDRAULICAS

Las condiciones hidráulicas de flujo en las alcantarillas dependen de:

- La profundidad de agua a la entrada o profundidad del remanso (H_e)
- La carga de agua a la salida (H_s)
- La geometría de la entrada
- La pendiente del fondo de la alcantarilla (S_o)

Muro tipo a Vista frontal

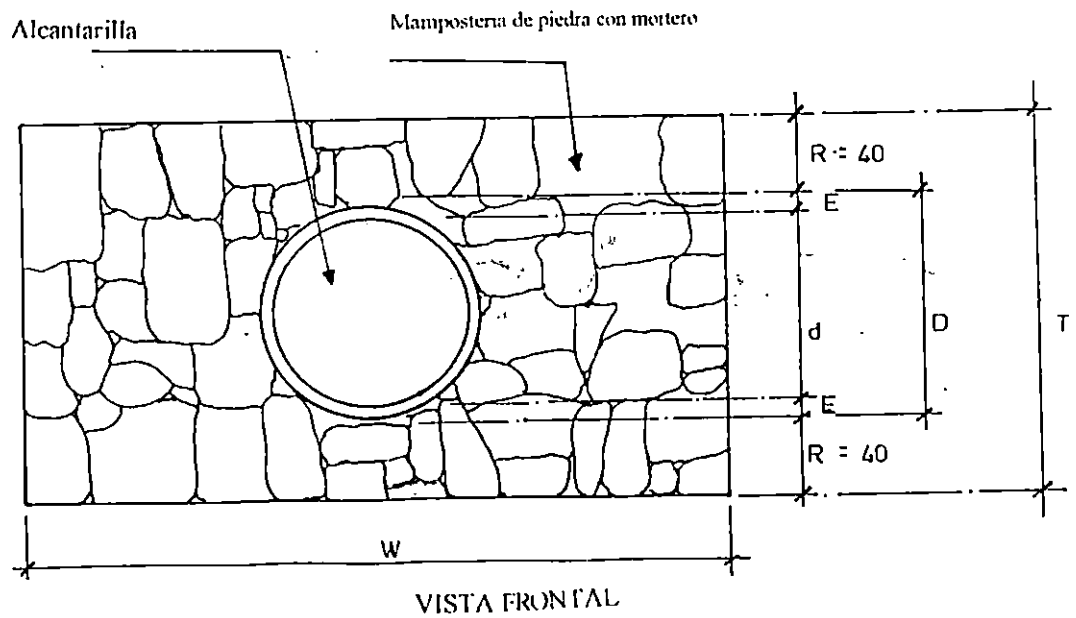
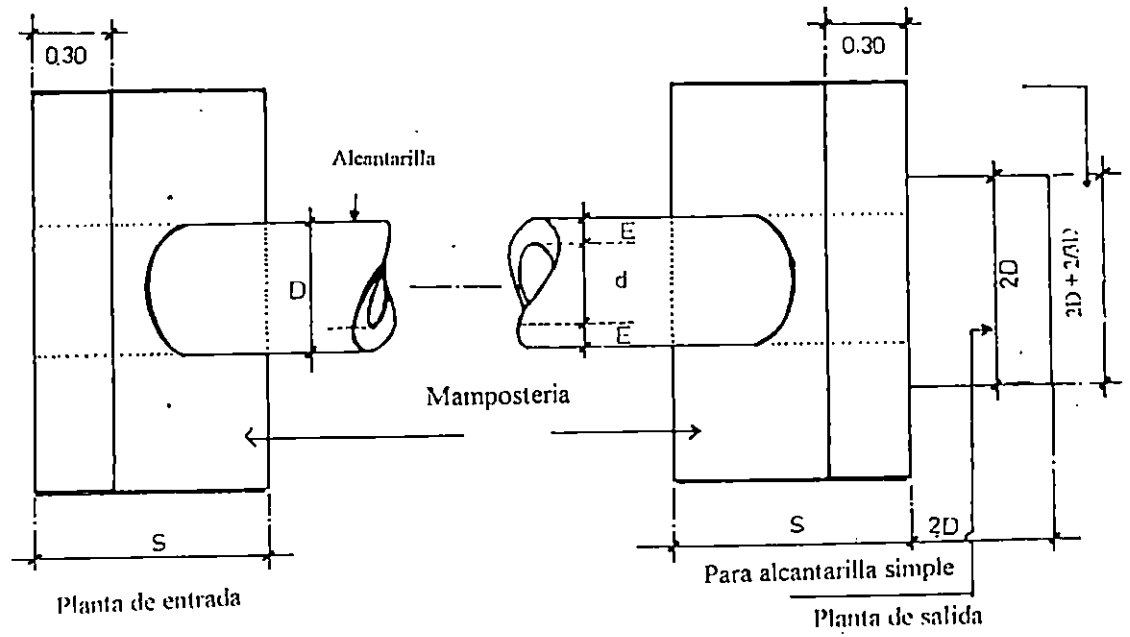
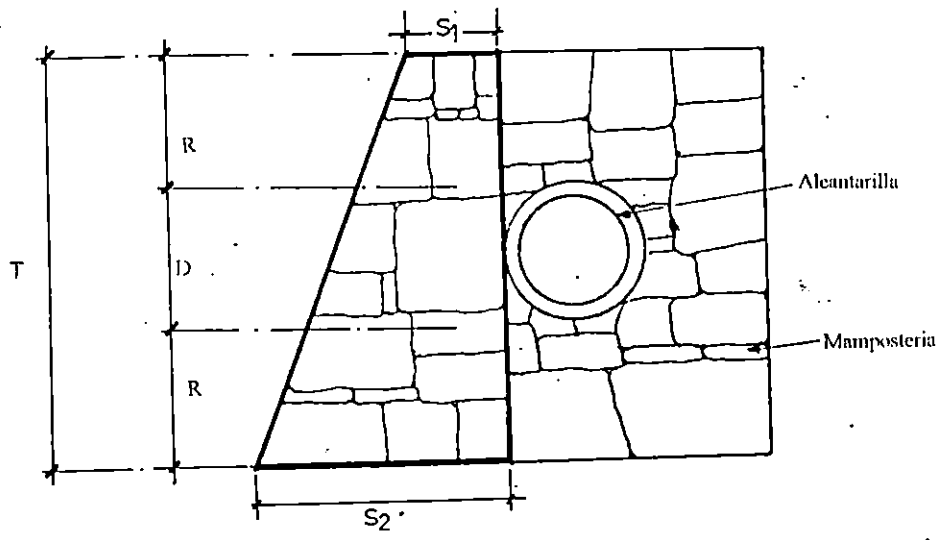
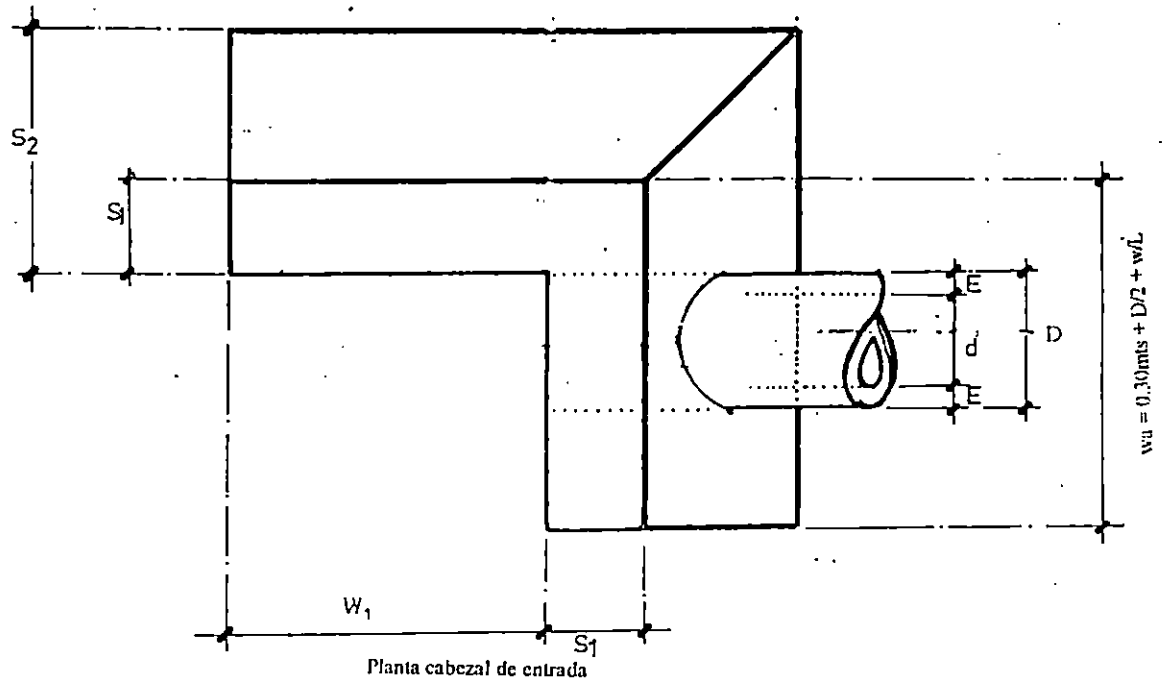


FIG.5.2.Muro final recto tipo a



Vista frontal cabezal de entrada

FIG. 5.3 Muro Final recto en "L"

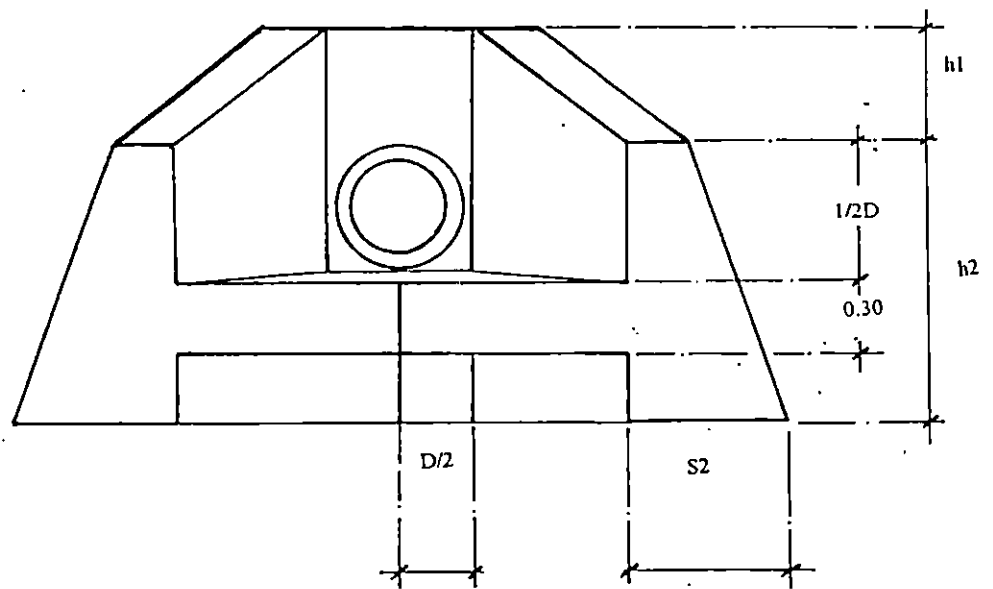
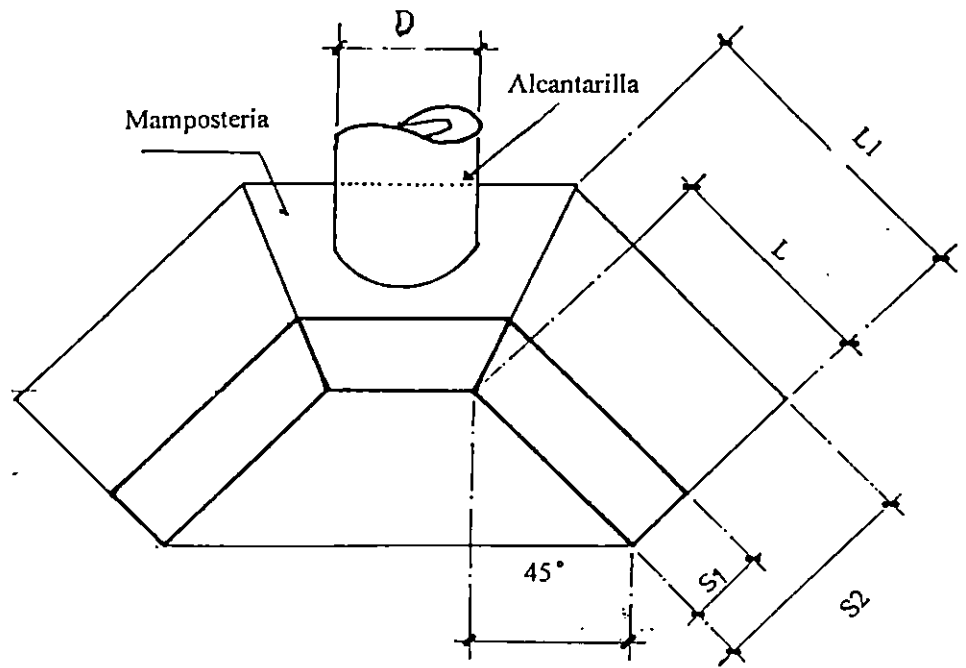


FIG. 5.4 Muro tipo caja, en "U" tipo c

- La longitud (L)
- El tamaño o diámetro.

La figura 5.5 muestra la relación relativa a esas variables.

La profundidad del remanso (H_e), es la distancia vertical desde el umbral de la alcantarilla, en la entrada, hasta la línea de energía total en dicho remanso (profundidad más altura cinética). Debido a que las velocidades en el remanso son muy pequeñas y no producen una altura cinética muy significativa, para efectos de cálculo, esta altura se considera despreciable, admitiéndose con ello que el pelo de agua y la línea de energía total coinciden. (Ver figura 5.12 numeral 5.4.1.4).

Para efectos de medir la profundidad del remanso se entiende por umbral de la alcantarilla a la entrada el punto más bajo de la abertura donde comienza la sección transversal completa del conducto.

La geometría de la entrada de una alcantarilla incluye el área y la forma de la sección transversal.

5.2.4 CLASIFICACION

De acuerdo a su forma y materiales, las alcantarillas se clasifican de la siguiente manera:

a) De acuerdo a su forma se clasifican en:

- Circulares
- De cajón
- Elípticas
- Parabólicas
- En forma de Herradura.

En la figura 5.6 se pueden observar algunos tipos de alcantarillas.

b) De acuerdo a sus materiales se clasifican en alcantarillas de:

- Concreto Simple
- Concreto Reforzado
- Mampostería de Piedra
- Lámina Corrugada
- Barro Vitrificado
- Plásticas.

c) También de acuerdo al número en que puedan presentarse, se clasifican de la siguiente manera:

- Sencillas
- Múltiples.

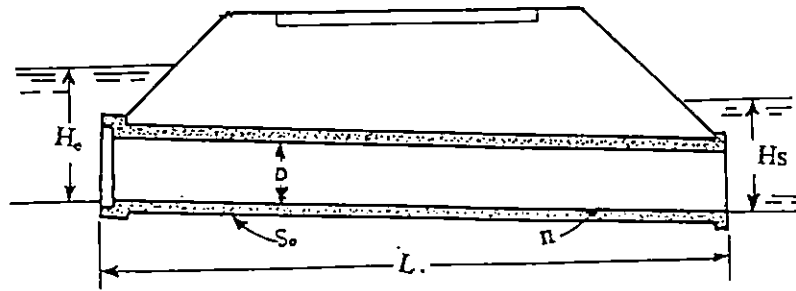


FIG. 5.5 Notacion Relativa para el analisis de alcantarillas

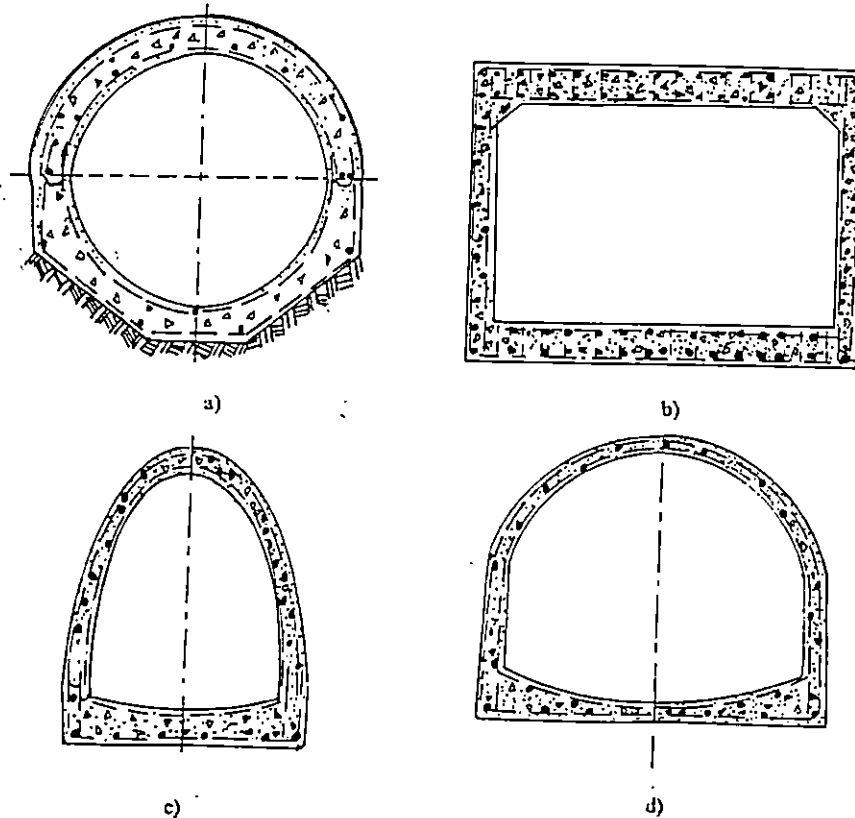


FIG. 5.6 ALGUNAS SECCIONES USADAS PARA ALCANTARILLAS

a) Circulares b) Rectangulares c) Semi eliptica d) Herrera

5.2.5 CONSIDERACIONES SOBRE LA LOCALIZACION DE ALCANTARILLAS

..

Deberá seleccionarse aquel sitio que no cause trastornos al régimen hidráulico de la corriente, tomando en cuenta lo siguiente:

1. No obligar que el cruce sea normal, cuando su localización razonable es esviada. Esto obedece a razones económicas principalmente, ya que posiblemente los gastos de conservación originados por la desviación, podrían no compensarse con la economía obtenida con el cruce normal. El término “localización razonable” está directamente relacionado con el esviamiento del cauce. Comúnmente algunos autores optan por acomodar la estructura de forma perpendicular al cauce, es decir suprimir el esviamiento cuando éste es menor de 5 grados*, caso contrario, es preferible alinear el eje de la alcantarilla con el fondo del arroyo aunque esto implique la construcción de una alcantarilla de mayor longitud.
2. En ningún caso, deberá reducirse el número de alcantarillas o minimizar el área hidráulica, longitud o resistencia de las mismas proporcionados por el diseño, considerando que la economía que puede hacerse radica en la elección del tipo más económico de estructura para cada caso.

* Manual de Drenaje de Caminos de la República de México

5.3 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS ALCANTARILLAS

Las alcantarillas deben diseñarse con un área transversal menor que la que lleva el canal natural, es por ello que las alcantarillas por lo general reducen el cauce de la corriente, ocasionando un embalse de agua a su entrada y un aumento de velocidad dentro del conducto y a su salida, en donde se puede necesitar alguna protección contra la socavación y la erosión, ya que velocidades elevadas a través de las alcantarillas pueden producir problemas de erosión aguas abajo o amenazar con daños a la misma alcantarilla.

Las alcantarillas no se deben diseñar para que funcionen llenas o con la boca de entrada sumergida más de una vez en cada 10 años, es por ello que la profundidad del agua o profundidad del remanso a la entrada (producida por los factores como el diámetro de la alcantarilla, la velocidad, la carga a la entrada entre otras), es un factor muy importante en el diseño de alcantarillas. Todos éstos aspectos que determinan la carga a la entrada de las alcantarillas, deben regularse o al menos tener un parámetro de ellos en el diseño de las mismas.

A continuación se presentan algunas recomendaciones para el diseño de alcantarillas, utilizadas en drenaje de aguas lluvias en calles, caminos y carreteras, entre las cuales se destacan los siguientes aspectos:

- Diámetro
- Cargas permisibles a la entrada de las alcantarillas
- Velocidad
- Alturas máximas y mínimas de relleno sobre alcantarillas.

TABLA 5.1 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLAS

DIAMETRO	DIAMETRO MINIMO		CONSIDERACIONES	
	91 cm (36")		Alcantarillas que cruzan carreteras de importancia, donde exista la posibilidad de obstrucción por arrastre	
	1.22 cm (48")		Para carreteras secundarias	
	>61 cm(24") ó 46 cm(18")		En caminos o vías de acceso	
CARGA A LA ENTRADA	Se establecerá la menor entre las siguientes: 1. Un bordo libre mínimo de 0.40 mts. Hasta el nivel de la subrasante 2. Evitar inundaciones de las propiedades aguas arriba de las alcantarillas. 3. La carga de agua a la entrada no debe ser mayor de 1.2 veces la altura de la sección.			
VELOCIDAD MÁXIMA EN EL CONDUCTO	VELOCIDAD (m/seg)	MATERIAL	CONSIDERACION	
	7	Concreto	Cuando la corriente no arrastra materiales abrasivos como arenas gruesas	
	5	Concreto	Cuando haya evidencia de que el material arrastrado sea del tipo descrito en el apartado anterior	
	6	Metálicas	Cuando la corriente no arrastra materiales abrasivos como arenas, gravas, piedras etc.	
	3.5	Metálicas	Cuando haya evidencia de que el material arrastrado sea del tipo descrito en el apartado anterior.	
VELOCIDAD MINIMA EN EL CONDUCTO	Con el objeto de evitar la deposición de los acarrees dentro de las alcantarillas, las velocidades no deben ser menores de 1 m/s			
ALTURA DEL RELLENO SOBRE ALCANTARILLA	TIPO	MATERIAL	ALTURA MINIMA DE RELLENO	ALTURA MAXIMA DE RELLENO
	Tubos	Concreto	0.50 mts.	Consultar Normas para fabricación de tubos de concreto
	Cajón	Concreto	Consultar el manual de diseño del M.O.P	Consultar el manual de diseño del M.O.P
	Tubulares(remachadas)	Metálica	0.30 mts	Consultar manual del fabricante
	Abovedadas (encajables)	Metálicas	0.60 mts.	Consultar manual del fabricante

FUENTE : Dirección de Vialidad, División de Estudios y Proyectos, República de Venezuela

Cabe aclarar que en nuestro país no se tienen recomendaciones específicas para alcantarillas de drenaje de caminos, pero el Ministerio de Obras Públicas (M.O.P.), establece ciertos requerimientos para alcantarillas circulares, en drenaje de aguas lluvias:

TABLA 5.2 REQUISITOS PROPUESTOS POR EL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS PARA ALCANTARILLAS CIRCULARES.

<i>ALTURA MINIMA DE DEL RELLENO SOBRE ALCANTARILLAS CIRCULARES</i>	<i>DIAMETRO MINIMO DE TUBERIAS</i>	<i>ALTURA MAXIMA DE CAIDA DE AGUA A LA SALIDA DE LA ALCANTARILLA</i>	<i>VELOCIDAD MAXIMA</i>
<i>1.0 mt</i>	<i>30 pulg.</i>	<i>1 m sin emplantar</i>	<i>3 mts/seg</i>

Fuente: Ministerio de Obras Públicas de la República de El Salvador.

Por otra parte, la Oficina de Planificación del Area Metropolitana de San Salvador (O.P.A.M.S.S.), ofrece la siguiente información, referente a la pendiente máxima en tuberías, como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 5.3 PENDIENTE MAXIMA PERMISIBLE EN FUNCION DEL TAMAÑO DE LA TUBERIA.

<i>DIAMETRO DE TUBERIAS EN PULGADAS</i>	<i>PENDIENTE MAXIMA PERMISIBLE (%)</i>
<i>24</i>	<i>3.00</i>
<i>30</i>	<i>2.50</i>
<i>36</i>	<i>2.00</i>
<i>42</i>	<i>2.00</i>
<i>48</i>	<i>2.00</i>
<i>60</i>	<i>2.00</i>
<i>72</i>	<i>1.50</i>

Fuente: Reglamento de la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Area Metropolitana de San Salvador (A.M.S.S.) y de Municipios aldeaños, O.P.A.M.S.S., San Salvador, julio de 1996, República de El Salvador.

5.3.1 ADEMADO

Un elemento muy importante de protección en la etapa de construcción de las alcantarillas lo constituyen los ademados.

El ademar los lados de una zanja, dependerá básicamente del tipo de suelo a excavar, así como de la profundidad de dicha excavación, puesto que si ésta es considerable, aunque el suelo a remover muestre gran estabilidad, deberá efectuarse siempre como una medida de protección, con el propósito de asegurar la integridad física y/o bienestar de los trabajadores.

La resistencia que deberá proveer el ademado, se basará en los principios que la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, establecen al respecto. En las figs. 5.7, 5.8 y 5.9, se muestran algunas de las formas más empleadas para tal efecto.

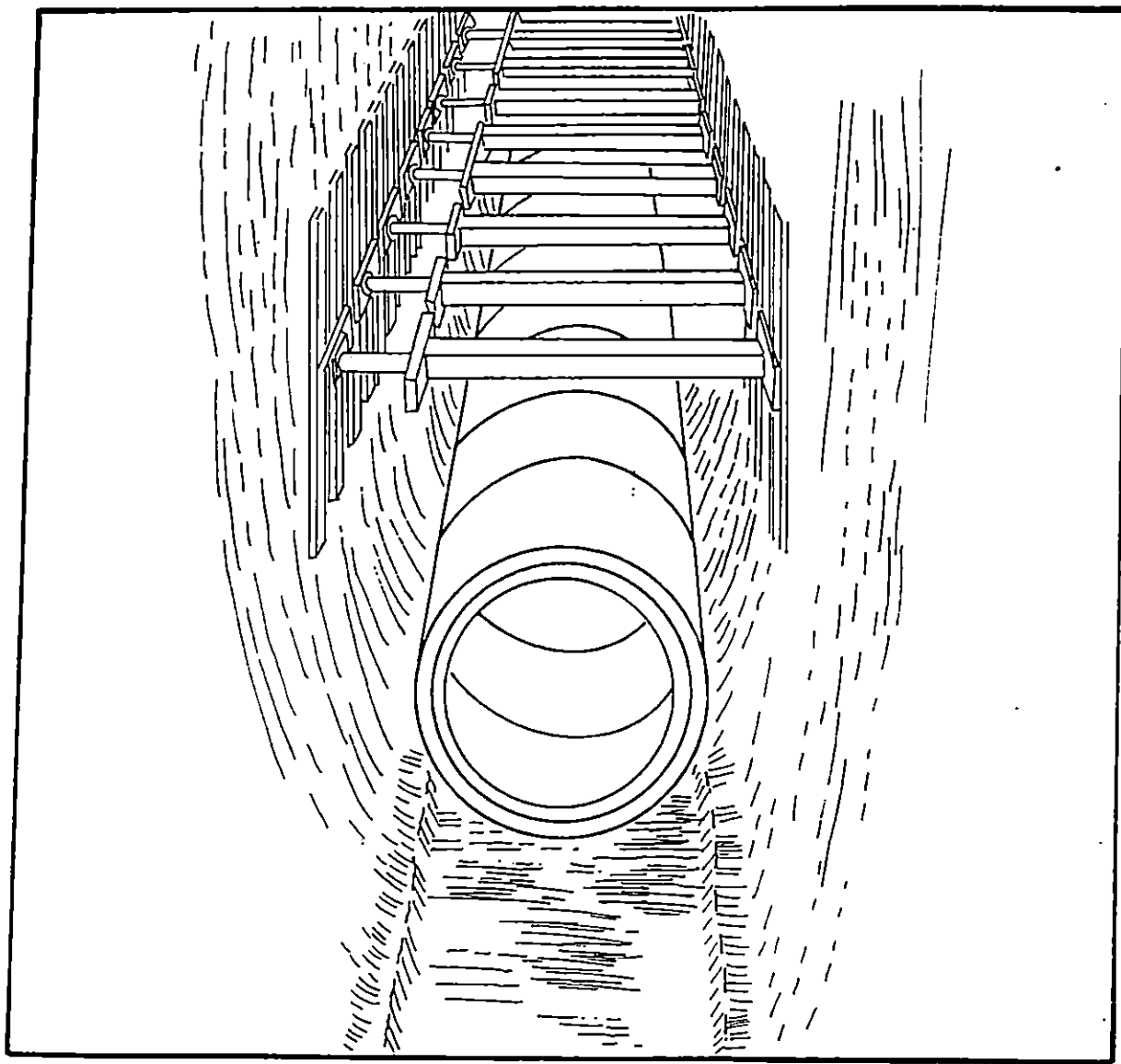


FIG.5.7 ADEMADO LIGERO PARA SUELOS ESTABLES

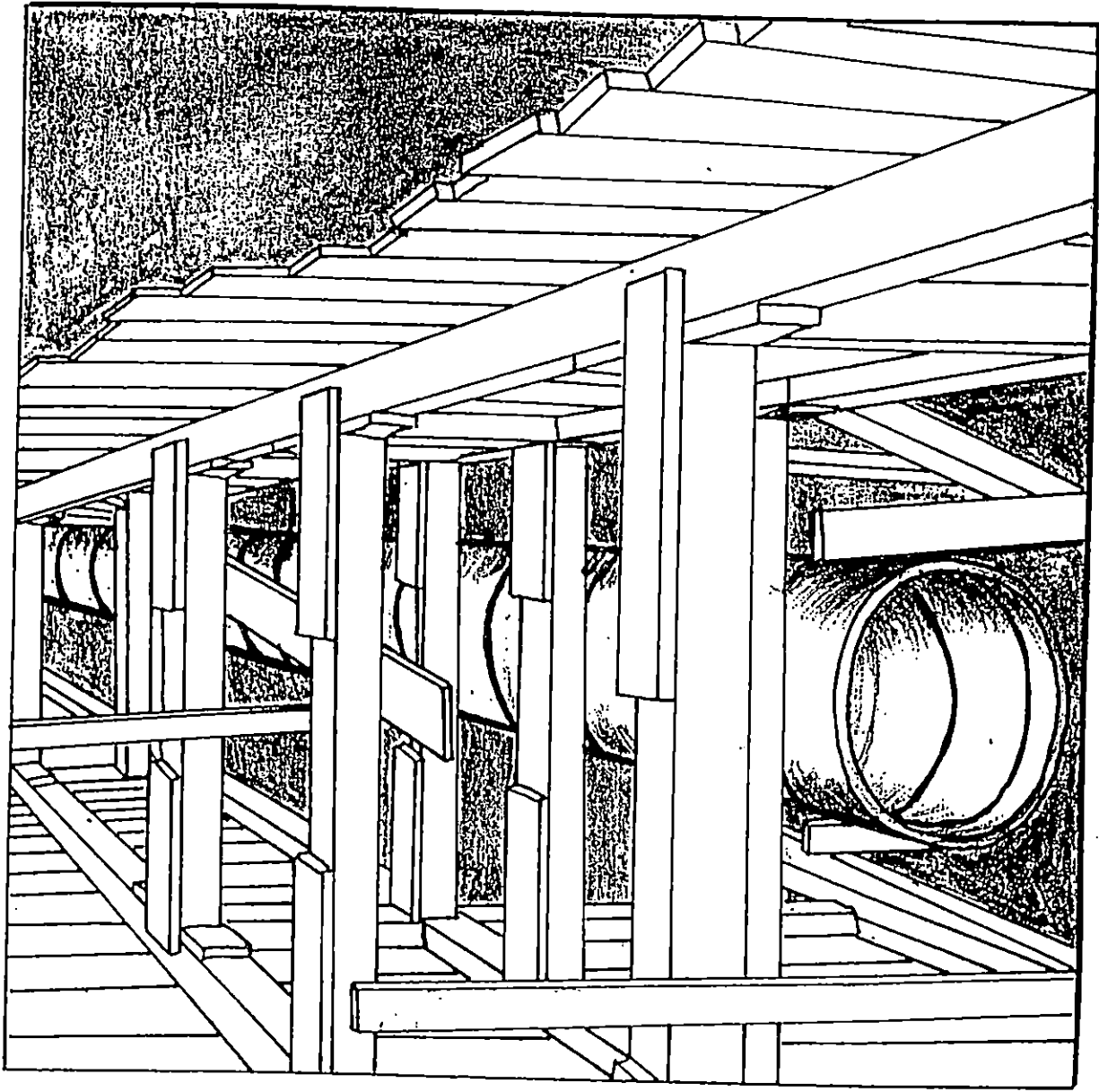


FIG.5.8 ADEMADO FUERTE PARA SUELOS INESTABLES

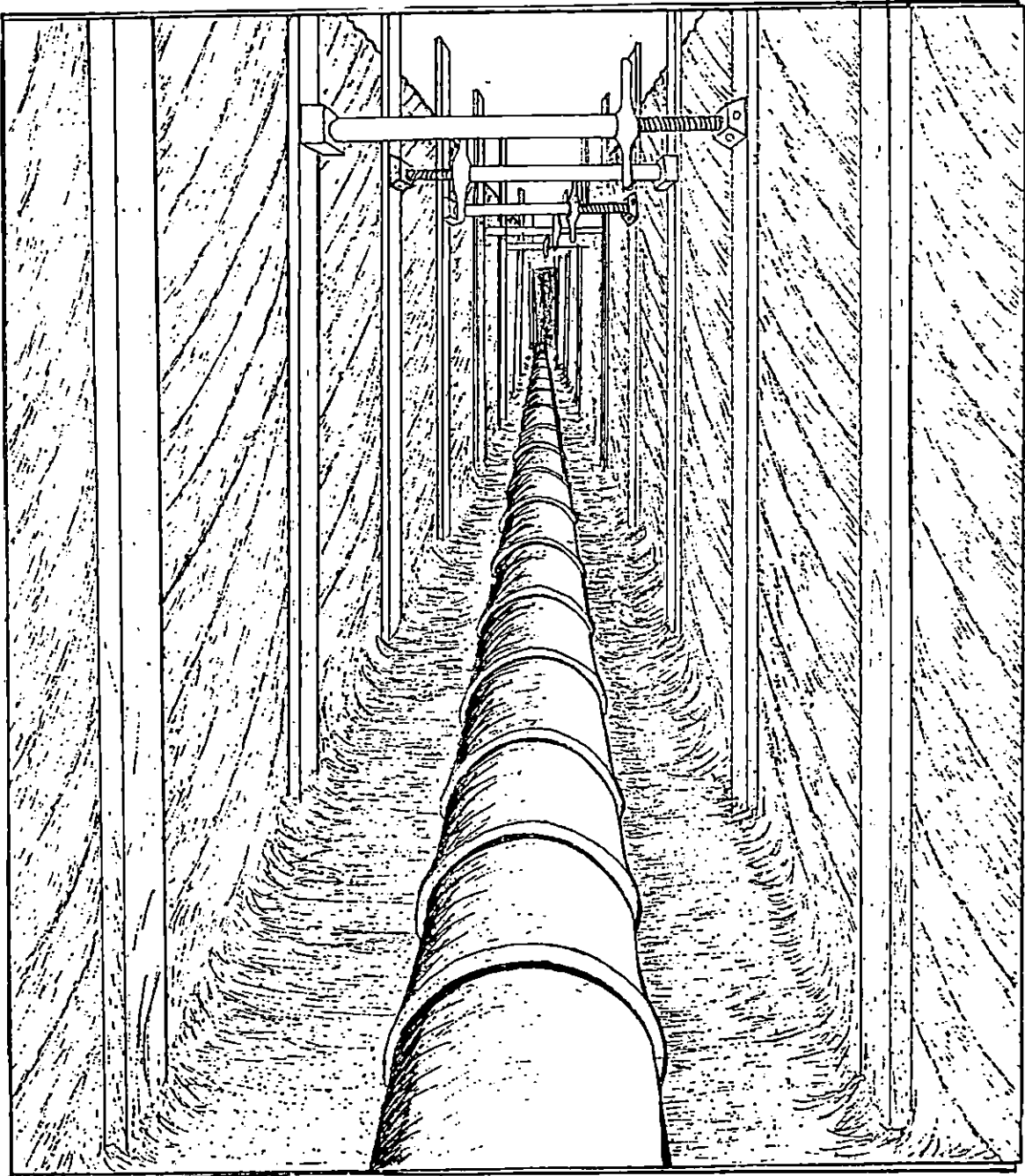


Fig. 5.9 Ademado Ligero para Suelos Inestables

5.4 DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ALCANTARILLAS

El diseño hidráulico de una obra de paso consiste en calcular el área necesaria para dar paso al volumen de agua que se concentra a su entrada. Por ello, el objeto fundamental del diseño hidráulico de las alcantarillas es determinar el diámetro más económico por el que pueda pasar el caudal de diseño, sin exceder la elevación permisible de su cabecera.

Como se dijo anteriormente en el numeral 5.1, el diseño de alcantarillas se rige por diferentes factores, entre los que se incluyen: los picos estimados por las crecientes máximas, el comportamiento hidráulico de la adecuada elección estructural, y sobre todo, los costos de construcción y mantenimiento. Sin embargo, el presente documento sólo abarca el análisis del comportamiento hidráulico bajo un conjunto de condiciones dadas.

Uno de los factores que rige el diseño de alcantarillas es el caudal, el cual se puede determinar por alguno de los métodos descritos en el capítulo II. El comportamiento hidráulico, que es otro de los factores mencionados anteriormente, se puede analizar por medio de diferentes métodos, de los cuales, en este documento se incluye el Método del Departamento de Transportación de los Estados Unidos y para complementar la información para el diseño, se presenta el análisis de flujo hidráulico propuesto por Ven Te Chow, en su libro de canales abiertos.

El comportamiento hidráulico de las alcantarillas, de acuerdo a las suposiciones hechas para el diseño, dependerá en la mayoría de los casos de la calidad de los datos establecidos y por consiguiente, de la precisión, cantidad y extensión de los trabajos de campo previamente realizados.

Los datos básicos requeridos para el diseño de alcantarillas son el caudal de diseño y su ubicación. Una vez determinados ambos factores, se procede a predimensionar la estructura.

Uno de los factores que tiene mucha importancia en la elección del tamaño y tipo de la alcantarilla, es el costo de construcción y mantenimiento.

El tipo y tamaño de la alcantarilla dependerá principalmente de las condiciones de cada sitio en particular; por ejemplo, en cauces anchos y terraplenes bajos, favorece la utilización de alcantarillas de cajón más anchas que altas, sin embargo, para definir un tamaño y tipo de alcantarilla a implementar, puede hacerse uso de la metodología que se presenta en el numeral 5.4.1.5, así como el análisis hidráulico de flujo, contemplado por Ven Te Chow.

5.4.1 METODO DE DISEÑO DEL DEPARTAMENTO DE TRANSPORTACION DE LOS ESTADOS UNIDOS*

Como se dijo anteriormente, existen muchos factores que influyen en la determinación de las características del flujo en las alcantarillas. Dentro de éstos factores se tienen: la pendiente del fondo de la alcantarilla, la altura del remanso a la entrada, la sección a la entrada, la rugosidad de la alcantarilla, la altura del remanso a la salida etc.

5.4.1.1 CONDICIONES DE FLUJO Y TIPOS DE CONTROL

Los ensayos de laboratorio y las inspecciones de campo han puesto de manifiesto dos formas típicas de flujo en alcantarillas.

- 1) Flujo con control a la entrada
- 2) Flujo con control a la salida

En el diseño de una alcantarilla es muy importante determinar en que condiciones de las dos mencionadas anteriormente funcionará dicha estructura, ya que para cada uno

* Corresponde al Método del U.S. Department of Transportation Office of International Programs Technical Assistance.

de los tipos de control, se aplican diferentes factores y fórmulas para determinar la capacidad hidráulica.

Por la localización del control se puede determinar si el conducto trabaja parcialmente lleno o lleno, y por lo tanto fija la relación carga-caudal.

Dentro de los factores que influyen para la localización del control se tiene el tamaño, la forma, longitud y rugosidad del cañón o tubo del conducto, y la geometría tanto de entrada como de salida.

La pendiente es un factor que no determina el tipo de control que rige en una alcantarilla ya que ésta puede ser más fuerte o más suave que la pendiente crítica, y en ambos casos puede darse control a la entrada o control a la salida.

Es posible determinar por medio de complicados cálculos hidráulicos, el tipo de control de escurrimiento que regirá en una alcantarilla, los cuales pueden evitarse determinando la profundidad de agua en la embocadura, asumiendo ambos casos (control a la entrada y control a la salida). El cálculo de dicha profundidad puede hacerse mediante la aplicación de los gráficos que se presentarán más adelante.

La profundidad de agua en la embocadura que se obtiene en estos gráficos para cada tipo de control (a la entrada y a la salida), se compara para ambos casos, y el valor más alto de ellos es el que predomina, es decir que el valor más alto de dicha profundidad indicará el tipo de control que rige en la alcantarilla.

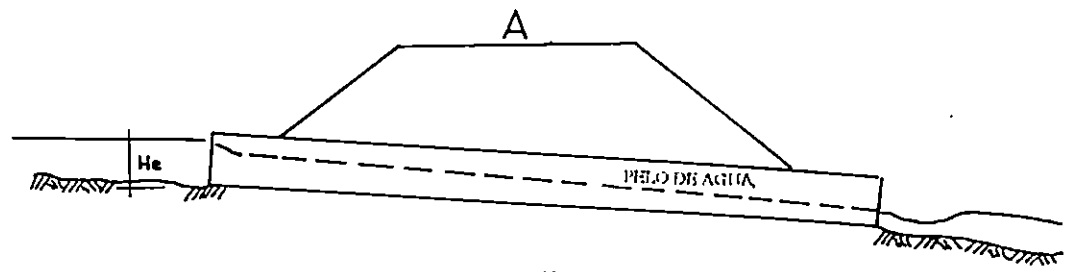
5.4.1.2 ESCURRIMIENTO DE ALCANTARILLAS CON CONTROL DE ENTRADA

Se trata de control de entrada si bajo ciertas circunstancias la descarga de una alcantarilla depende solamente de la profundidad del remanso (H_e) y de la geometría de la embocadura, que incluye el área y la forma de la sección transversal del conducto y el tipo de aristas de la misma.

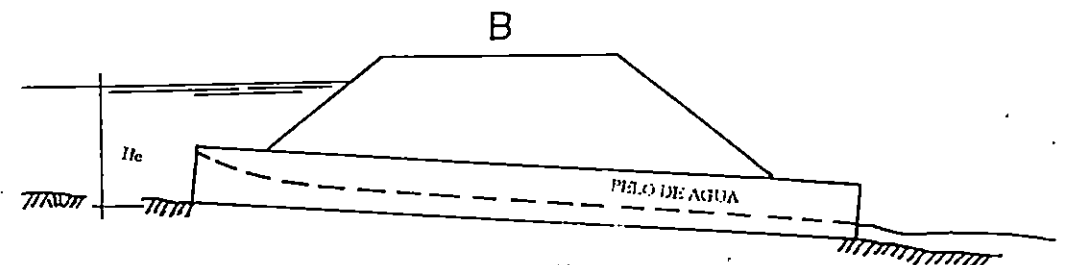
En las figuras 5.10A y 5.10B, se muestran esquemas de escurrimiento para dicho control, en alcantarillas con embocadura saliente y sumergida respectivamente. La figura 5.10C muestra una alcantarilla con embocadura sumergida cortada en bisel.

Con control de entrada, la rugosidad, el largo del conducto y las condiciones de la salida, incluyendo la profundidad del agua inmediatamente aguas abajo, no son factores que determinen la capacidad de la alcantarilla. La pendiente, es un factor que tampoco influye en forma despreciable en la profundidad del remanso, ya que un aumento de la pendiente del conducto reduce la profundidad del remanso de entrada en una cantidad ínfima, de manera que cualquier corrección por pendiente, puede ser despreciada para alcantarillas escurriendo bajo dicho control.

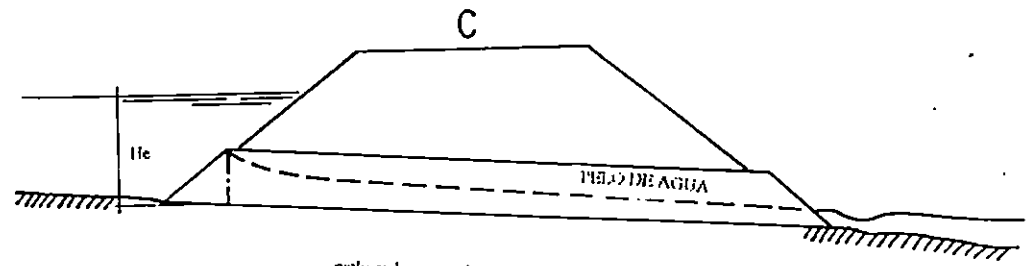
La relación entre profundidad de remanso y caudal de descarga, para varios tipos de alcantarillas (de caños circulares y abovedados), escurriendo con control de entrada, están basados en ensayos de laboratorio sobre modelos y verificados en algunos casos sobre prototipos.



Embocadura saliente no sumergida



Embocadura saliente sumergida



embocadura controlada a nivel superior

FIG. 5.10 ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE ENTRADA

La División de Investigaciones Hidráulicas de "Bureau of Public Roads" ha determinado a través de numerosas experiencias, las relaciones entre altura y caudal de descarga para diferentes tipos de alcantarillas. Basado en dichas experiencias, dicha institución preparó los nomogramas para determinar la capacidad de descarga de las alcantarillas, con control de entrada.

Estos nomogramas (gráficos 5.1-5.6) proporcionan para un amplio rango de valores, las relaciones profundidad del remanso - caudal de descarga, para la mayor parte de las alcantarillas en las que el flujo escurre bajo control de entrada, incluyéndose además el gráfico 5.7, para hacer resaltar la importancia del abocinamiento de las aristas de la embocadura, en alcantarillas que escurren con control de entrada.

5.4.1.3 ESCURRIMIENTO DE ALCANTARILLAS CON CONTROL DE SALIDA

Una alcantarilla se rige por el control a la salida, cuando la descarga de ella depende de todas las variables hidráulicas de la estructura, éstas variables incluyen: la pendiente (S_o), la rugosidad (n), la longitud (L), el diámetro de la alcantarilla, la profundidad a la salida (H_s), la profundidad a la entrada (H_e) y la geometría de la sección a la entrada.

El escurrimiento en alcantarillas con control de salida, puede presentarse con conductos llenos o parcialmente llenos, ya sea en una porción o en toda su longitud.

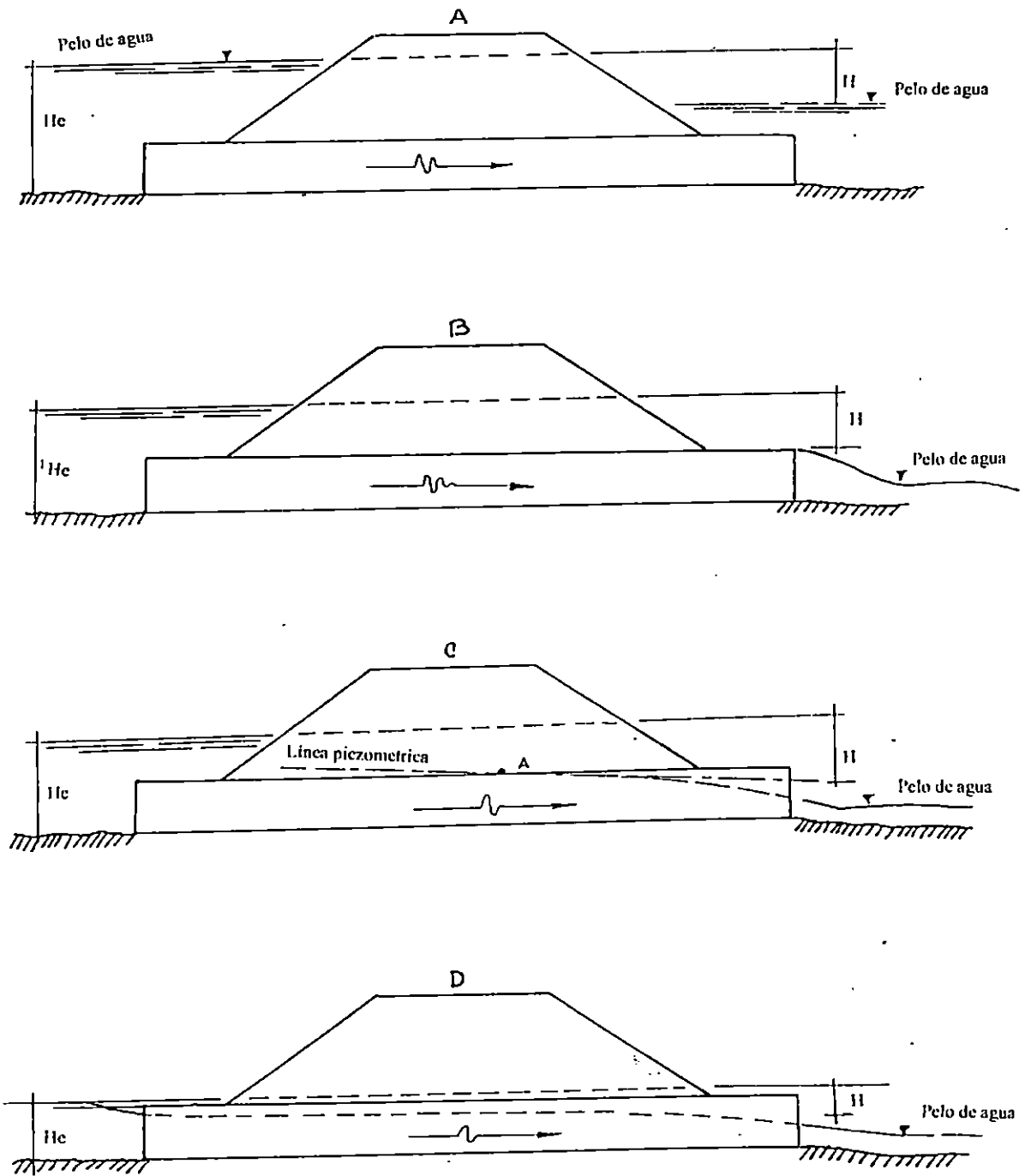


FIG. 5.11 ESCURIMIENTO CON CONTROL DE SALIDA

La figura 5.11 presenta esquemas de alcantarillas escurriendo con control de salida.

Se dice que una alcantarilla escurre llena si a lo largo de su longitud cualquiera de las secciones transversales se encuentra llena (fig 5.11A y 5.11B), en las figuras 5.11C y 5.11D se pueden observar otros tipos de escurrimiento con control de salida.

El procedimiento de cálculo que se expondrá posteriormente para la obtención de la profundidad del agua a la entrada (H_e), proporciona resultados exactos para los casos 5.11A, 5.11B y 5.11C, sin embargo, para el caso de la figura 5.11D no proporciona la misma precisión cuando la carga es menor que $3/4D$; pero cuando se trata de alturas mayores que éstas, los resultados son más precisos, es decir que proporciona datos de profundidades del remanso a la entrada de exactitud decreciente, a medida que disminuye dicha profundidad.

5.4.1.4 CARGA UTILIZADA (H)

Para hacer circular una cantidad dada de agua a través de una alcantarilla, funcionando con control a la salida, se requiere una carga o energía (H) como la que se muestra en la fig. 5.11A, capaz de suministrar la carga de velocidad (h_v), la pérdida de carga en la entrada (h_e), y la pérdida de carga por fricción en el conducto (h_f). Para este

tipo de cálculo se desprecia la energía cinética del agua en el canal de aproximación. La ecuación por medio de la cual se puede determinar H es la siguiente:

$$H = h_v + h_e + h_f \quad (\text{Ec. 5.1})$$

En donde la carga de velocidad h_v es igual a $V^2/2g$; siendo V igual a la velocidad media del conducto, dicha velocidad puede calcularse a través de la Fórmula de Continuidad:

$$V = Q/A \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Donde:

V: Velocidad media, en mts/seg

Q: Caudal de descarga, en mts³/seg

A: Area de la sección transversal del conducto, en mts².

La pérdida de carga a la entrada h_e depende de la geometría de las aristas de entrada y se expresa en función de la carga de velocidad así:

$$h_e = K_e \cdot V^2/2g \quad (\text{Ec. 5.3})$$

En la tabla 5.4 aparecen valores de K_e para alcantarillas de uso más frecuente.

La pérdida de carga por fricción h_f , es la energía requerida para que la corriente logre vencer la rugosidad del conducto. La pérdida h_f se puede expresar de diversas maneras, siendo la más usual la ecuación de Manning, la cual se expresa de la siguiente manera:

TABLA 5.4 COEFICIENTE DE PERDIDA A LA ENTRADA DE LAS ALCANTARILLAS

DESCRIPCION		R _e	
TIPOS DE CONCRETO		0.2	CAMPANA SALIENTE
TIPOS DE CONCRETO		0.5	ESPIGA SALIENTE (No se recomienda su uso).
TIPOS DE CONCRETO		0.2	CON ALTONES (α = 0° a 90°) CAMPANA EN EL EXTREMO
TIPOS DE CONCRETO		0.5	CON ALTONES (α = 0° a 90°) ESPIGA EN EL EXTREMO (No se recomienda su uso).
TIPOS DE CONCRETO		0.2	CON ALTONES (α = 0° a 90°) REDONDEADA (Radio = D/12)
TIPOS DE CONCRETO		0.5	SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD
TIPOS O ARCOS DE METAL CORRUGADO		0.9	EXTREMO SALIENTE
TIPOS O ARCOS DE METAL CORRUGADO		0.5	CON ALTONES (α = 0° a 90°)
TIPOS O ARCOS DE METAL CORRUGADO		0.7	CHAPLANADO DE ACUERDO CON TALUD
TIPOS O ARCOS DE METAL CORRUGADO		0.5	SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		0.7	ALTONES O MUROS DE CARCERAS α = 0°
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		0.5	0.4
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		0.4	10° < α < 25°
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		0.5	30° < α < 75°
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		0.5	α = 90°
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		0.2	MURO DE CARCERA TRES ARISTAS REDONDEADAS (Radio = 1/12 dimension cajón)
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		0.2	ALTA α ENTRE 30° Y 75° ARISTA SUPERIOR REDONDEADA (Radio = 1/12 dimension cajón)

$$hf = \frac{2g \cdot n^2 \cdot L}{R^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

En donde:

- n : Coeficiente de rugosidad de Manning
- L : Longitud del conducto, en mts
- V : Velocidad media en el conducto, mts/seg
- g : Aceleración de la gravedad, en mts/seg²
- R : Radio hidráulico, en mts.

Sustituyendo la ecuación (Ec.5.4) en (Ec.5.1) y simplificando se obtiene para escurrimiento a conducto lleno:

$$H = (1 + K_e + 19.6 \frac{n^2 \cdot L}{R^{4/3}}) \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec. 5.5})$$

La figura (5.12) muestra los términos de la ecuación (5.5), la línea de energía total, la línea piezométrica, y la profundidad del remanso (He).

La carga necesaria (H) para descargar el caudal por una alcantarilla, con control de salida, puede determinarse para diferentes tipos de alcantarillas a partir de los nomogramas identificados como “control de salida” (gráficos del 5.8 al 5.14) con sólo establecer los coeficientes Ke (de tabla 5.4) y “n” apropiados.

En caso de que se presentara la necesidad de utilizar valores de n distintos a los existentes en los nomogramas, bastará con utilizar una longitud modificada L₁ para el valor deseado de “n”, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$L_1 = L \left[\frac{n_1}{n} \right]^2 \quad (\text{Ec 5.6})$$

Donde:

L_1 : Longitud modificada para entrar a los nomogramas, en mts

L : Longitud real de la alcantarilla, en mts

n_1 : Valor de n para el caso en particular

n : Es el valor de n existente en el nomograma.

Quando el control es a la salida, no basta con determinar la carga (H) utilizada. Es necesario calcular la altura de agua a la entrada (H_e) considerando la pendiente de la alcantarilla y las condiciones de salida. Este valor de H_e puede calcularse por medio de la siguiente fórmula:

$$H_e = H + H_1 - L S_o \quad (\text{Ec- 5.7})$$

Donde:

H_e : Distancia vertical, en metros, desde el umbral de la embocadura hasta el nivel del remanso de entrada

H : Altura de carga, en metros obtenida con los correspondientes nomogramas
(Gráficos 5.8 al 5.14)

H_1 : Distancia vertical, en metros, desde el umbral de salida hasta la línea piezométrica (Ver figura 5.13)

S_o : Pendiente de la alcantarilla

L : Longitud de la alcantarilla, en mts

H_1 : Es un valor que depende de los niveles aguas abajo de la alcantarilla, en mts

Cuando el nivel superficial de la corriente, inmediatamente aguas abajo de la salida, iguala o sobrepasa el dintel de la alcantarilla (punto más alto de la sección transversal del conducto a la salida de la alcantarilla), figura 5.11A, H_1 es igual a dicha profundidad H_s , donde H_s es la distancia vertical, en metros, desde el umbral de salida, hasta la superficie libre del agua, en el cauce. Las relaciones entre H_e y los demás términos de la Ec.5.7 se ilustran en la figura 5.13.

Si el nivel de la superficie libre del cauce aguas abajo, se encuentra abajo del dintel de salida, figuras 5.11B, 5.11C, y 5.11D, es más difícil la determinación de H_1 , ya que tiene que considerarse, el tamaño y forma de la alcantarilla, y el mencionado nivel libre de la corriente en la salida. En estos casos, H_1 es el mayor de los valores:

- 1) La profundidad H_s definida anteriormente
- 2) El valor $(h_c + D) / 2$.

El valor del numeral 2, es la distancia desde el umbral a la línea piezométrica equivalente, en donde h_c representa la profundidad crítica, la cual puede obtenerse con la ayuda de los gráficos 5.15 al 5.20, y, D es el diámetro o altura del conducto (Ver figura 5.14).

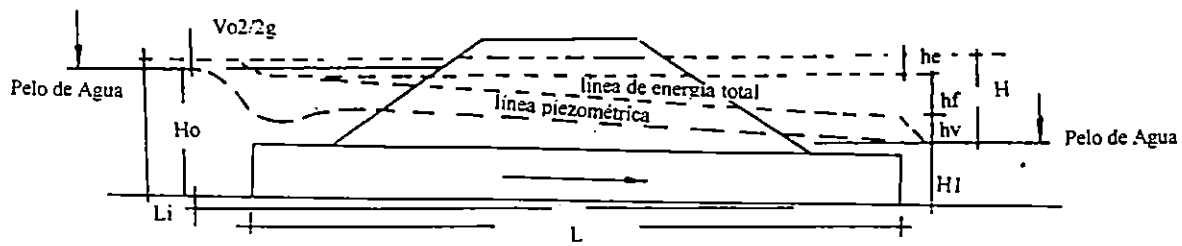


Fig. 5.12: Representación de los términos hidráulicos para la determinación de H

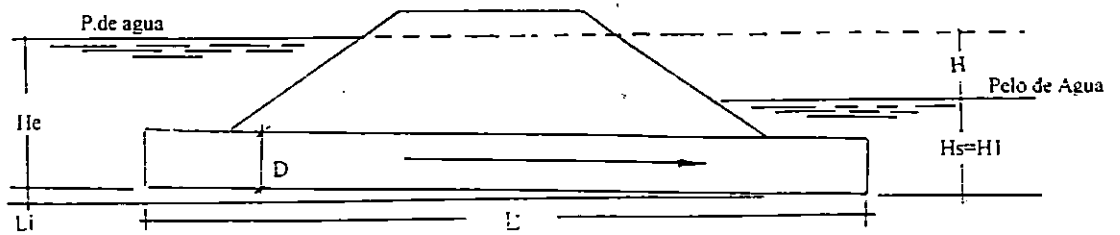


Fig. 5.13 Relaciones entre H_e y los términos H , H_1 y L_{so} .

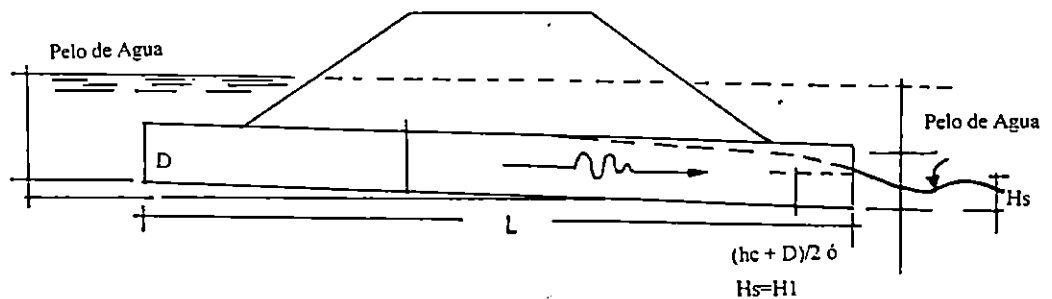


Fig. 5.14 Profundidad de la corriente a la salida de las alcantarillas.

5.4.1.5 METODOLOGIA PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

Primer paso:

Se procede a registrar los datos de diseño como los siguientes.

- a) Caudal de diseño Q , en $\text{mts}^3/\text{seg.}$, con su período de diseño
- b) Longitud aproximada de la alcantarilla, en mts.
- c) Pendiente de la alcantarilla.
- d) Profundidad admisible del remanso de entrada, en metros
- e) Velocidades medias y máximas de la corriente en el cauce natural
- f) En una primera tentativa, elección del tipo de alcantarilla, material y forma de la sección transversal (sobre la base del análisis económico).

Segundo paso:

Determinación aproximada de las dimensiones del conducto.

Dado que el método es de aproximaciones sucesivas, y para tener un valor en la primera tentativa; puede hacerse uso del siguiente procedimiento:

- a) Elección arbitraria.
- b) Uso de alguna expresión aproximada, tal como $A = Q/3$, con la cual se obtiene, en una primera aproximación, el área de la sección transversal.

- c) Utilización de los nomogramas de control de entrada (gráficos 5.1 al 5.7). Para este método debe suponerse una cierta relación He/D , por ejemplo $He/D = 1.5$ y con el caudal Q dado, obtener dimensiones aproximadas de la abertura.
- d) Si de algún tamaño, tentativamente resulta un ancho excesivo debido a las limitaciones de altura del terraplén o por mejor aprovechamiento de la abertura, se puede proyectar una alcantarilla múltiple, dividiendo el caudal, por el número de conductos usados. Debe considerarse también la elevación de la rasante o la utilización de alcantarillas abovedadas o de cajón con luces o anchos mayores que su altura. La selección definitiva deberá basarse principalmente en un análisis económico.

Tercer paso:

Determinar la profundidad del remanso de entrada para el tamaño tentativo de la alcantarilla.

- a) Suponiendo el escurrimiento con “Control de entrada”.
 - 1) Usando las dimensiones adoptadas en el segundo paso, encontrar la profundidad a la entrada He , por la aplicación del nomograma adecuado (gráficos 5.1 al 5.7). Se considera que no influye el nivel a la salida de la alcantarilla. Se obtiene He , en este caso, multiplicando el valor hallado He/D por la altura D del conducto.

- 2) Si H_e es mayor o menor que la profundidad admisible, ensayar en una nueva tentativa otras dimensiones de la sección, para obtener un valor de H_e aceptable antes de calcular H_e para escurrimiento con control a la salida.
- b) Suponiendo el escurrimiento con “Control a la salida”.
- 1) Determinar la profundidad H_s del umbral a la salida, para las condiciones de escurrimiento, que con el caudal de diseño existen aguas abajo.
 - 2) Si el nivel de la corriente a la salida, es igual o mayor que el del dintel de la alcantarilla, comparar H_1 con H_s y encontrar H_e con la Ec. 5.7 de la sección 5.4.1.4
 - 3) Si el nivel de la corriente a la salida, es igual o mayor que el dintel de la alcantarilla, encontrar H_e por medio de la Ec. 5.7, tal como el caso anterior, excepto que $H_1 = (h_c + D)/2$ ó $H_1 = H_s$ adoptando el valor mayor, h_c no puede exceder a D (Gráficos 5.15 al 5.20).
- c) Comparar las profundidades H_e obtenidas en los pasos 3a. y 3b. (controles de entrada y salida respectivamente). El valor determinante es el mayor de ambos, e indica cual es el control que rige para las dimensiones de la sección tentativa elegida, en las condiciones dadas.
- d) Si es determinante el control de salida y H_e es menor que el valor admisible, elegir una sección mayor y encontrar H_e , tal como se indica en el paso 3b. No necesita verificarse este último valor en control de entrada, ya que con menores dimensiones, cumplía bajo este control, las condiciones dadas:

Cuarto paso:

Determinar el tamaño y H_e para otras alcantarillas de diferentes tipos y formas por el procedimiento anterior.

Quinto paso:

Calcular las velocidades de salida para los diversos tipos y dimensiones de las alcantarillas consideradas en el paso cuarto y determinar si se requiere protección contra la erosión en el cauce aguas abajo.

- a) Si fuere determinante el control de salida (paso 3c), la velocidad de salida valdría Q/A , siendo A el área de la sección transversal de la corriente en el conducto, a la salida. Si h_c o h_s son menores que la altura del conducto, aplicar el área A , que corresponde a la profundidades h_c o H_s , según cual sea la mayor. El área A no debe exceder el área de la sección transversal del conducto.
- b) Si fuera determinante el control de entrada, (paso 3c), la velocidad de salida podría asimilarse a la velocidad media en un canal de la forma del conducto, y calcularse con la fórmula de Manning, para el caudal de diseño y el tamaño forma y rugosidad de la alcantarilla elegida.

Sexto paso:

Registrar las características de la alcantarilla finalmente elegida, con su tamaño, tipo, profundidad requerida del remanso de entrada, velocidad de salida, y justificación económica.

5.4.1.6 GRAFICOS UTILIZADOS EN EL DISEÑO

A continuación se presentan los gráficos incluidos para el diseño hidráulico de alcantarillas, en el Método del Departamento de Transportación de los Estados Unidos.

5.4.1.6.1 NOMOGRAMAS PARA CONTROL DE ENTRADA

A continuación se presentan las instrucciones para el uso del nomograma con control de entrada:

1. Determinación de la profundidad a la entrada H_e , dados Q dimensiones y tipo de alcantarilla.
 - a) Unir con una recta el diámetro o altura D dados, con el caudal Q , o Q/B para alcantarillas de cajón, marcar la intersección de esta recta sobre la escala (1) de H_e/D .

- b) Si la escala (1) de H_e/D representa el tipo de embocadura usado, leer el valor H_e/D sobre esta escala. En caso contrario, desde este punto de intersección, prolongar horizontalmente hasta la escala (2) o (3), según corresponda, y leer H_e/D .
2. Determinación del caudal que pueda descargar una alcantarilla dado su tipo, tamaño del conducto y H_e .
 - a) Calcular H_e/D para las condiciones dadas.
 - b) Ubicar H_e/D en la escala correspondiente al tipo de entrada. Si esta escala es la (2) o la (3) prolongar horizontalmente desde ese punto hasta la escala (1).
 - c) Unir este último punto de la escala (1), con el diámetro o altura D en la escala de la izquierda. Leer Q o Q/B sobre la escala de caudales.
 - d) Si se ha leído Q/B como se indica en (c), multiplicar por la luz B de la alcantarilla para obtener Q .
 3. Determinación de las dimensiones del conducto, dados Q , H_e y el tipo de alcantarilla.
 - a) Adoptar dimensiones aproximadas y calcular H_e/D .
 - b) Ubicar H_e/D sobre la escala que corresponde al tipo de embocadura. Si esta escala es la (2) y la (3), trazar desde este último punto una horizontal hasta la escala (1).
 - c) Unir este último punto de la escala (1) con el caudal Q o Q/B , leído en la escala correspondiente, y prolongar hasta la escala de la izquierda, donde se leerá el diámetro, altura o dimensiones de la alcantarilla, compatibles con el valor H_e/D .

- d) Si el valor D obtenido, no es el supuesto previamente, repetir el procedimiento con un nuevo valor D.

NOTA: El gráfico No 5-1 bis se ha confeccionado con el objeto de incluir alcantarillas de cajón con dintel de aristas redondeadas. Además para evitar el cálculo adicional de Q/B se ha reemplazado esta escala, por dos escalas separadas, una de caudales Q y otra de luces B. En consecuencia, como este gráfico reemplaza al No. 5-1, la redacción de los puntos 2.c, 2.d y 3.c debería ser la siguiente:

2.c Unir último punto de la escala (1) con el diámetro o altura D en la escala correspondiente. Leer Q sobre la escala de los caudales o marcar el punto de intersección con la recta de pase.

2.d Si se ha marcado el punto de intersección, como se indica en (c) unirlo con el ancho o luz B sobre la escala correspondiente. Leer Q en la escala de caudales.

3.c

(1) Unir este último punto con el caudal leído en su escala, y leer el diámetro altura o dimensiones en la escala correspondiente.

(2) Para el caso del gráfico 5-1 bis, unir el punto hallado en (b) con la altura D leída en su escala y marcar la intersección con la recta de pase. Unir este punto con el caudal Q en su escala y leer la luz B en la escala de la izquierda.

3.d

(1) Si el valor de D obtenido en el punto 3.c. (1) no es el supuesto previamente, repetir el procedimiento con un nuevo valor de D

- (2) Sí el valor de B obtenido en el punto 3.c. (2) no es satisfactorio, repetir el procedimiento con un nuevo valor de D.

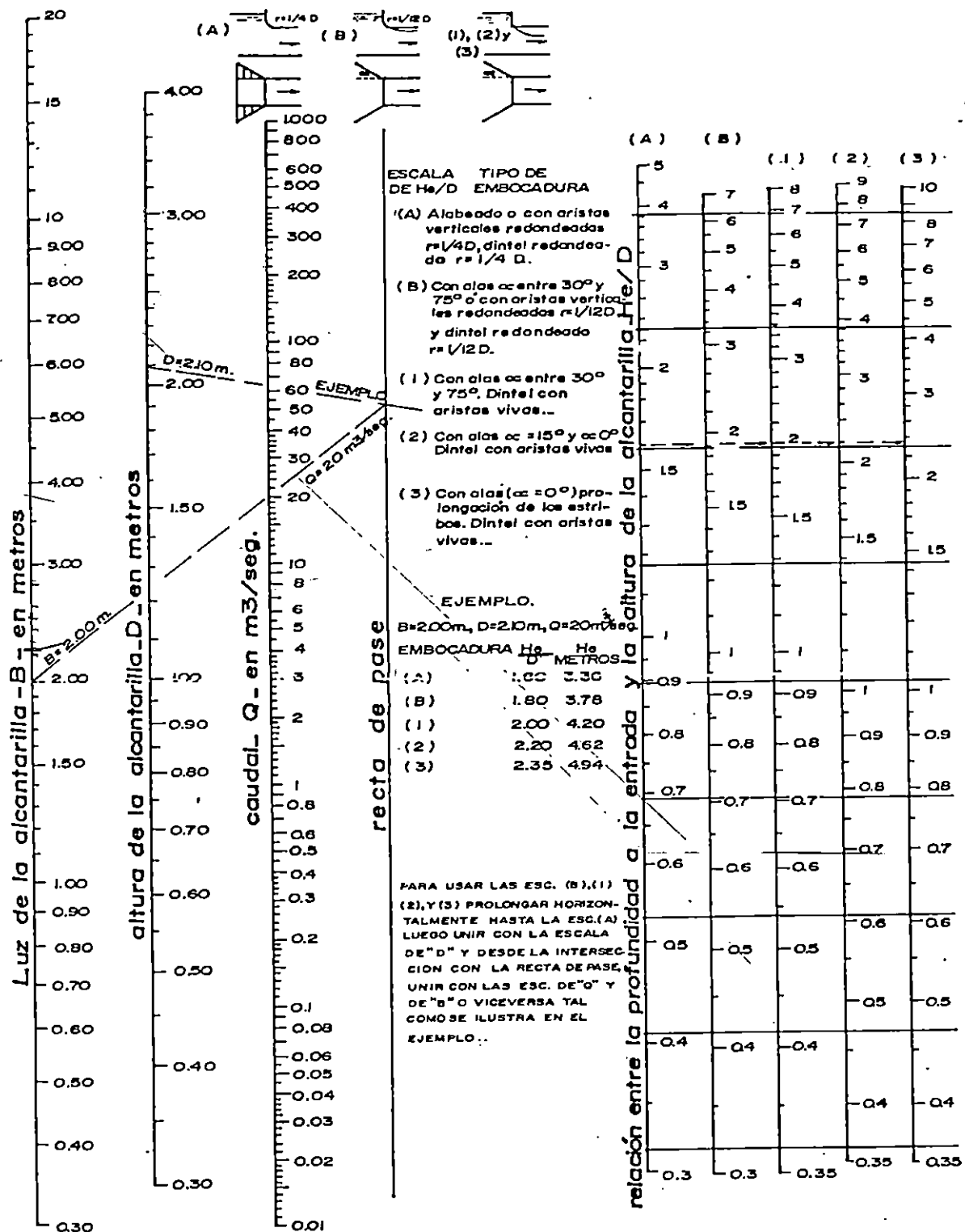
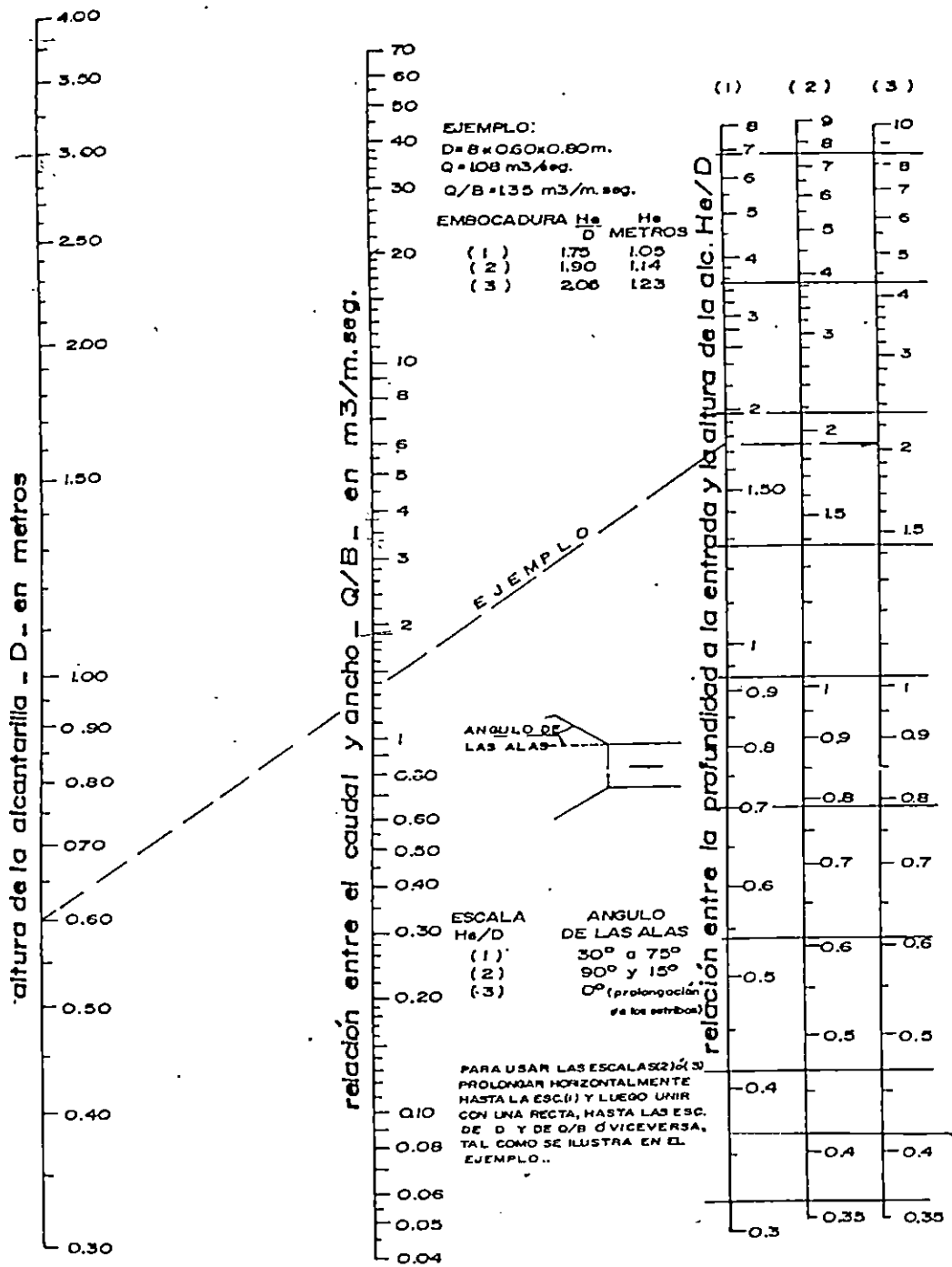


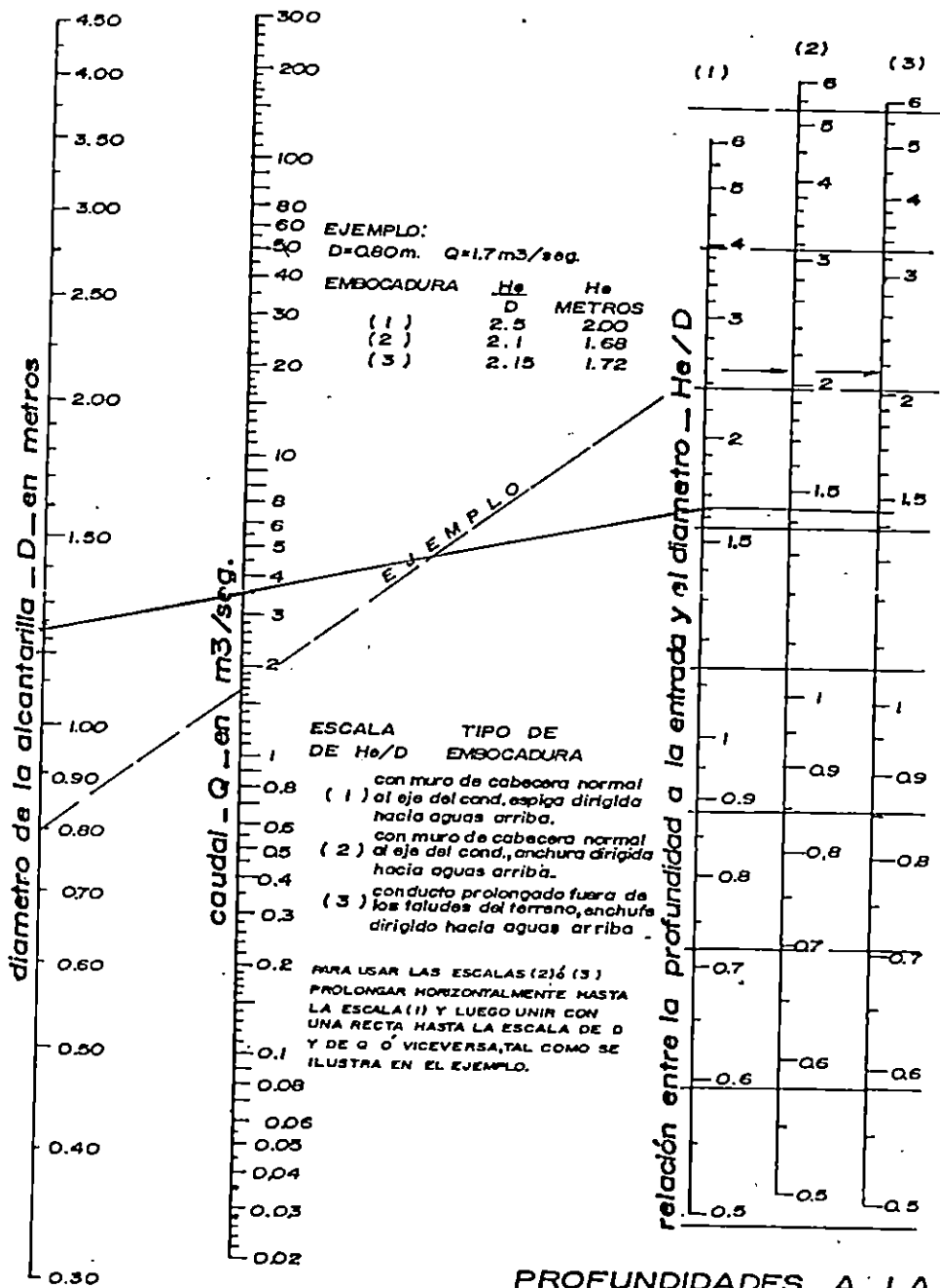
Gráfico 5.1

PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA ALCANTARILLA DE CAJON CON CONTROL DE ENTRADA.—

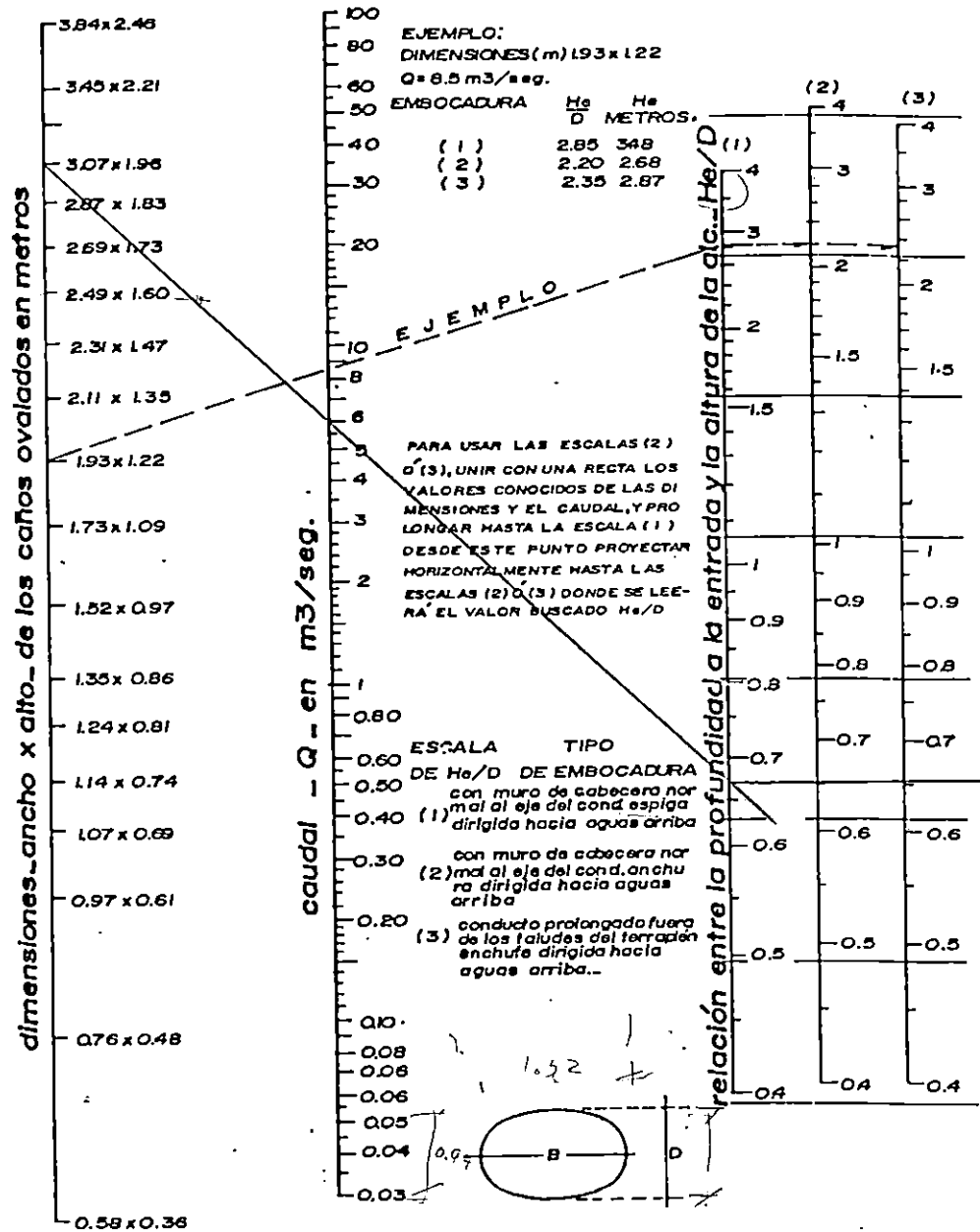


PROFUNDIDAD A LA ENTRADA
 PARA ALCANTARILLAS DE CAJON
 CON CONTROL DE ENTRADA. —

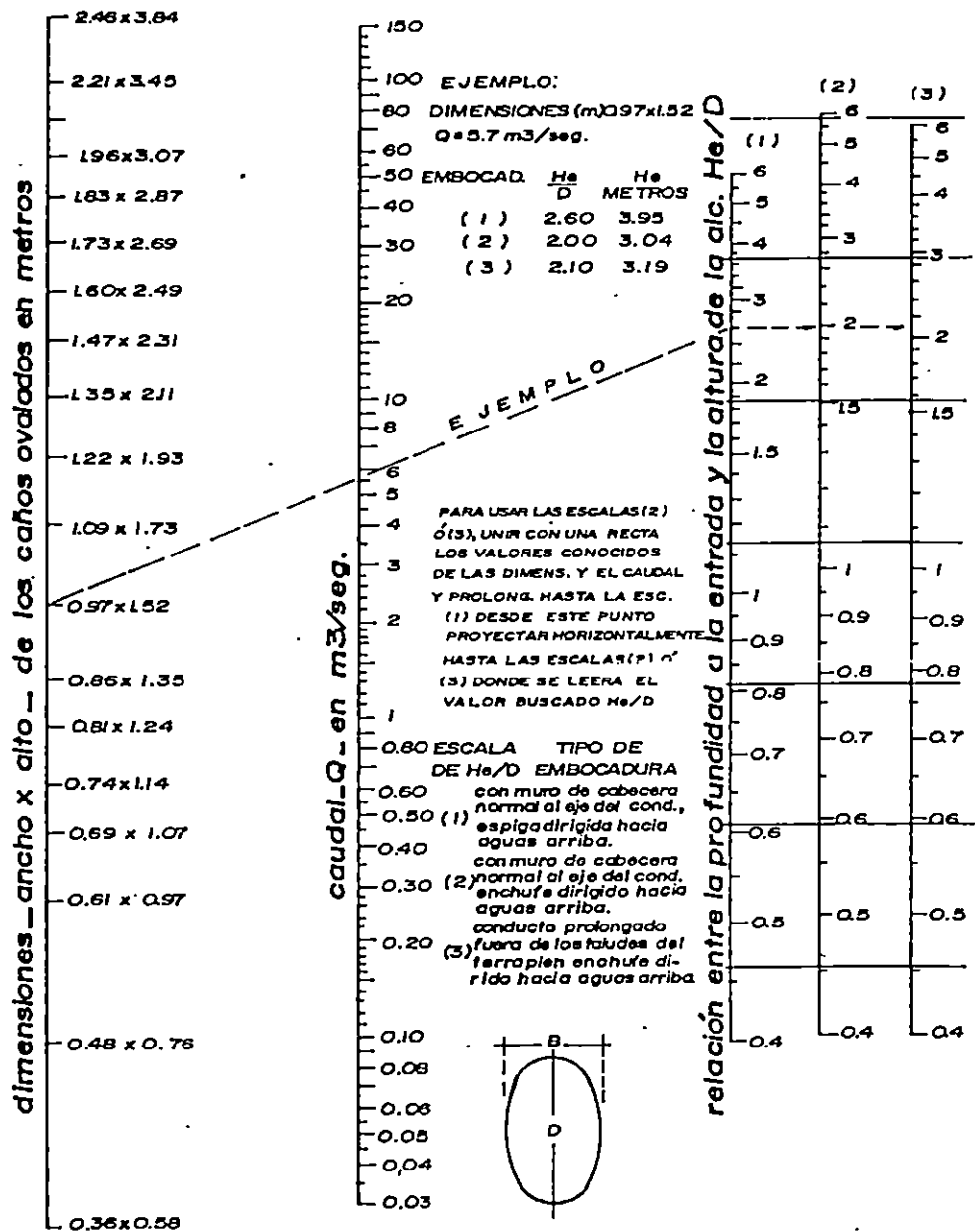
Gráfico 5.1bis



PROFUNDIDADES A LA ENTRADA PARA ALC. DE CAÑOS DE HORMIGÓN CON CONTROL DE ENTRADA.

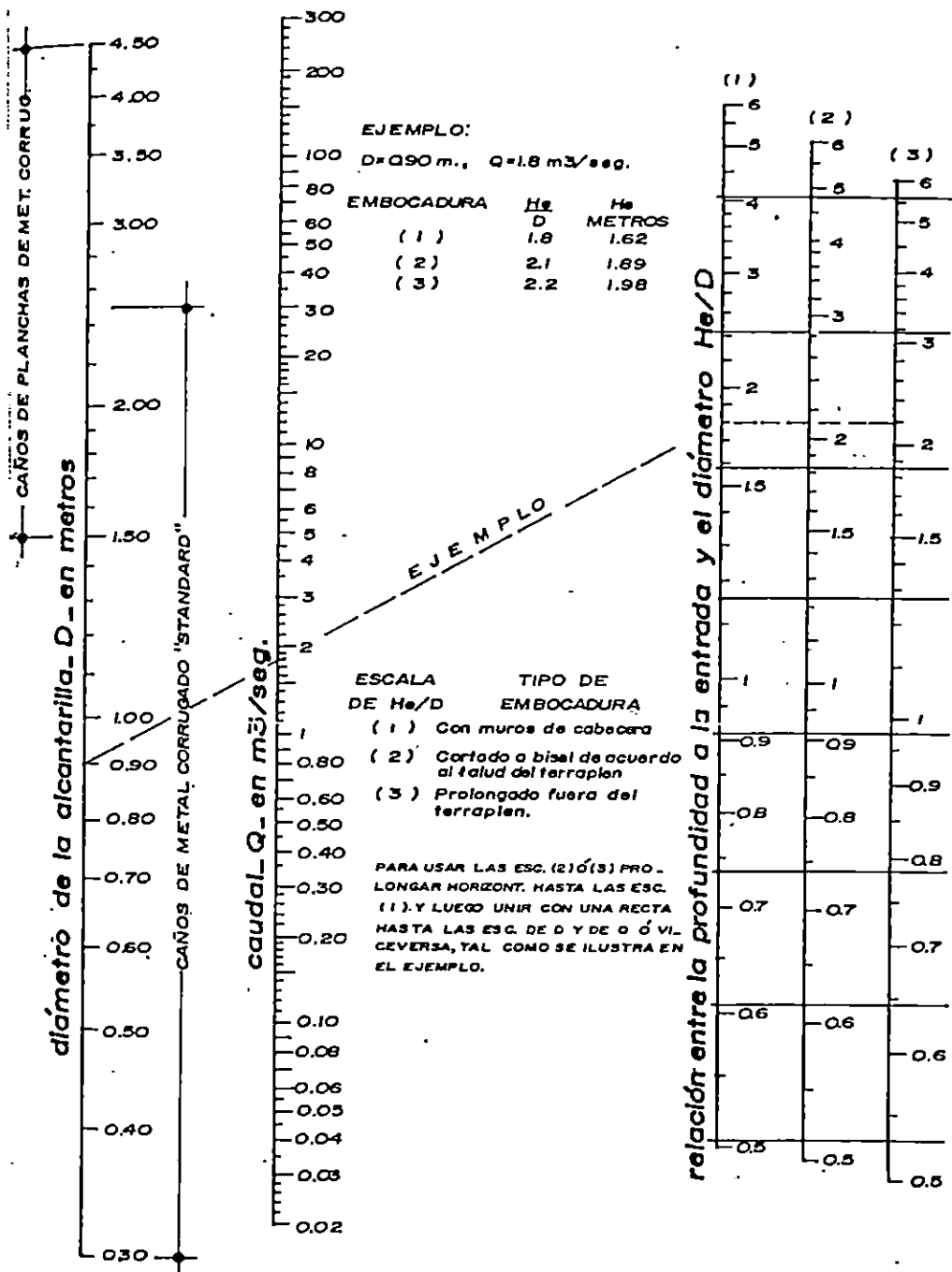


PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA
 ALC. DE CAÑOS OVALADOS DE HOR-
 MIGON CON EL EJE MAYOR HORIZON-
 TAL CON CONTROL DE ENTRADA.—

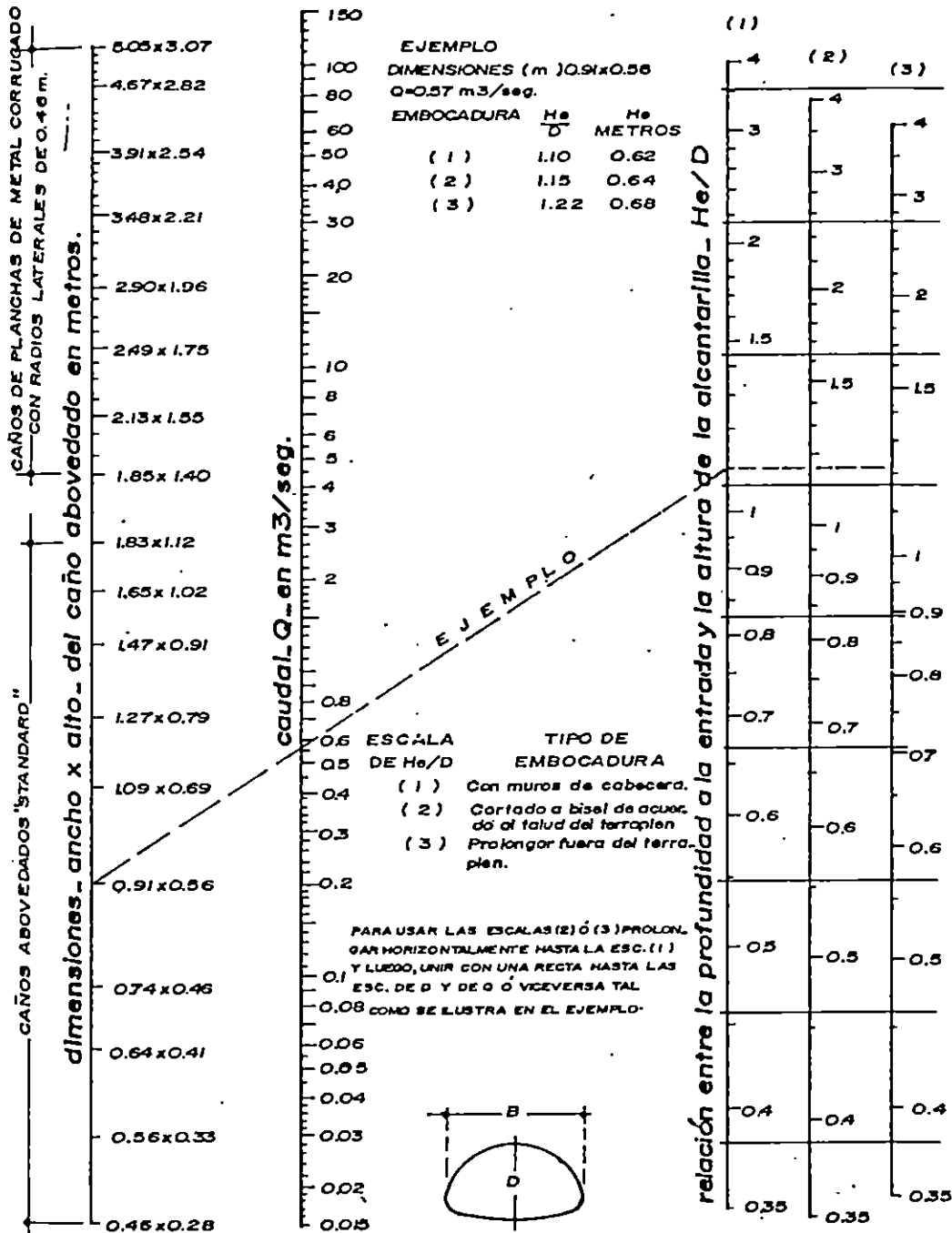


PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA ALC. DE CAÑOS OVALADOS DE HORMIGON CON EL EJE MAYOR VERTICAL CON CONTROL DE ENTRADA.

Gráfico 5.4

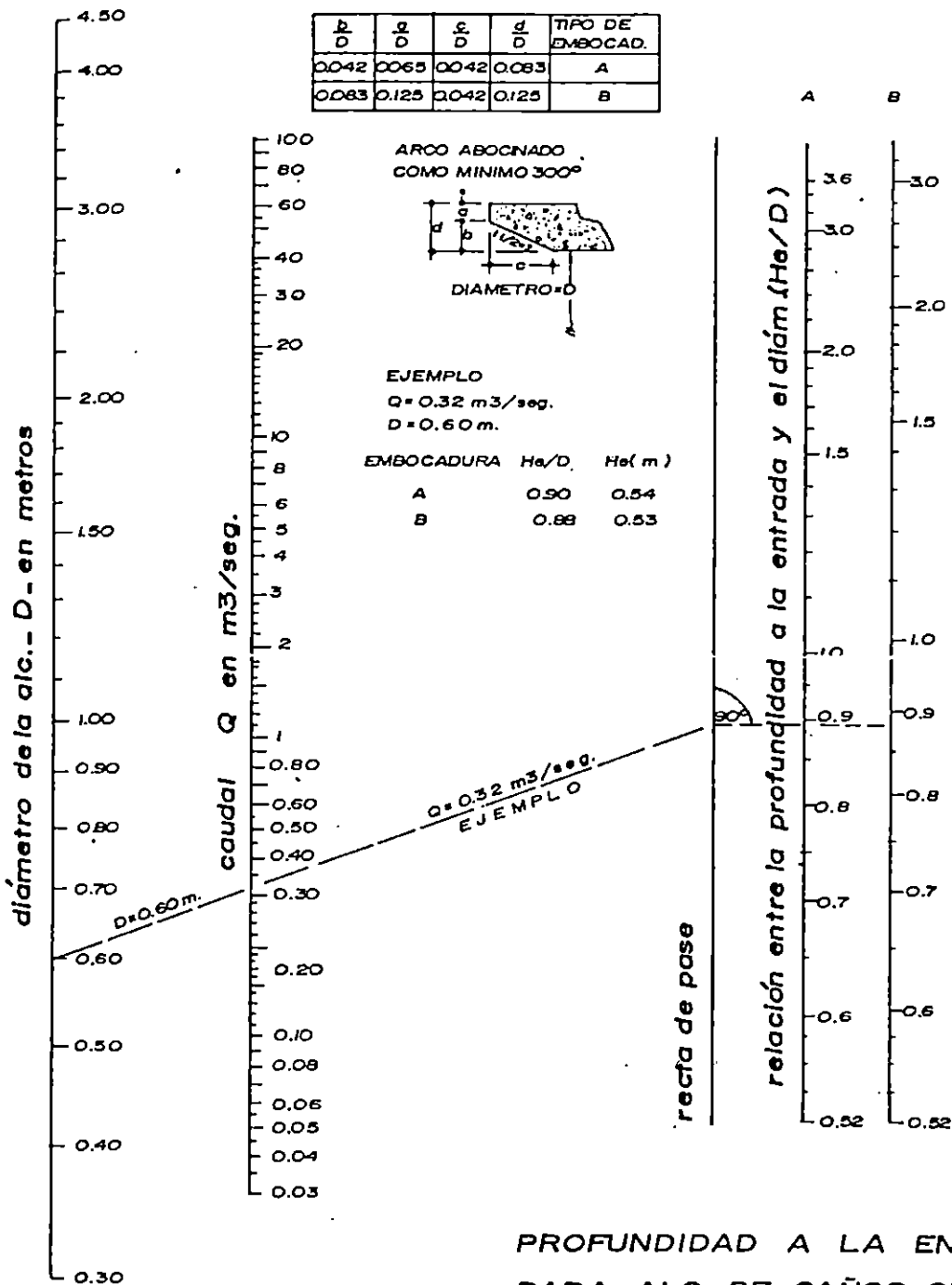


PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA ALC. DE CAÑOS CIRCULARES DE METAL CORRUGADO CON CONTROL DE ENTRADA. —



PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA
ALC. DE CAÑOS ABOVEDADOS DE ME-
TAL CORRUGADO CON CONTROL DE
ENTRADA. —

Gráfico 5.6



PROFUNDIDAD A LA ENTRADA
 PARA ALC. DE CAÑOS CIRCUL.
 DE EMBOCADURA ABOCINADA
 CON CONTROL DE ENTRADA. —

Gráfico 5.7

5.4.1.6.2. GRAFICOS PARA EL CONTROL DE SALIDA

Cuando el conducto de la alcantarilla escurre lleno en toda su longitud, los nomogramas para control de salida resuelven H en la ecuación (5.5).

Estos se utilizan también, en la determinación de la altura de carga H , para algunas condiciones de escurrimiento a conducto parcialmente lleno, con control de salida. Estos nomogramas no solucionan enteramente la obtención de H_e , ya que solamente dan el valor de H , en la ec. 5.7 puede obtenerse el valor de H_e así:

$$H_e = H + H_1 - LSo \quad (\text{ver análisis en numerales 5.4.1.3}) \text{ de este documento.}$$

El usos de estos nomogramas puede facilitarse con la utilización del siguiente procedimiento:

1. Determinación de H , para alcantarillas y caudal, dados.
 - a. Utilizar el nomograma correspondiente al tipo de alcantarilla elegida. De acuerdo al tipo de embocadura, hallar K_e en la tabla 5.4 de este documento.
 - b. Ubicar en el nomograma el punto de arranque en la escala de longitudes de alcantarilla, de acuerdo a las siguientes instrucciones:

(1) Si el valor de "n" del nomograma, corresponde al del conducto dado, utilizar la escala curva de las longitudes de alcantarilla, correspondiente al valor K_e , y ubicar el punto de arranque sobre el valor de la longitud de la alcantarilla. Si en el gráfico no se encuentra la escala correspondiente al valor de K_e ,

proceder de acuerdo al punto b (2) siguiente. Si el valor "n" de la alcantarilla elegida difiere del "n" del nomograma, proceder de acuerdo a 1. b.(3).

(2) Para "n" coincidente con el del nomograma y Ke con un valor intermedio al de las escalas, unir con una recta los puntos correspondientes a las longitudes dadas, de las escalas adyacentes, y ubicar sobre este segmento, en la proporción debida, el arranque.

(3) Para un coeficiente de rugosidad n_1 diferente del n del gráfico, usar en las escalas de longitudes de conducto, un valor L_1 ficticio, dado por la fórmula:

$$L_1 = L (n_1/n)^2$$

En el punto 2 de estas instrucciones se dan diversos valores de n.

c. Unir con una recta el punto de arranque, con el correspondiente a las dimensiones de la abertura del conducto, en la escala respectiva y marcar el punto de intersección con la recta de paso. Respecto a las dimensiones de las alcantarillas de cajón, ver punto 3 de las instrucciones.

d. Unir este último punto ubicado sobre la recta de pase, con el valor del caudal de diseño sobre la escala correspondiente y prolongar la recta hasta leer H en la escala respectiva. Para valores que se encuentren dentro de los límites de las escalas, encontrar H resolviendo la ecuación (5.5)

2. Valores de n para materiales comúnmente usados en los conductos de alcantarillas.

TABLA 5.5 ALCANTARILLAS DE HORMIGON

<i>ALCANTARILLAS DE CAÑO</i>	<i>ALCANTARILLAS DE CAJÓN</i>
<i>0.012</i>	<i>0.012</i>

TABLA 5.6 ALCANTARILLAS DE METAL CORRUGADO

REVESTIMIENTO	ONDULACIONES	ONDULACIONES	ONDULACIONES
	PEQUEÑAS 68mmx 13 mm	MEDIANAS 76mmx25mm	GRANDES 152mm x 51mm
SIN REVESTIR	0.024	0.027	VARIABLE(*)
25%REVESTIDO	0.021	0.023	0.026
TOTALMENTE REVESTIDO	0.012	0.012	0.012

(*) Las variaciones de n con el diámetro están dadas en los gráficos. Los diversos valores de n están incorporados en los nomogramas no siendo necesario el cálculo de la longitud ficticia, tal como se ha indicado en el punto 1.b (3) de estas instrucciones.

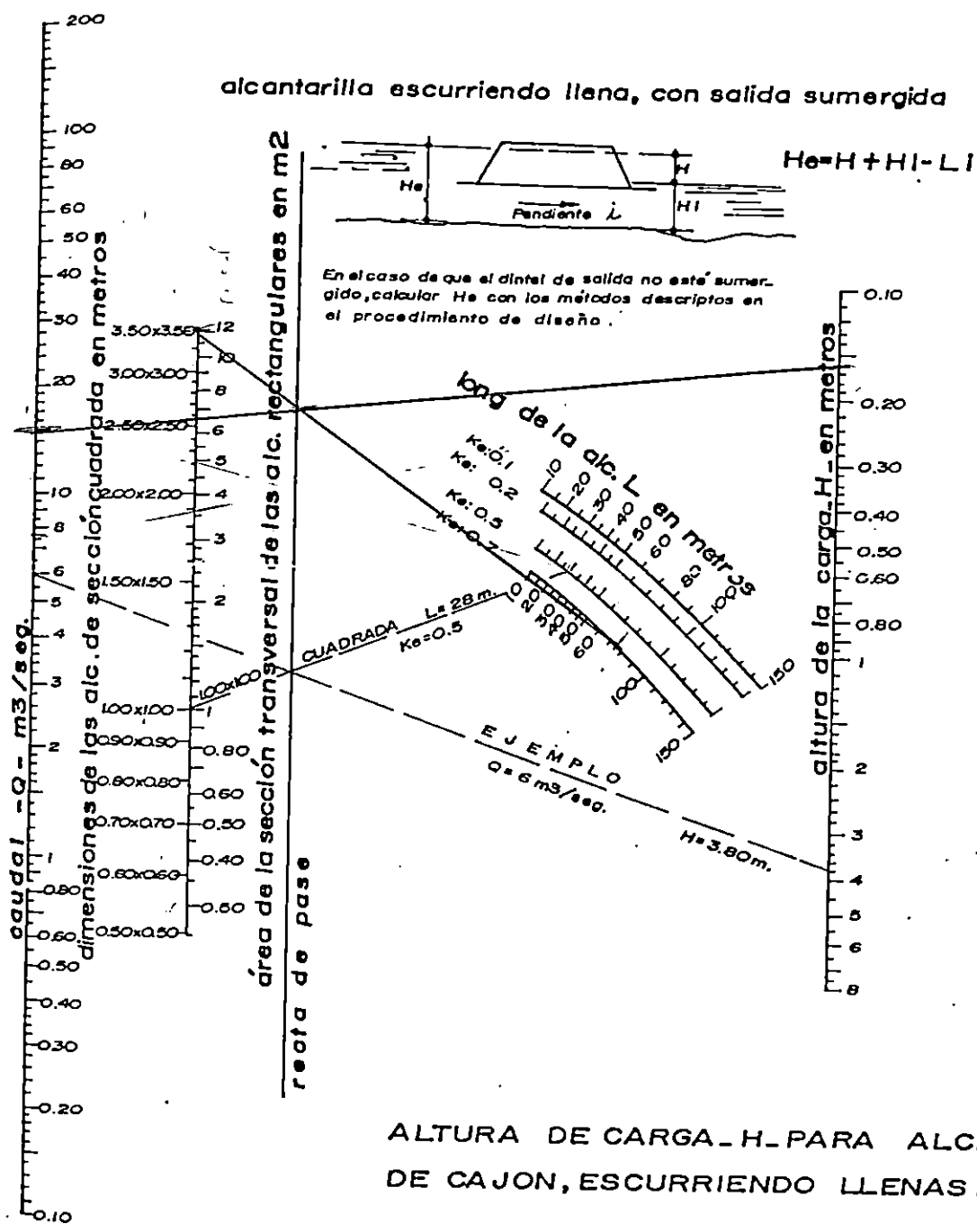
3. Utilización del nomograma, gráfico 5.8., para alcantarillas de cajón.

- a. Calcular en área de la sección transversal.
- b. Unir el punto de arranque en la escala, de longitudes del conducto, con el área de la sección transversal, y marcar la recta de intersección con la recta de pase.
- c. Unir este último punto con el valor del caudal de descarga. Prolongar la recta y leer el valor de H en la escala correspondiente.

La escala de áreas del nomograma, ha sido calculada para secciones rectangulares, cuya luz B es el doble de su altura D ; su ajustada correspondencia con el área de

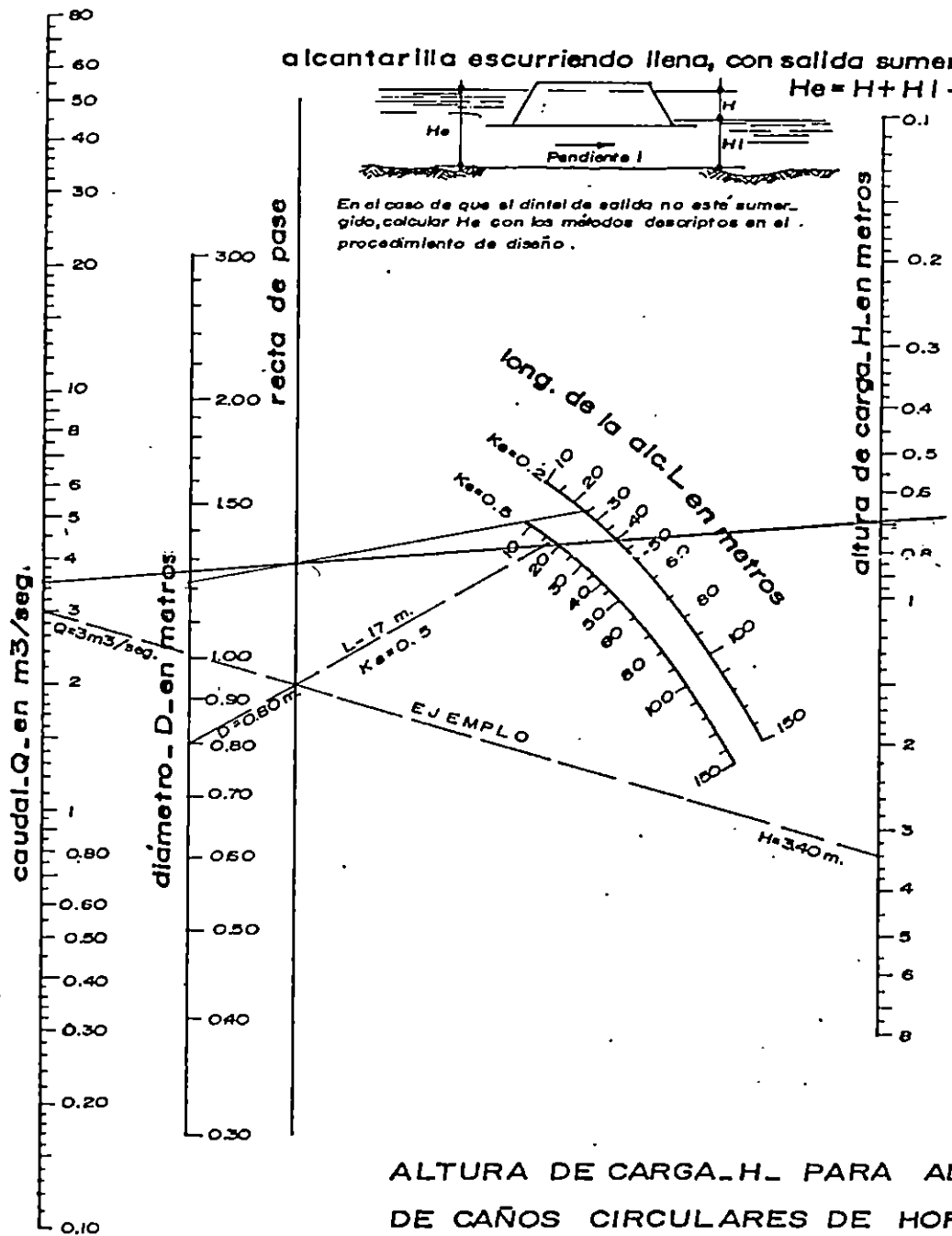
secciones cuadradas, indica que puede usarse para todas las secciones intermedias entre las cuadradas y $B = 2D$ o $B = 1/2D$. Para otras proporciones de las alcantarillas de cajón, usar la ecuación (2) a fin de obtener resultados más precisos.

Sin mayor error puede usarse también para las secciones comprendidas entre $B = 3D$ y $B = 1/3D$.



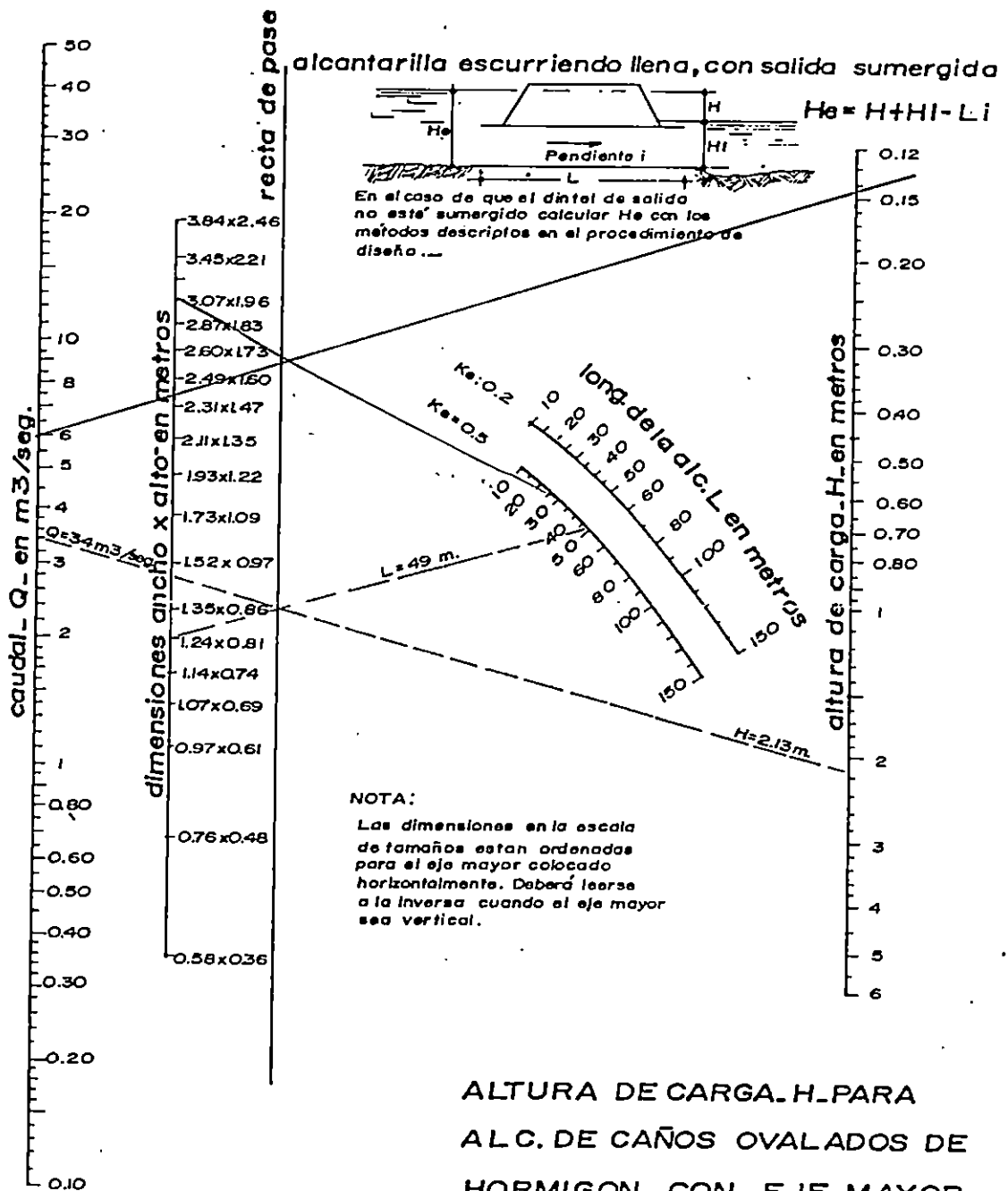
$n = 0.012$

Gráfico 5.8



ALTURA DE CARGA H PARA ALC. DE CAÑOS CIRCULARES DE HORMIGON, ESCURRIENDO LLENAS. —

$n = 0.012$

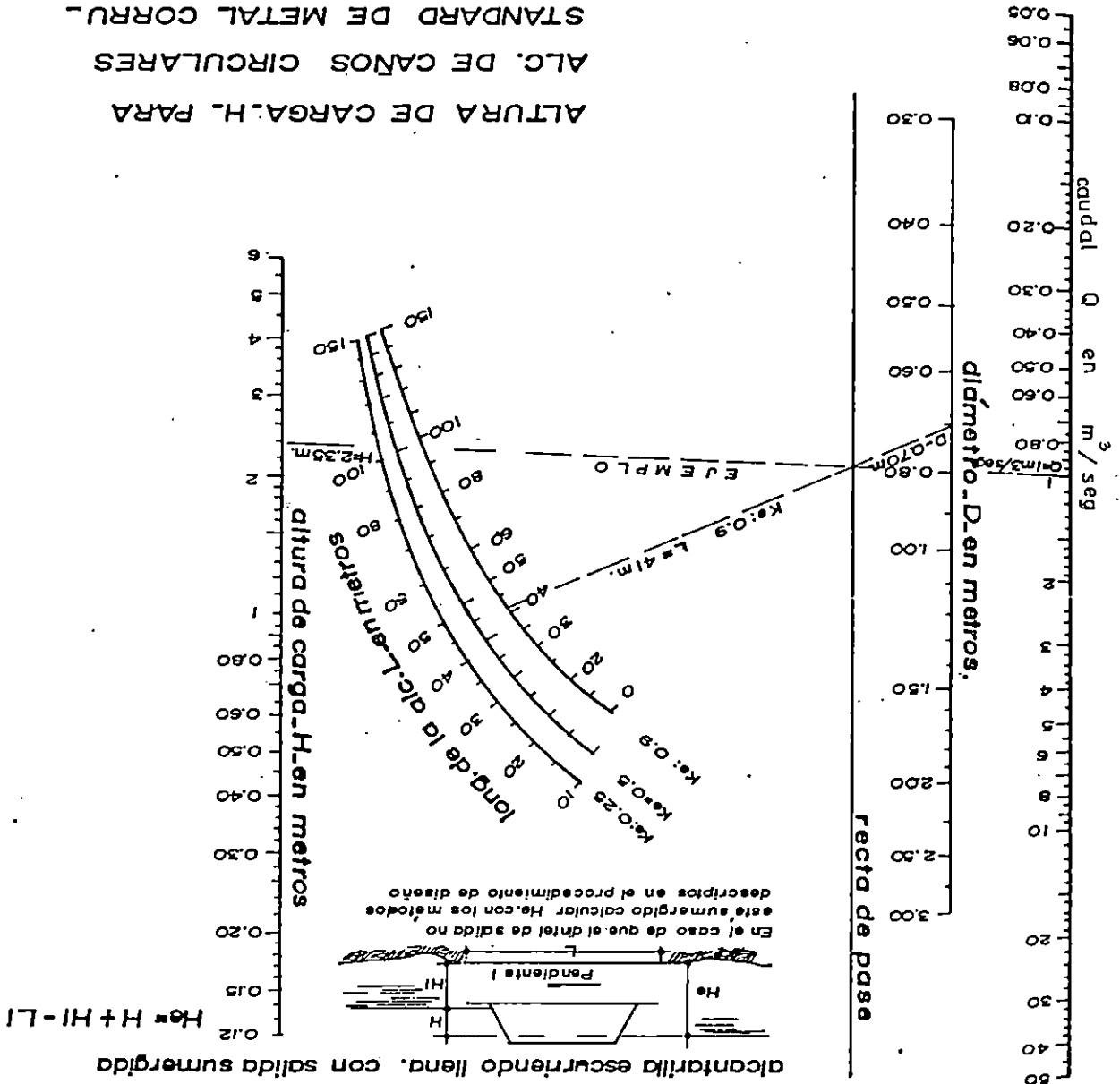


ALTURA DE CARGA. H. PARA
ALC. DE CAÑOS OVALADOS DE
HORMIGON CON EJE MAYOR
HORIZONTAL Ó VERTICAL, ES -
CURRIENDO LLENAS..

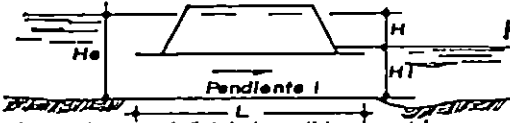
$n = 0.012$

$n = 0.024$

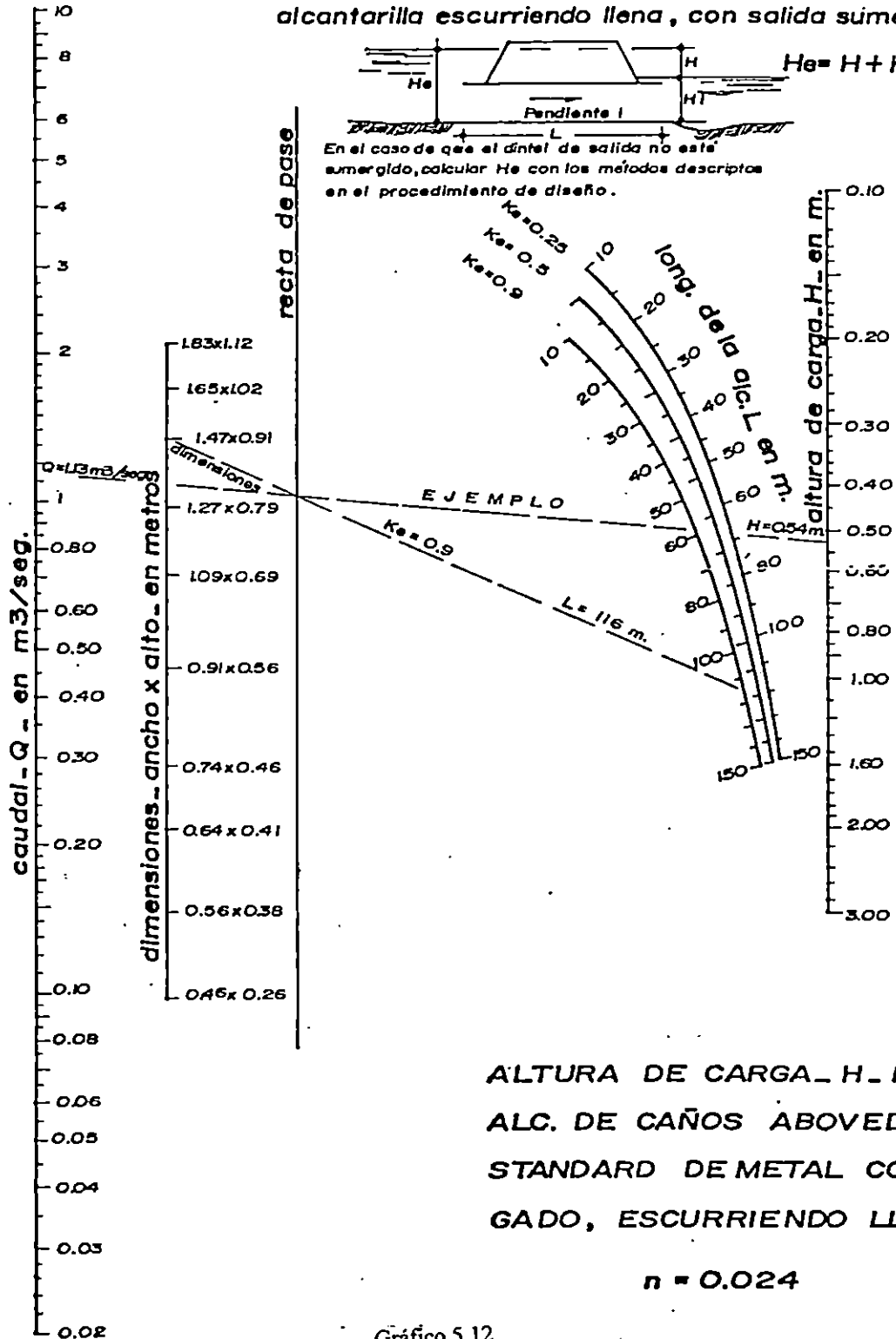
ALURA DE CARGA H PARA
ALC. DE CAÑOS CIRCULARES
STANDARD DE METAL CORRU-
GADO. ESCURRIENDO LLENAS.



alcantarilla escurriendo llena, con salida sumergida



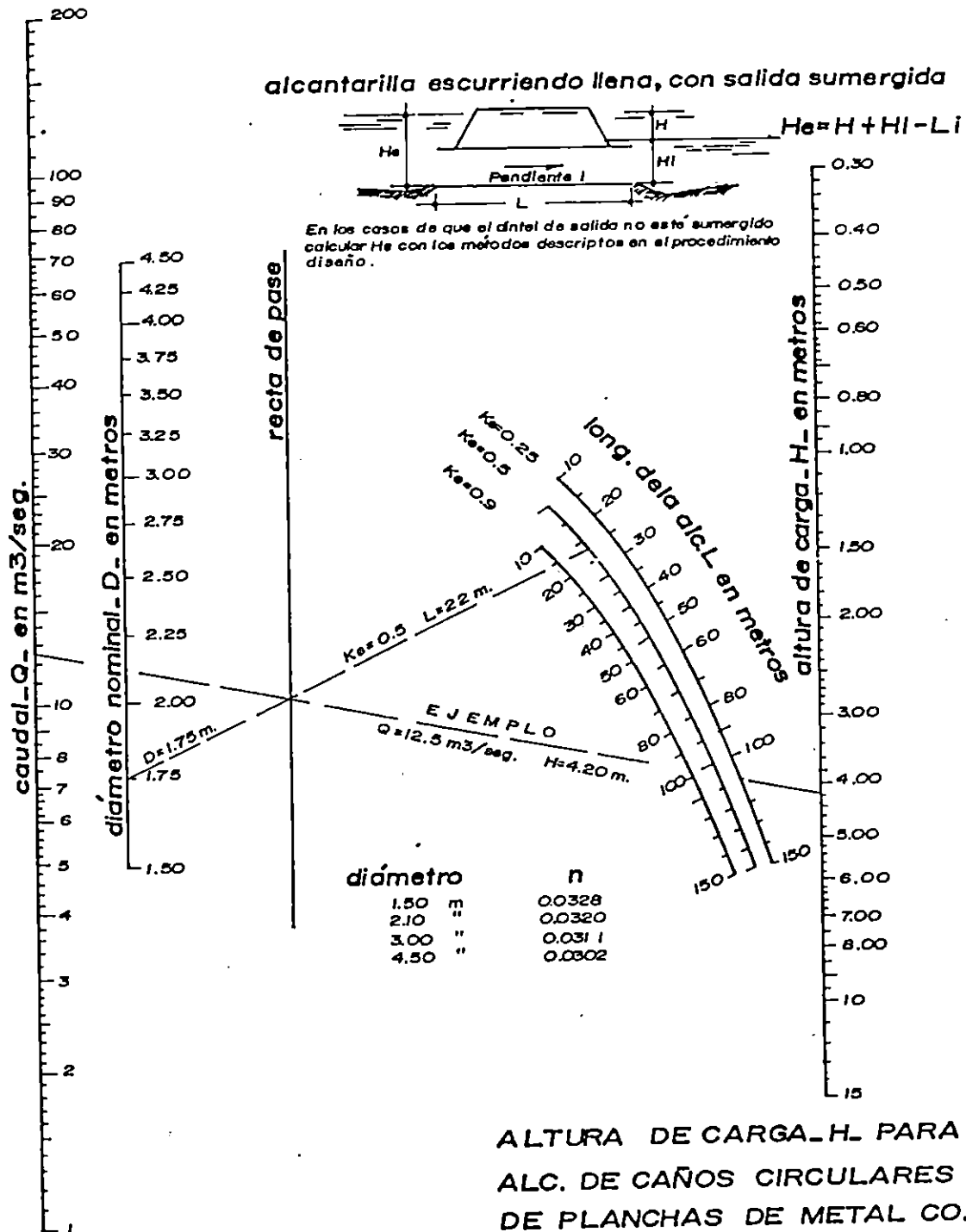
En el caso de que el dintel de salida no este sumergido, calcular H_e con los métodos descritos en el procedimiento de diseño.



ALTURA DE CARGA H_e PARA
ALC. DE CAÑOS ABOVEDADOS
STANDARD DE METAL CORRUGADO,
ESCURRIENDO LLENAS

$n = 0.024$

Gráfico 5.12



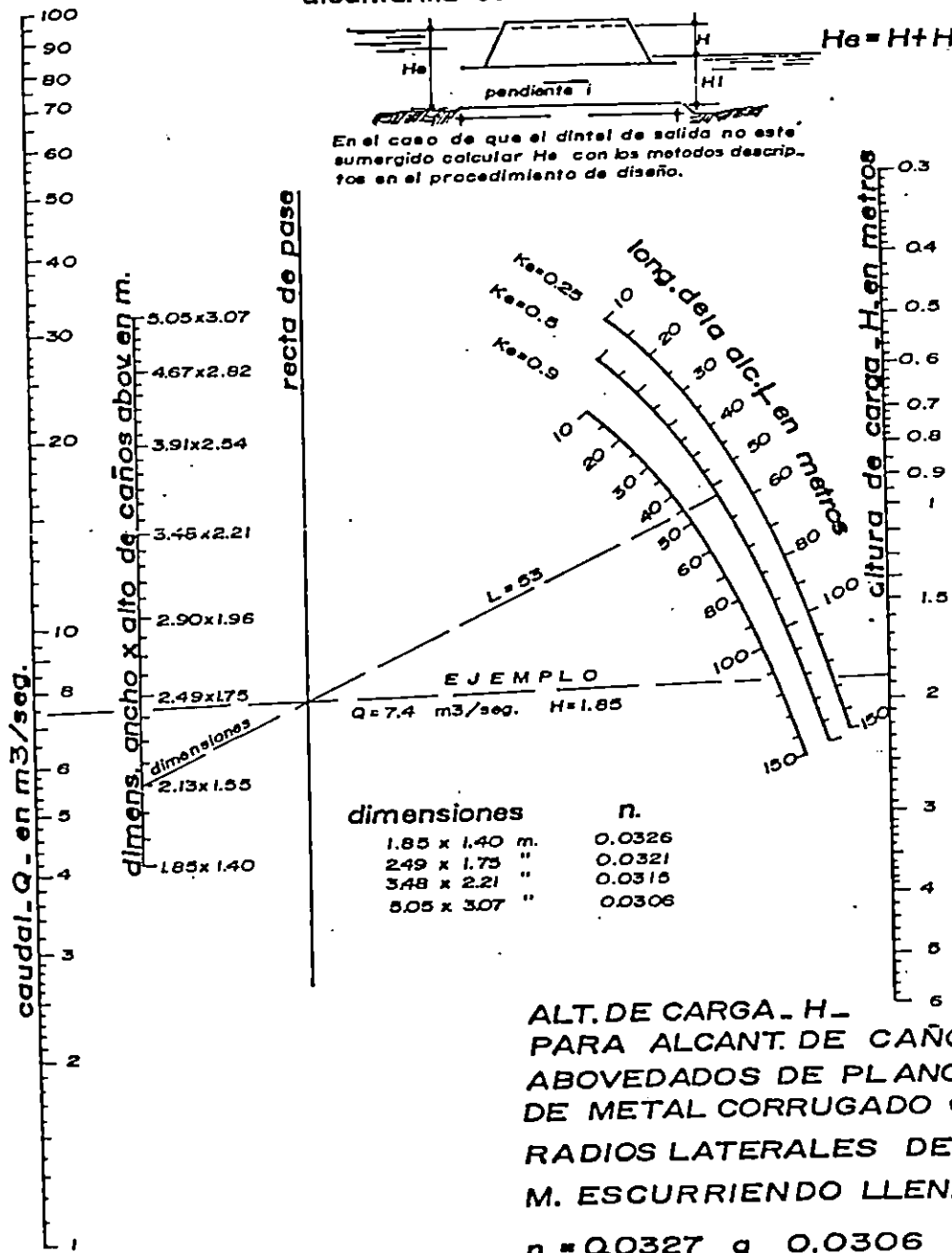
ALTURA DE CARGA H PARA
ALC. DE CAÑOS CIRCULARES
DE PLANCHAS DE METAL CO-
RRUGADO, ESCURRIENDO LLE-
NAS. $n = 0.0328$ a 0.0302

Gráfico 5.13

alcantarilla escurriendo llena, con salida sumergida

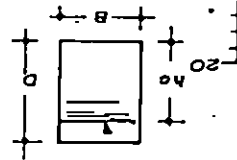
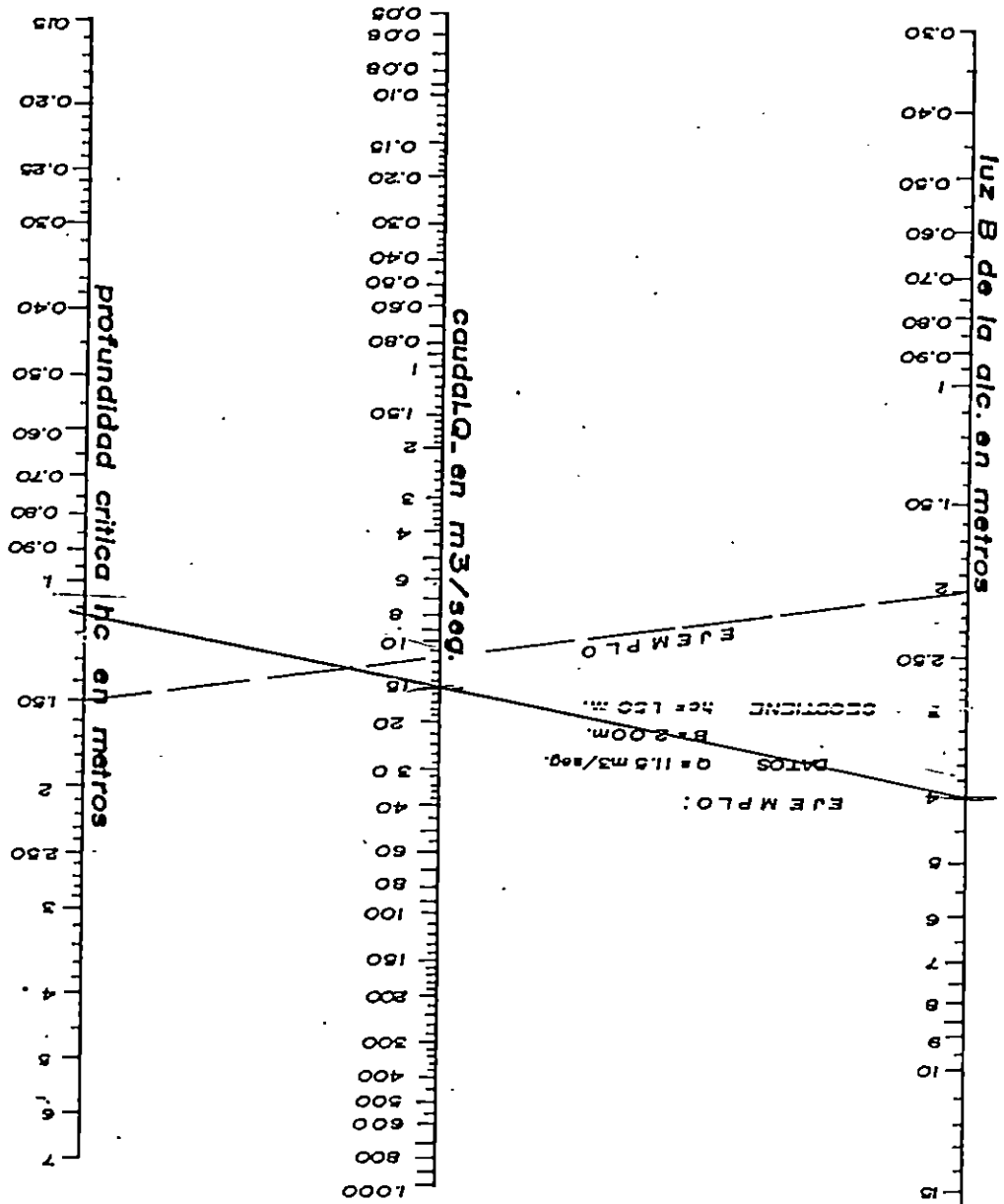


En el caso de que el dintel de salida no este sumergido calcular H_e con los metodos descritos en el procedimiento de diseño.



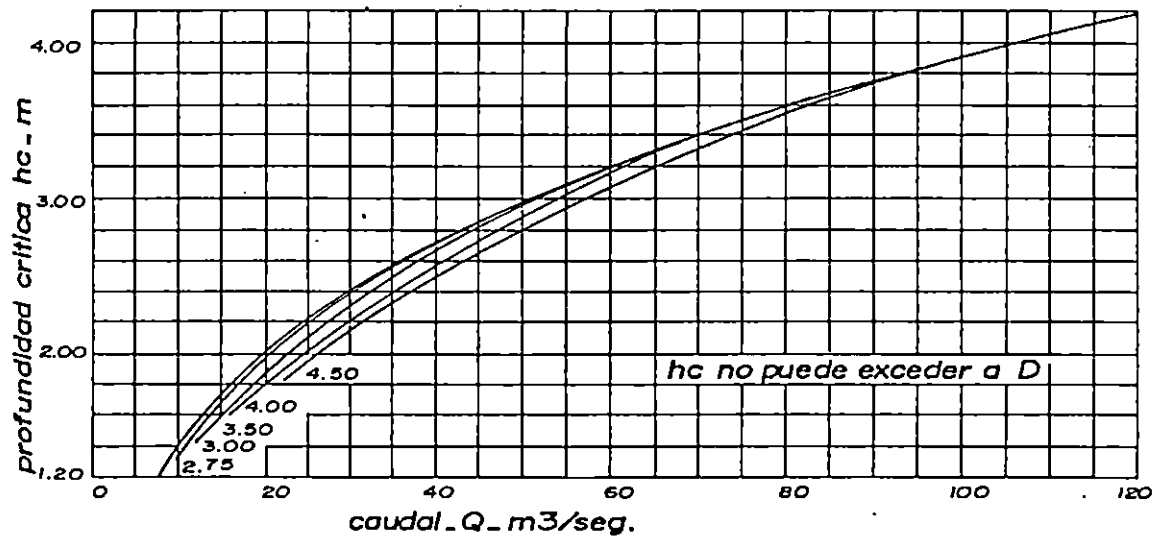
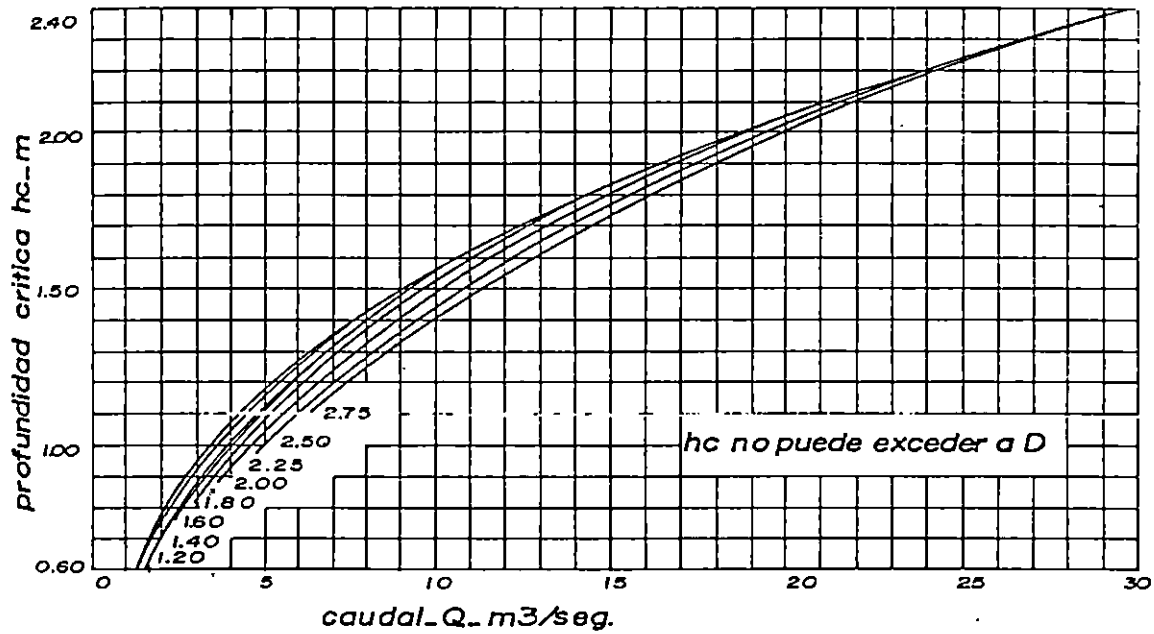
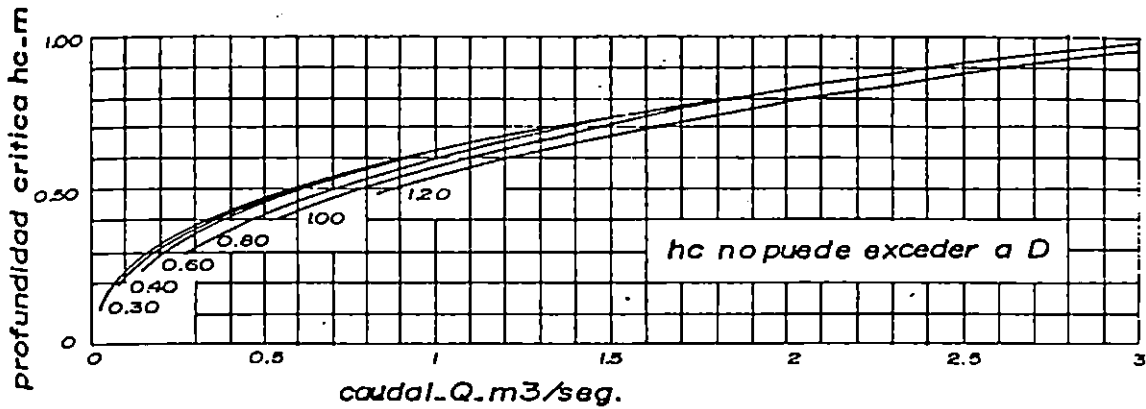
ALT. DE CARGA - H -
 PARA ALCANT. DE CAÑOS
 ABOVEDADOS DE PLANCHAS
 DE METAL CORRUGADO CON
 RADIOS LATERALES DE 0.46
 M. ESCURRIENDO LLENAS.
 n = 0.0327 a 0.0306

SECCION RECTANGULAR
PROFUNDIDAD CRITICA



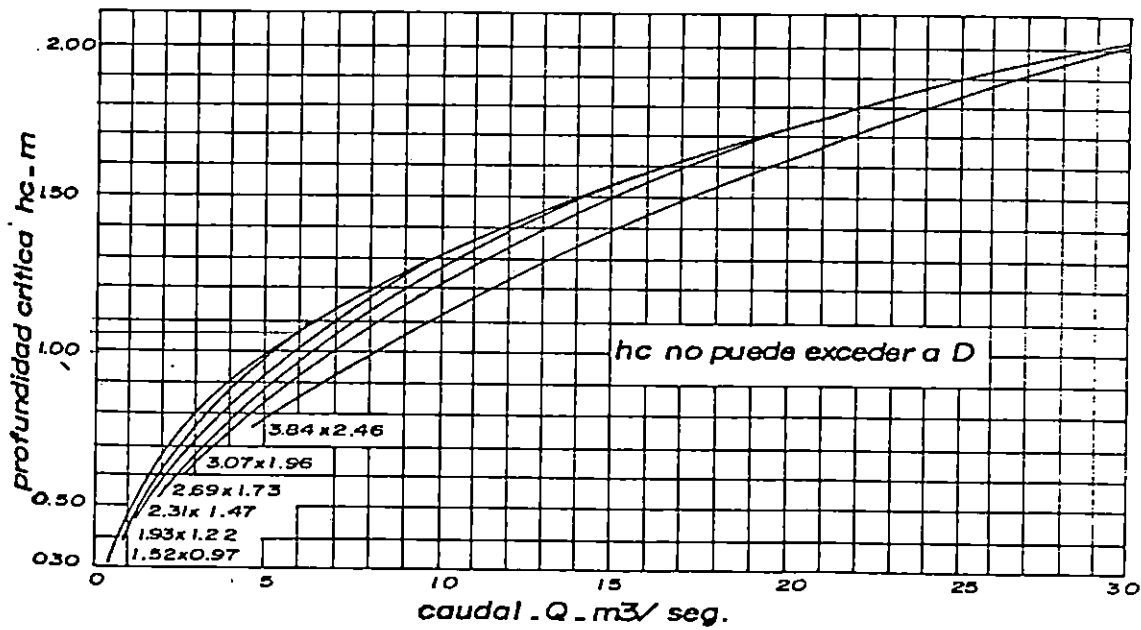
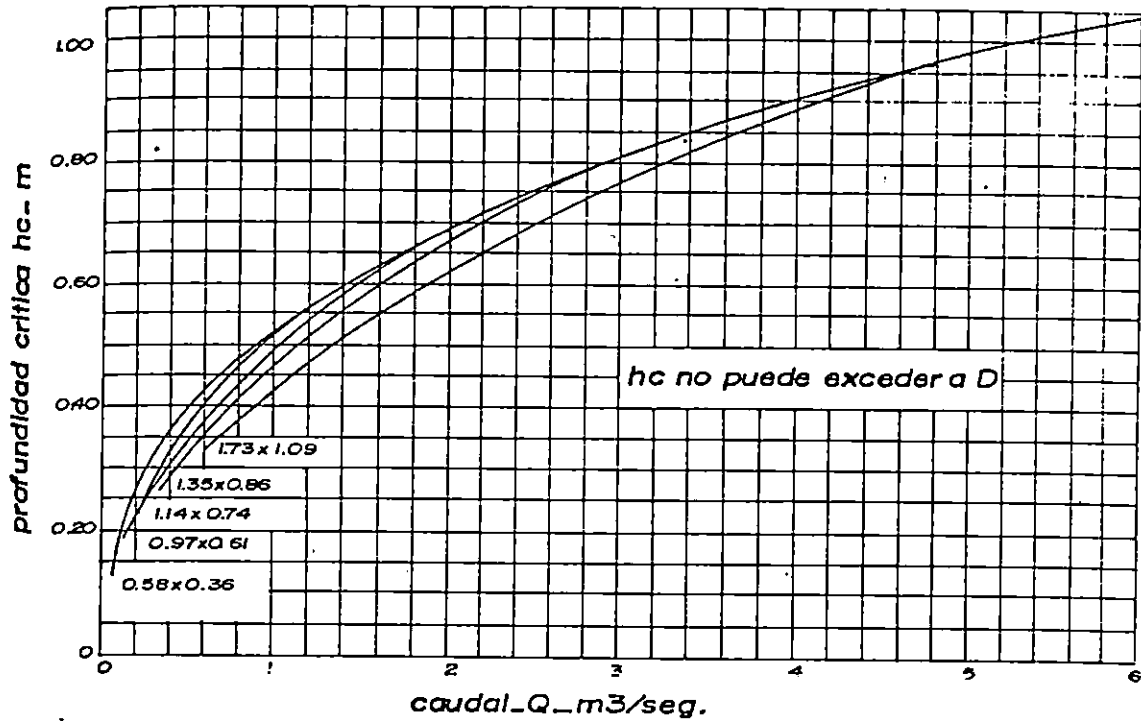
$$h_c = 0.467 \sqrt[3]{(Q/B)^2}$$

nota: hc no puede exceder a D



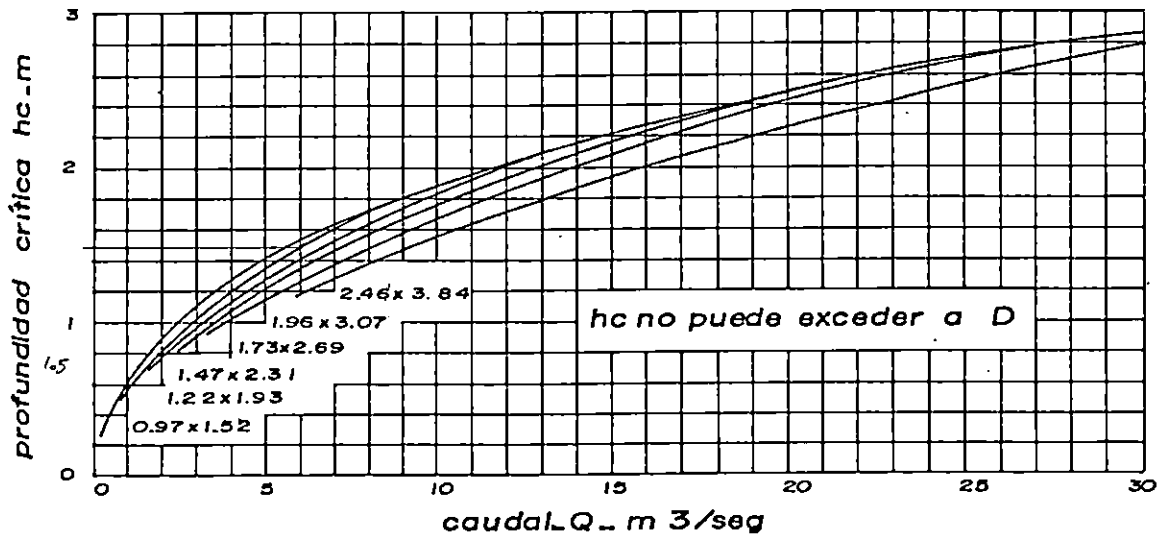
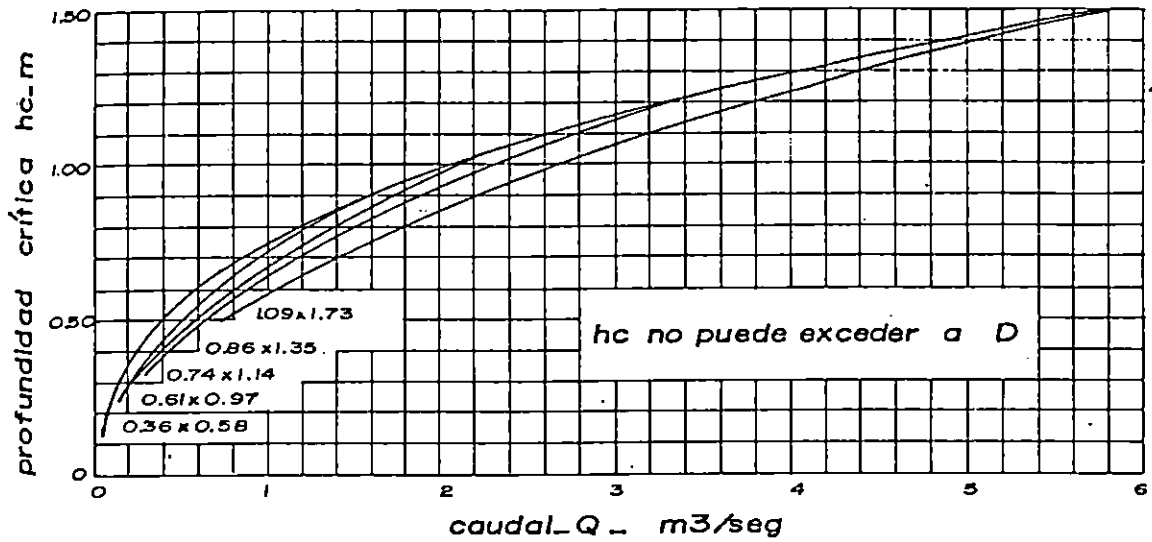
PROFUNDIDAD CRITICA
CAÑOS CIRCULARES

Gráfico 5.16

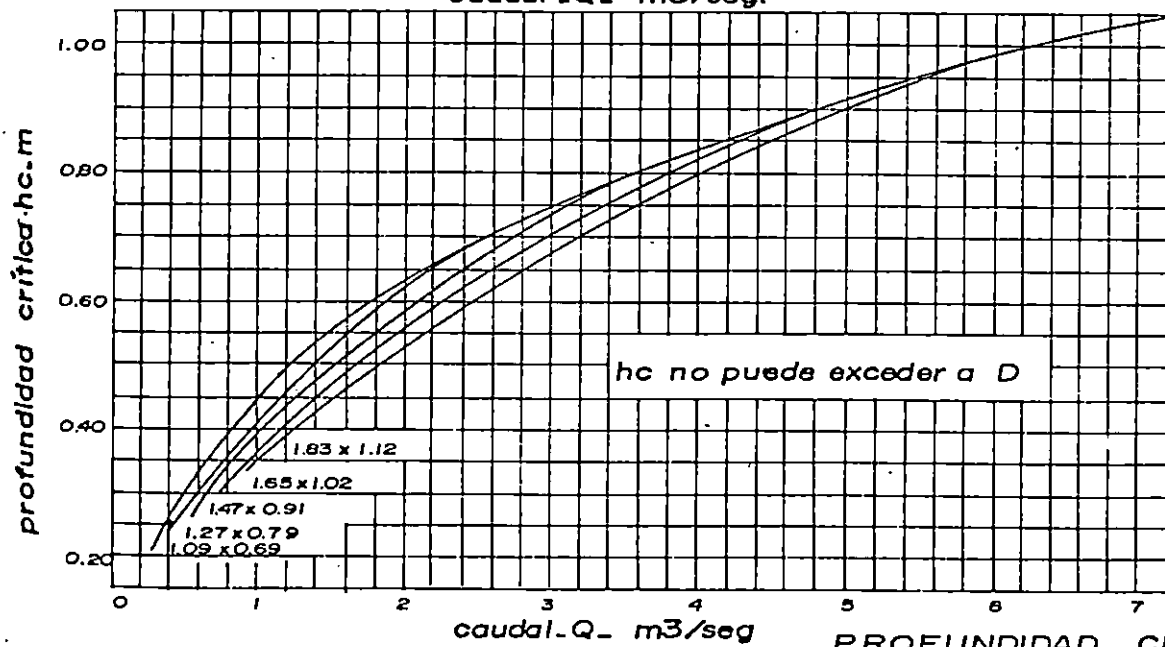
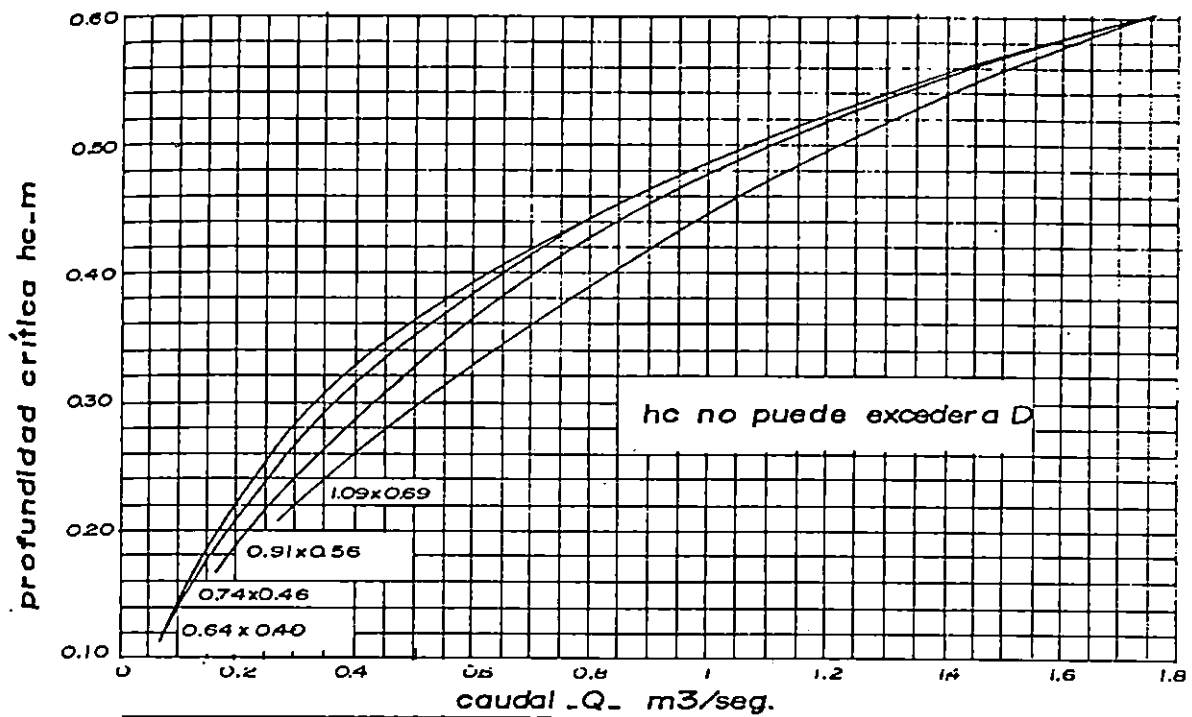


PROFUNDIDAD CRÍTICA
CAÑOS OVALADOS DE HORMIGÓN
EJE MAYOR HORIZONTAL

Gráfico 5.17

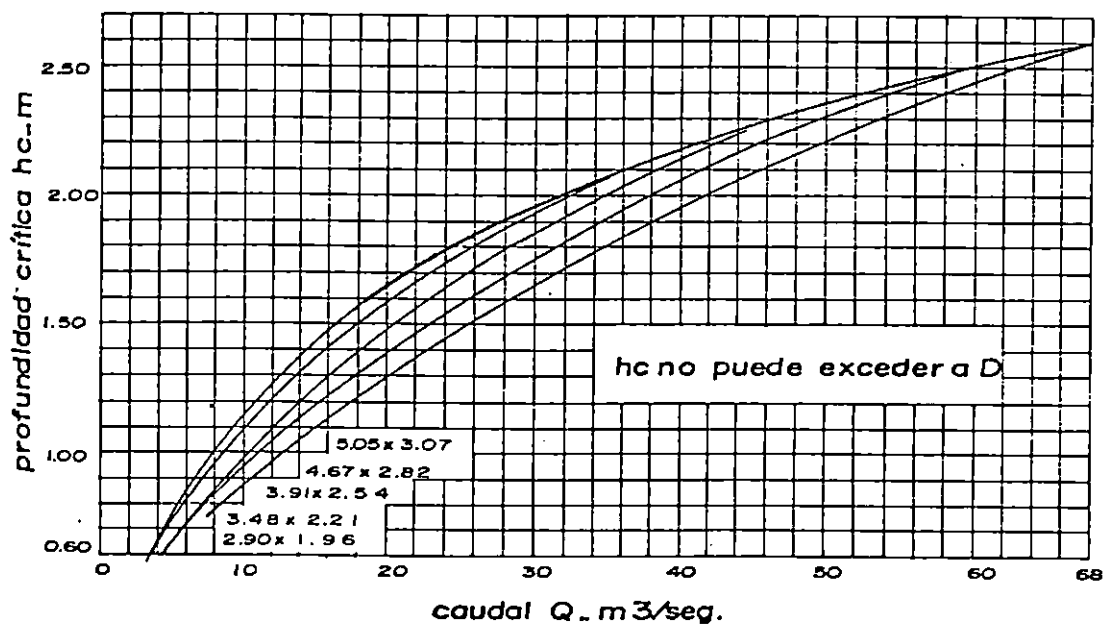
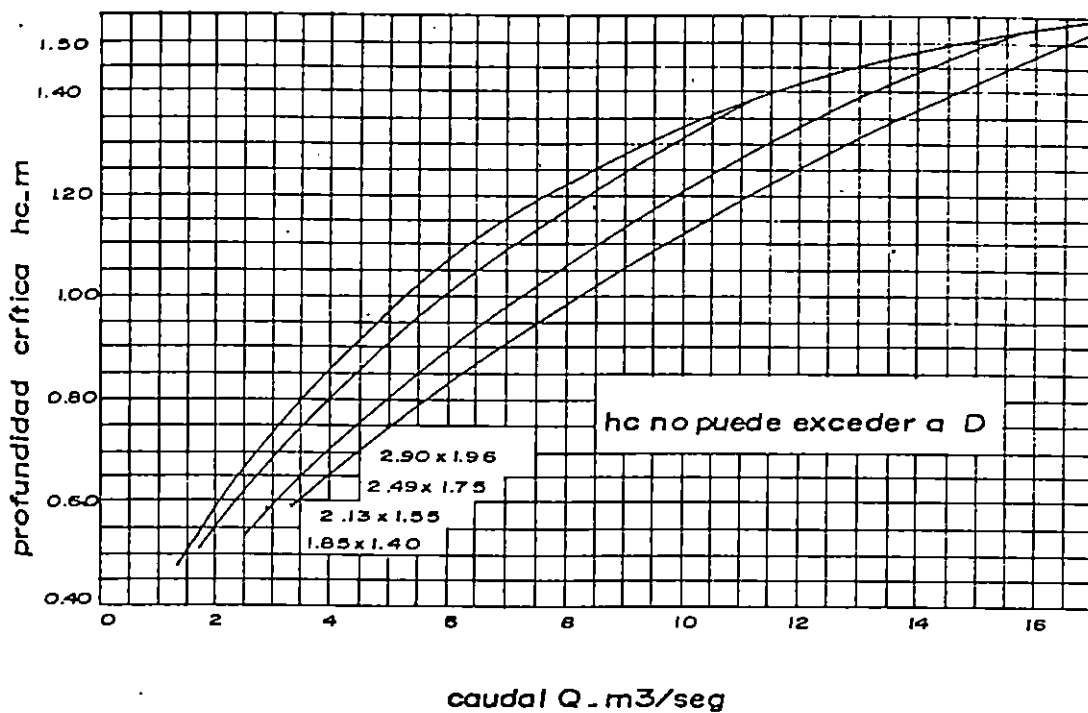


PROFUNDIDAD CRITICA
CAÑOS OVÁLADOS DE HORMIGON
EJE MAYOR VERTICAL



PROFUNDIDAD CRÍTICA
CAÑOS ABOVEDADOS STANDARI
DE METAL CORRUGADO

Gráfico 5.19



PROFUNDIDAD CRÍTICA
CAÑOS ABOVEDADOS DE PLANCHAS
DE METAL CORRUGADO.

5.4.1.7 EJEMPLOS DE DISEÑO

5.4.1.7.1 EJEMPLO DE DISEÑO No. 1

A continuación se presenta el diseño de una alcantarilla, que posee las siguientes características:

- Supone una longitud de 15.22 mts, de donde 5.9mts corresponden a la longitud de entrada y 9.27mts. es con respecto a la longitud de salida.
- Tiene una pendiente del cauce de aproximadamente el 1.2%.
- Manejará un caudal de 6.98mts³/seg.
- Se diseñará una tubería de concreto, asumiendo que el coeficiente de rugosidad $n=0.015$.

Se propone realizar varias tentativas asumiendo diámetros diferentes de la tubería, hasta encontrar aquel que satisfaga la velocidad permisible.

Asumiendo que se instalará una tubería doble de 48" cada tubería, se analizará por control de entrada y por control de salida la carga de entrada (H_e) así:

Considerando Control de Entrada:

Se utilizará el gráfico 5.2 para determinar H_e/D , partiendo de los siguientes datos:

$$Q = (6.98\text{m}^3/\text{seg}) / 2 = 3.49 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 48'' (1.2192\text{mts})$$

Uniendo Q y D en se encuentra que $H_e/D=1.42$

Luego que:

$$He = 1.42 * 1.2192 \text{ mts} = 1.73 \text{ mts} \quad (\text{Rige})$$

$$He = 1.73 \text{ mts con control de entrada}$$

Considerando Control de Salida:

$$\text{Para control de salida se tiene que de: } He = H + H_1 - LSo \quad (\text{Ec-5.7})$$

Con $n = 0.015$ y $K = 0.2$, se necesitará una longitud equivalente de:

$$L_1 = L (n_1/n_2)^2 = 15.22 \text{ mts} (0.015/0.012)^2 = 23.78 \text{ mts}$$

Usando el gráfico 5.9 se tiene $H = 0.62 \text{ mts}$.

Asumiendo descarga libre, se tiene que:

$$H_1 = (h_c + D) / 2$$

h_c = Profundidad crítica obtenida mediante el gráfico 5.12, con $Q = 3.49 \text{ m}^3/\text{seg}$ y

$D = 1.2192 \text{ mts}$, resulta $h_c = 1.02 \text{ mts}$

Entonces:

$$H_1 = (1.02 \text{ m} + 1.2192 \text{ m}) / 2 = 1.12 \text{ mts}$$

Luego: Sustituyendo en Ec. 5.7: $He = 0.62 \text{ mts} + 1.12 \text{ mts} - 15.22 \text{ mts} (0.012) = 1.56 \text{ mts}$

Comparando Control de entrada y Control de salida:

$He_{\text{entrada}} = 1.73 \text{ mts}$ y $He_{\text{salida}} = 1.56 \text{ mts}$, rige control de entrada ya que

$$He_{\text{entrada}} > He_{\text{salida}}$$

Velocidad:

Según figura 5.10, la alcantarilla fluye parcialmente llena, se tiene entonces que:

Utilizando la fórmula de Manning para encontrar la velocidad a tubo lleno:

$$V_{llcna} = (1/n) \cdot R^{2/3} S^{1/2} = (1/0.015) (0.304)^{2/3} (0.012)^{1/2} = 3.31 \text{ m/seg}$$

Area a tubo lleno: $A_{llcno} = \pi D^2 / 4 = \pi \times (1.2192)^2 / 4 = 1.167 \text{ mts}^2$

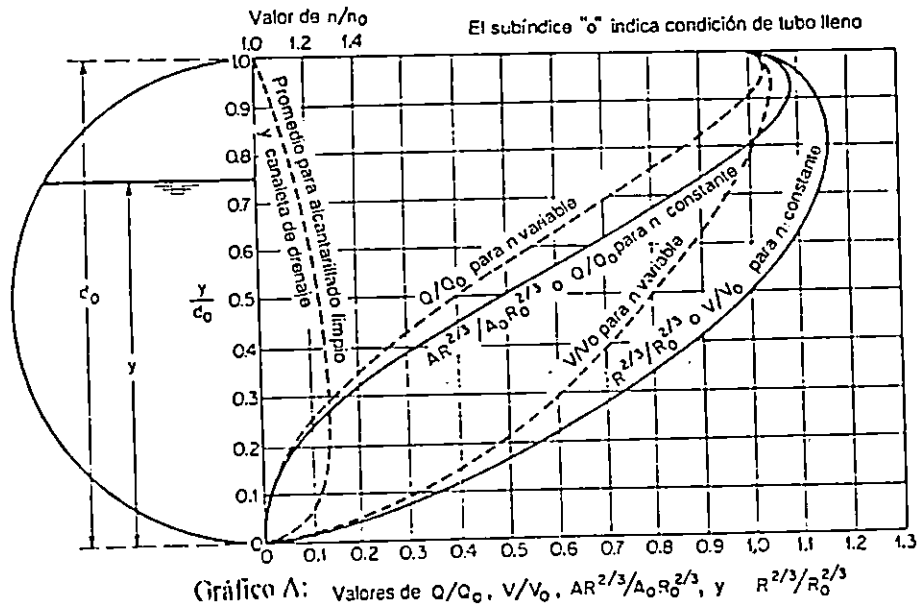
Por continuidad: $Q_{llcno} = AV = 1.167 \text{ mts}^2 (3.31 \text{ mts/seg}) = 3.86 \text{ mts}^3/\text{seg}$

Entonces: $q/Q_{llcno} = 3.49/3.86 = 0.90$, del gráfico A:

$$d/D = 0.73, d = 0.73 (1.2192 \text{ mts}) = 0.89 \text{ mts}$$

Del gráfico A, se obtiene $v/V = 1.13$, por tanto $v = 1.13 (3.31 \text{ mts/seg}) = 3.74 \text{ mts/seg}$.

Entonces se considera apropiado el dimensionamiento anterior, ya que la velocidad anteriormente adquirida corresponde a los valores permisibles, según la tabla 5.1, aunque según la tabla 5.2, se excede la máxima permisible de 3.00 mts/seg.



5.4.1.7.2 EJEMPLO DE DISEÑO No.2

A continuación se presenta el diseño de una alcantarilla, que posee las siguientes características:

- Supone una longitud de 7.92 mts, de donde 3.90mts corresponden a la longitud de entrada y 4.02mts es con respecto a la longitud de salida.
- Tiene una pendiente del cauce de aproximadamente el 1.0%.
- Manejará un caudal de $22.07\text{m}^3/\text{seg}$.
- Se diseñará una caja doble de concreto, asumiendo que el coeficiente de rugosidad $n=0.030$

Las dimensiones propuestas de la caja serán de 2.25mts de alto (D) y de 3.80mts de ancho (B).

Considerando Control de Entrada:

Se utilizará el gráfico 5.1 para determinar H_e/D , partiendo de los siguientes datos:

Con $Q = (22.07\text{m}^3/\text{seg})/2 = 11.04\text{m}^3/\text{seg}$ por ser caja doble y $B=3.80$ mts se tiene $Q/B=5.81$, y $D=2.25$ mts.

Uniendo Q y D en se encuentra que $H_e/D=0.64$

Luego que:

$$H_e=0.64 (2.25\text{mts}) =1.44\text{mts}$$

$H_e=1.44$ mts con control de entrada

Considerando Control de Salida:

Para control de salida se tiene que de: $H_e = H + H_1 - L S_o$ (Ec-5.7)

Con $n=0.030$ y $K=0.4$, se necesitará una longitud equivalente de

$$L_1 = L(n_1/n_2)^2 = 7.92 \text{mts} (0.030/0.012)^2 = 49.5 \text{ mts}$$

Usando el gráfico 5.8 se tiene $H=0.13 \text{mts}$

Asumiendo descarga libre, se tiene que:

$$H_1 = (h_c + D)/2$$

h_c = Profundidad crítica obtenida mediante el gráfico 5.11, con $Q=11.04 \text{ m}^3/\text{seg}$ y

$D=2.25 \text{mts}$, resulta $h_c=0.95 \text{ mts}$

Entonces:

$$H_1 = (0.95 \text{m} + 2.25 \text{m})/2 = 1.6 \text{mts}$$

Luego: Sustituyendo en Ec-5.7: $H_e = 0.13 \text{mts} + 1.6 \text{mts} - 1.792 \text{ mts} \times 0.01 = 1.65 \text{mts}$

(Rige).

Comparando Control de entrada y Control de salida:

$H_{e \text{ entrada}} = 1.44 \text{mts}$ y $H_{e \text{ salida}} = 1.65 \text{mts}$, rige control de salida, ya que $H_{e \text{ salida}} > H_{e \text{ entrada}}$.

Velocidad:

Utilizando la fórmula de Manning para encontrar la velocidad a conducto lleno:

$$V_{\text{llena}} = (1/n) R^{2/3} S^{1/2} = (1/0.030) (0.707)^{2/3} (0.01)^{1/2} = 2.65 \text{ m/seg}$$

Por continuidad: $Q = A V$

$$a = b d$$

$$b = h_1 = H_s$$

$$a = H_1 (D) = 1.60 (3.80) = 6.08 \text{ mts}^2$$

$$v = q/a = 11.04/6.08 = 1.82 \text{ mts/seg}$$

$$A = B \times D = 2.25 (3.80) = 8.55 \text{ mts}^2$$

$$R = A/P = 8.55/12.10 = 0.707$$

$$Q = A V = 8.55 (2.65) = 22.66 \text{ mts}^3/\text{seg}$$

Entonces se considera apropiado el dimensionamiento anterior, ya que la velocidad anteriormente adquirida corresponde a los valores permisibles.

5.4.2 ANALISIS DE FLUJO PRESENTADO POR VEN TE CHOW.

Como primer paso para la aplicación de este método se procede a determinar si la alcantarilla fluirá llena o no.

La altura de agua a la salida de las alcantarillas es un factor que no influye para determinar si éstas fluirán llenas, ya que independientemente de que la salida esté o no sumergida pueden fluir llenas, los principales factores que determinan esta condición, son la profundidad a la entrada y la longitud del cuerpo de la alcantarilla.

Conforme a investigaciones de laboratorio se ha determinado que la entrada en una alcantarilla común no podrá estar sumergida si la carga de agua a la entrada H_e es menor que un cierto valor crítico (H') siempre y cuando la salida no se encuentre

sumergida. El valor de H' varía de 1.2 a 1.5 veces la altura de la alcantarilla (D); dicha variación depende de las condiciones de entrada, y las características del cuerpo de la alcantarilla, sin embargo, para un análisis preliminar, puede utilizarse el límite superior $H' = 1.5 D$, donde D es la altura de la alcantarilla.

Las investigaciones de laboratorio también indican que, aunque la salida de una alcantarilla no esté sumergida, éstas pueden fluir llenas o parcialmente llenas ya que las transiciones que pueden darse dentro del conducto conllevan a que las alcantarillas fluyan llenas. Si la alcantarilla es lo suficientemente larga para que se dé una transición dentro de ella es considerada hidráulicamente larga ($L > 50 D$). De otro modo es considerada hidráulicamente corta.

Cabe aclarar que no es sólo la longitud del cuerpo de la alcantarilla la que determina si una alcantarilla es hidráulicamente corta o larga, ya que para ello se consideran otras características, tales como el tamaño, pendiente, geometría de entrada, carga de agua a la entrada H_e , condiciones de entrada y salida. Los gráficos 5.21 y 5.22 nos ayudan a determinar si una alcantarilla es hidráulicamente corta o larga.

Para propósitos prácticos el flujo de una alcantarilla se puede clasificar en seis tipos como se puede observar en la figura 5.15. La identificación de cada tipo se puede observar en el siguiente detalle:

1. Salida sumergida

Tipo 1

2. Salida no sumergida

2.1 Carga de agua (H_e) mayor que el valor crítico (H'): $H_e > H'$

- | | |
|---|--------|
| a) Alcantarillas hidráulicamente largas | Tipo 2 |
| b) Alcantarillas hidráulicamente cortas | Tipo 3 |
| 2.2 Carga de agua (H_e) menor que el valor crítico (H_c'): $H_e < H_c'$ | |
| a) Profundidad del flujo mayor que la crítica: ($Y_t > Y_c$). | Tipo 4 |
| b) Profundidad del flujo menor que la crítica ($Y_t < Y_c$) | |
| b-1 Pendiente subcrítica | Tipo 5 |
| b-2 Pendiente supercrítica | Tipo 6 |

Si la salida es sumergida, la alcantarilla fluirá llena como una tubería, y el flujo será del Tipo 1 tal como se muestra en la figura 5.15.1 Si la salida no está sumergida, la carga de agua H_e puede ser mayor o menor que el valor crítico (H_c'). Cuando la carga de agua (H_e) es mayor que el valor crítico, $H_e > H_c'$, la alcantarilla puede ser hidráulicamente corta o larga, éstas pueden diferenciarse por medio de los gráficos 5.21 y 5.22. El flujo es del Tipo 2 si la alcantarilla es hidráulicamente larga (fig.5.15.2), y del Tipo 3 si es hidráulicamente corta (fig. 5.15.3). Cuando la carga de agua H_e es menor que la crítica. ($H_e < H_c'$), la profundidad del flujo en la descarga puede ser mayor o menor que la profundidad crítica. Para niveles aguas abajo más altos que el valor crítico, el flujo es del Tipo 4 (fig. 5.15.4). Para niveles aguas abajo menores que el valor crítico, el flujo es del Tipo 5 (fig.5.15.5) si la pendiente de la alcantarilla es subcrítica, y del Tipo 6 (fig. 5.15.6) si la pendiente es supercrítica.

En la clasificación anterior, hay una excepción en el flujo del Tipo 1 ya que puede

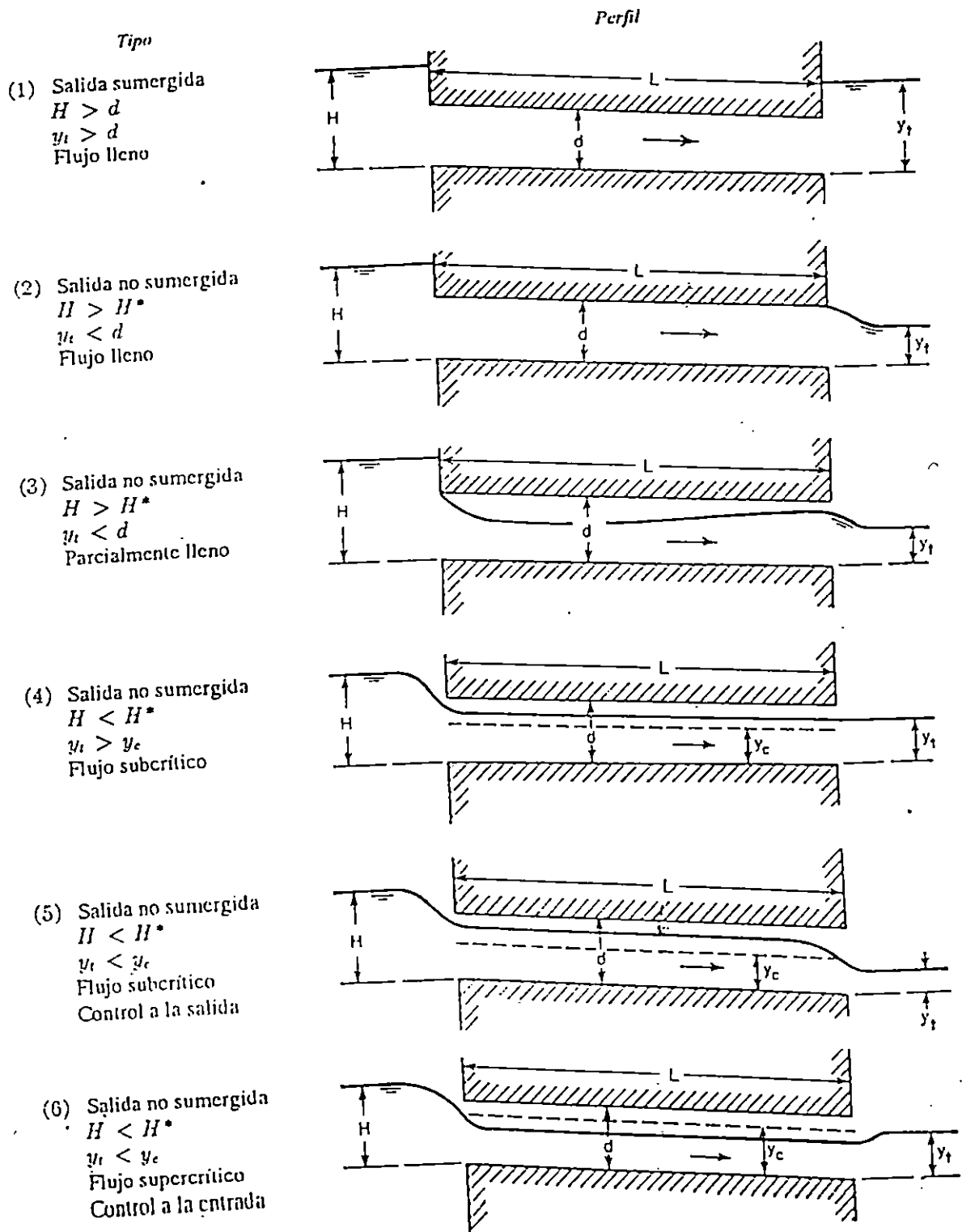


Fig. 5.15 Tipos de Flujo en Alcantarillas

ser con la profundidad en la salida ligeramente mayor que la profundidad crítica o con la profundidad arriba del dintel de la alcantarilla en la salida, si la pendiente del fondo es muy inclinada.

Los Tipos de flujo 1 y 2 pueden considerarse como flujo en tubería o conducto cerrado y el flujo Tipo 3 puede considerarse como flujo en orificio, en cambio los flujos Tipos 4,5 y 6 pueden considerarse como flujo en vertedero.

Para flujo Tipo 3, la alcantarilla actúa como orificio. El coeficiente de descarga, varía aproximadamente desde 0.45 a 0.75. Para flujo de los Tipos 4, 5 y 6, la entrada no está sellada por el agua y actúa como vertedero. El coeficiente de descarga varía aproximadamente desde 0.75 a 0.95, dependiendo de la geometría de entrada y la condición de la carga (H_e). El flujo del Tipo 4 es subcrítico a través de toda la longitud de la alcantarilla. El flujo del Tipo 5 es subcrítico y en consecuencia, la sección de control está en la entrada.

Por propósitos prácticos, una solución aproximada para el cálculo hidráulico de diseño de una alcantarilla, se puede obtener por medio de los gráficos 5.23 y 5.24 para alcantarillas de cajón* y alcantarillas circulares respectivamente. Ambos gráficos suministran información solamente para alcantarillas que tienen entradas de bordes cuadrados. Para alcantarillas que tienen entradas redondeadas, bajo condiciones medias, el valor H/d se puede estimar de una manera aproximada, a través de las siguientes expresiones, en las cuales H/D se refiere a la relación de la carga de agua a la altura de la tubería para alcantarilla con entrada de bordes cuadrados:

* Los datos para alcantarillas de cajón fueron preparados por analogía de la experiencia con alcantarillas circulares y se cree que son conservativos

TIPO	H/D < 1.0	H/D > 1.5
CIRCULAR	0.87 H/D	1.09 + 0.10 H/D
CAJÓN	1.00 H/D	0.62 + 0.46 H /D

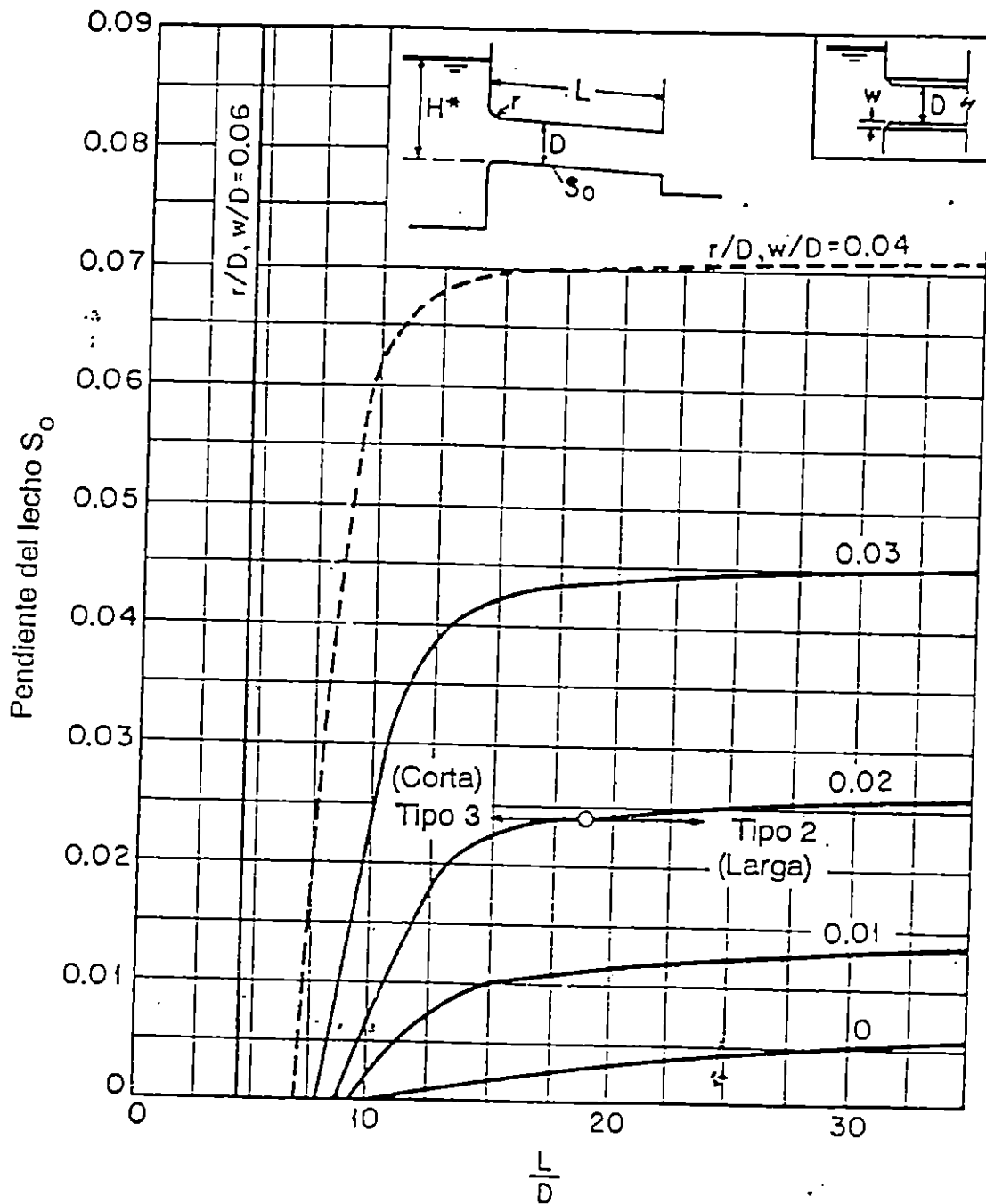


Grafico 5.21 Criterios para alcantarillas cuadradas o circulares hidráulicamente cortas y largas con cuerpos en concreto y entradas cuadradas, redondeadas o biseladas desde un muro de aguas arriba vertical, con muros de aproximación o sin ellos (U.S Geological Survey)

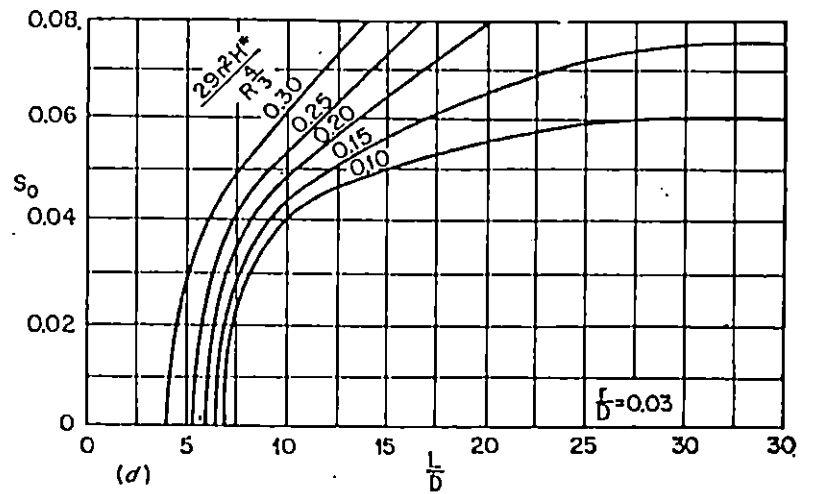
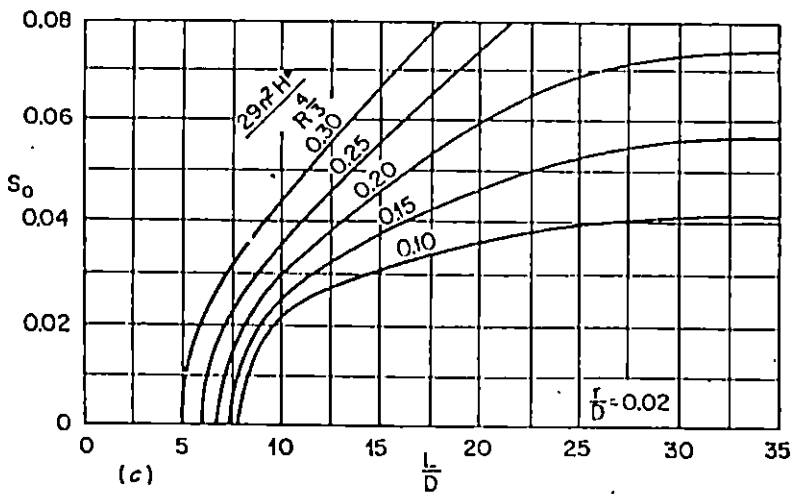
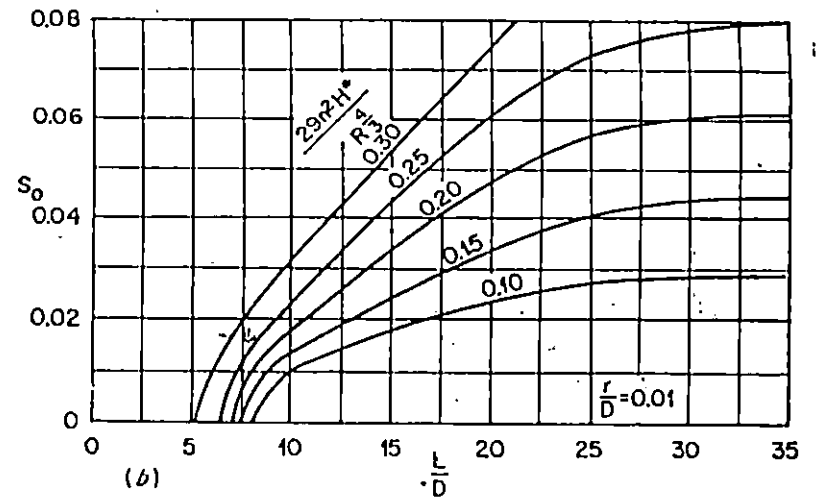
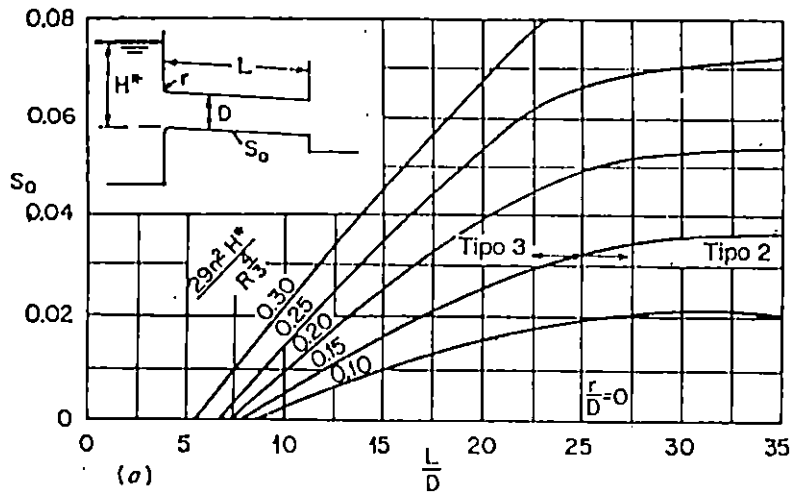


Grafico 5.22 Criterios para alcantarillas hidráulicamente cortas o largas con cuerpos rugosos hechos de tubería corrugada (U.S Geologica Survey)

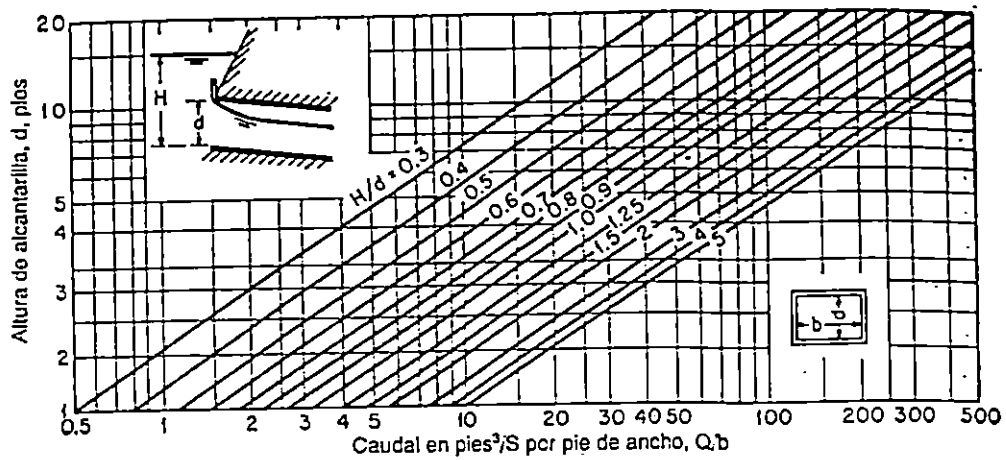


Grafico 5.23 Diagrama para estimar la profundidad de aguas arriba en alcantarillas cuadradas con entradas de aristas cuadradas que fluyen parcialmente llenas (Con base en lios datos del U.S Bureau of Public Roads

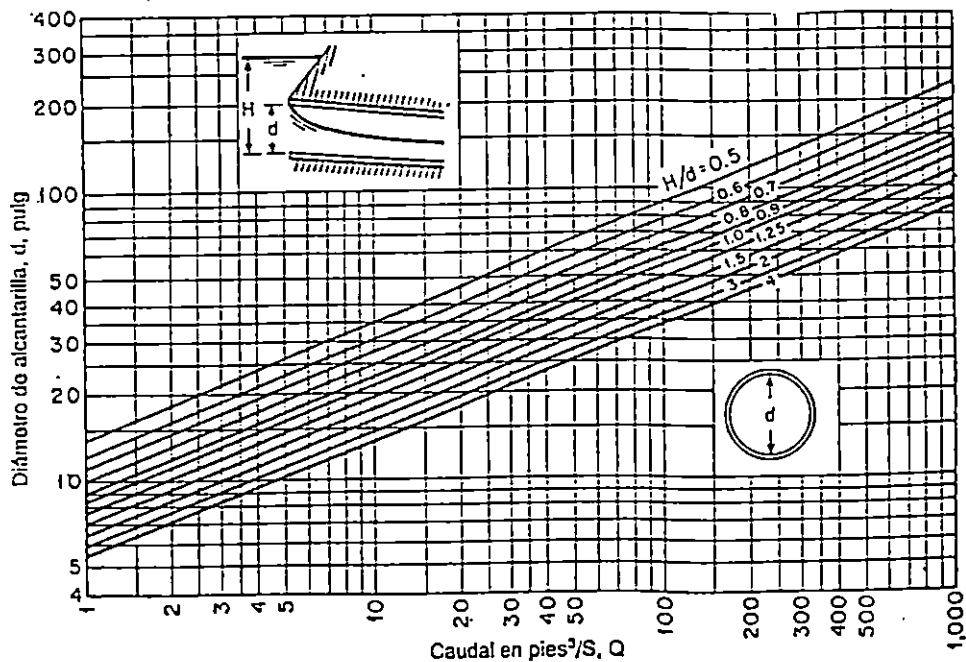


GRAFICO 5. 24Alcantarillas con entradas fluyendo Parcialmente llenas.

5.5 ASPECTO ESTRUCTURAL

La capacidad de resistencia de una tubería, está en función directa con las condiciones de su instalación, así como de la resistencia misma de la tubería.

Dado que de las condiciones de instalación depende la resistencia que la estructura pueda presentar a las cargas impuestas, se hace necesario tener especial cuidado para cumplir con lo establecido en el diseño.

Las condiciones más comunes de instalación para tuberías, a las que hace referencia el párrafo anterior son: zanja, túnel y terraplén.

- **Zanja :**

Cuando la tubería se instala en una zanja relativamente estrecha, abierta en el suelo natural y rellenada hasta el nivel original (fig. 5.16 a).

- **Túnel:**

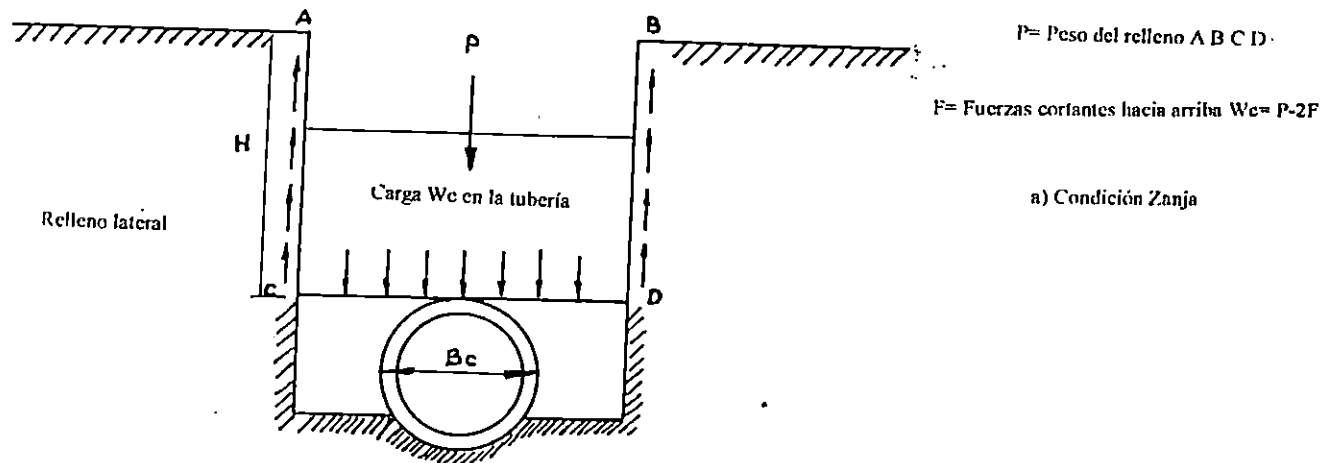
Cuando la profundidad a la que se colocará la tubería es demasiado grande para excavar una zanja abierta, o cuando existen dificultades para construirla debido a obstrucciones en el terreno (fig.5.16 b).

- **Terraplén:**

Cuando la tubería es instalada sobre la superficie natural del suelo o en ancho de zanja grande y luego es cubierta con el suelo, (fig.5.16c). Pueden presentarse los siguientes casos:

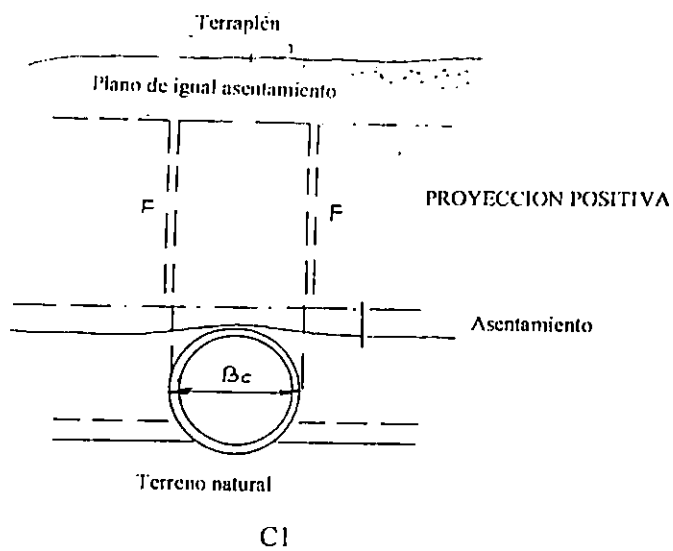
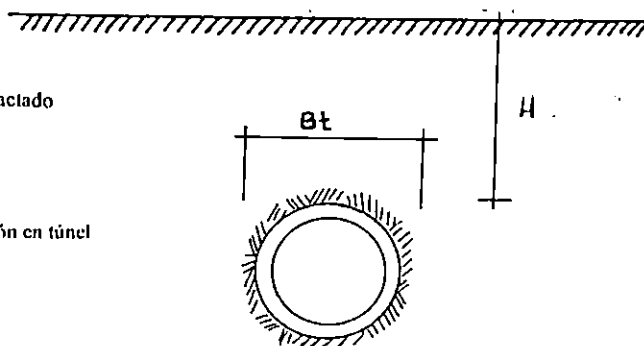
A) *Conducto de Proyección Positiva* (ver figura 5.16.c₁), cuando la parte superior de la tubería está arriba de la superficie original del suelo.

- B) *Conducto de Proyección Negativa* (figura 5.16.c₂), cuando la parte superior de la tubería está por debajo de la superficie original del terreno y la zanja es demasiado estrecha con respecto al diámetro de la tubería; además el material del sitio en donde se excava la zanja es resistente, de tal forma que la misma se mantiene.
- C) *Conducto de Zanja Imperfecta* (figura 5.16.c₃), empleado para minimizar las cargas en el conducto bajo terraplenes altos.



Espacio entre el conducto y el terreno natural, relleno con material compactado
 β_t = Límite de excavación del túnel

b) Condición en túnel



c) Condiciones del terraplén

PROYECCION NEGATIVA

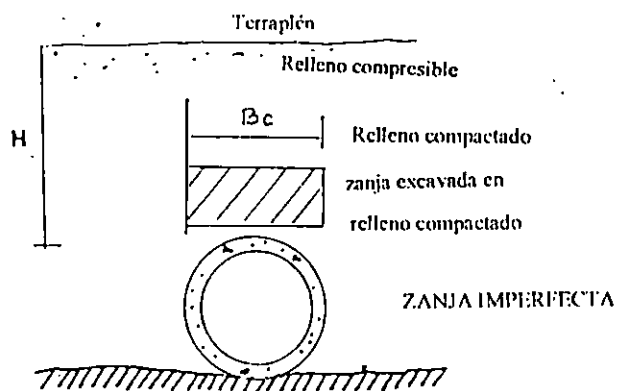
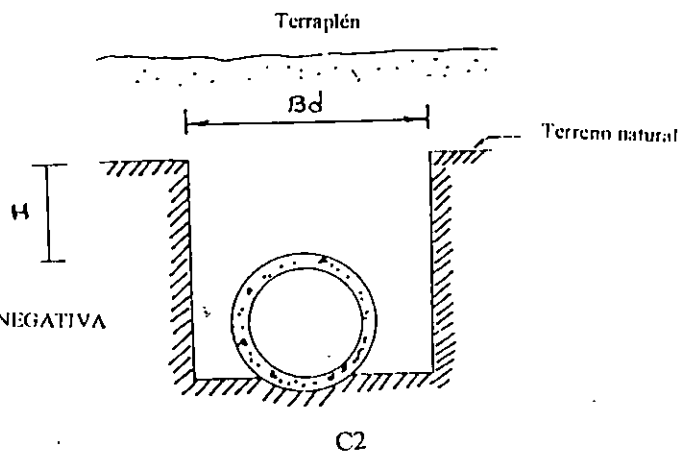


Fig. 5.16 Condiciones de Instalación de las Tuberías

5.5.1 CARGAS SOBRE CONDUCTOS.

Para fines de diseño, deben considerarse los dos tipos de cargas tradicionales (muertas y vivas), que actúan sobre los conductos. Las cargas muertas, son provocadas por los empujes de tierra; mientras que las cargas vivas, provienen del tráfico que circula sobre ellas.

- *CARGAS MUERTAS:*

La fórmula general para determinar el peso sobre la tubería, así como sus distintas variantes*, se presentan en la tabla 5.7.

* Los estudios para la determinación de tales fórmulas, fueron realizados por Anson Marston.

CONDICION	FORMULAS	DEFINICION DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS
GENERAL	$W = C w B^2$	W= Carga vertical por unidad de longitud; w = Peso unitario de la tierra por unidad de volumen; B = Ancho de la zanja o conducto, dependiendo de las condiciones de instalación ; y C = Coeficiente adimensional, dependiendo de las condiciones de instalación .
ZANJA	T. rígida $W_c = C_d w B_d^2$ T . flexible $W_c = O_d w B_c B_d$	Wc = Carga de tubería, en lb/pie (kg/m); w = Peso unitario del suelo relleno, en lb/pie ³ (kg/m ³); Bd = Ancho de la zanja en la cima de la tubería pies (m); Bc = Ancho exterior de la tubería en pies (m); y Cd = Coeficientes de carga, en función de la altura por relleno al ancho de zanja, y del coeficiente de fricción entre el relleno y los lados de la zanja.
TERRAPLEN	Proyección positiva (rígidos o flexibles) $W_c = C_c w B_c^2$ Proyección negativa $W_c = c_n w B_d^2$	Wc = Carga en el conducto, lb/pie (kg/m); w = peso unitario del suelo, en lb/pie ³ (kg/m ³); Bc = Ancho interior del conducto en pies (m); Bd = Ancho de la zanja en pies (m); Cc = Coeficiente de carga; y Cn = Coeficiente de carga.
TUNEL	$W_t = C_t B_t (w B_t - 2 c)$	Wt = Carga sobre la tubería o soporte del túnel, en lb/pie (kg/m); w = Peso unitario del suelo, arriba dl túnel, en lb/pie ³ (kg/m ³); Bt = Ancho máximo de excavación del túnel, en pies (m); (Bc en caso de tuberías empaquetadas) c = Coeficiente de cohesión, en lb/pie ² (kg/m ²) y Ct = Coeficiente de carga, en función de la relación de distancias de la superficie de suelo a la cima del túnel a el ancho de la excavación del túnel; y del coeficiente de fricción interna del material del túnel.

Tabla 5.7 Cálculo del empuje de la tierra sobre la tubería .

En el cuadro anterior, el rango de valores para el coeficiente de carga C_d y C_t , para distintos tipos de suelos, pueden observarse en la tabla 5.8

TABLA 5.8: VALORES DE C_d Y C_t PARA LA TABLA 5.7

MATERIAL	C_d	C_t
Suelos granulares sin cohesión	0.1 - 2.6	0 - 2.6
Arenas y gravas	0.1 - 3.0	0 - 3.0
Suelos sobresaturados	0.1 - 3.3	0 - 3.3
Arcillas	0.1 - 3.8	0 - 3.8
Arcillas saturadas	0.1 - 4.6	0 - 4.3

- **CARGAS VIVAS.**

Los efectos de esta carga, dependen en gran medida del espesor del colchón de tierra que se encuentre sobre el tubo. Dicha carga puede ser de dos tipos: concentrada o distribuída.

a) Carga concentrada: (ver fig. 5.17a).

Los efectos transmitidos al interior del suelo por la rueda de un vehículo, se pueden valorar con una aproximación aceptable al emplear la teoría de Boussinesq, la cual se expresa:

$$W_v = C_s \frac{P F}{L} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Donde:

W_v : Carga viva por unidad de longitud, que actúa sobre el conducto en Kg/mts.

C_s : Coeficiente de carga en función de $B_c/2H$ y $L/2H$; (tabla 5.9)

F : Factor de impacto. (ver tabla 5.10).

L : Longitud efectiva del conducto en mts.

P : Carga concentrada en Kg.

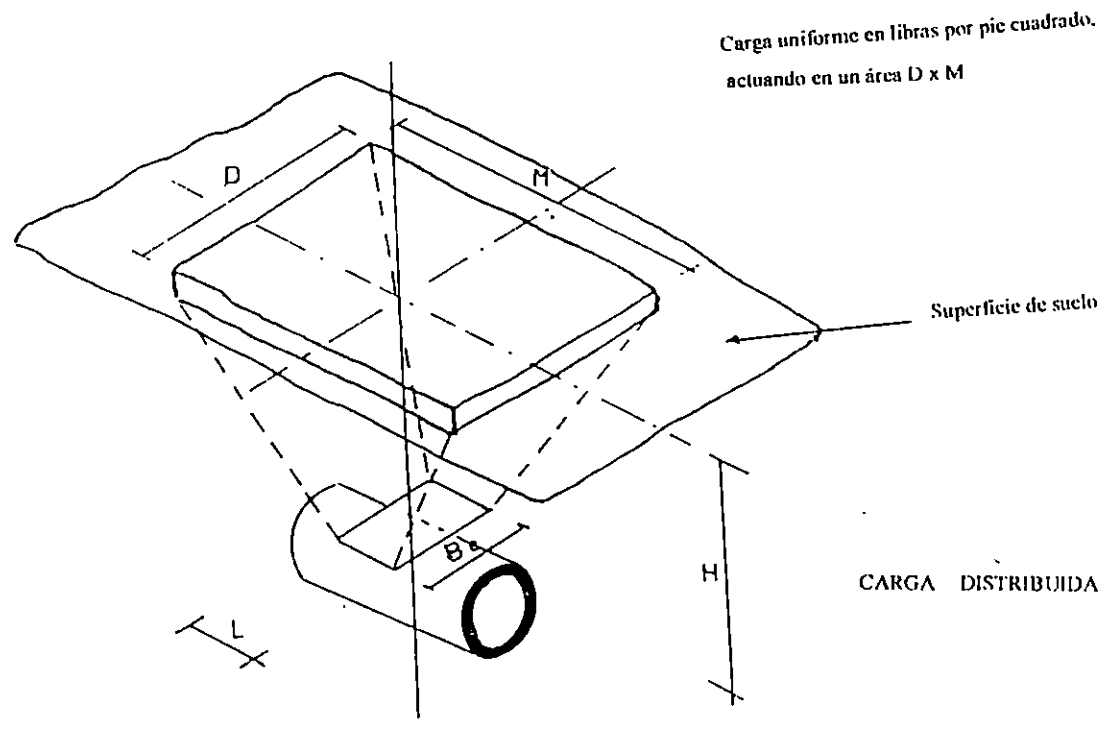
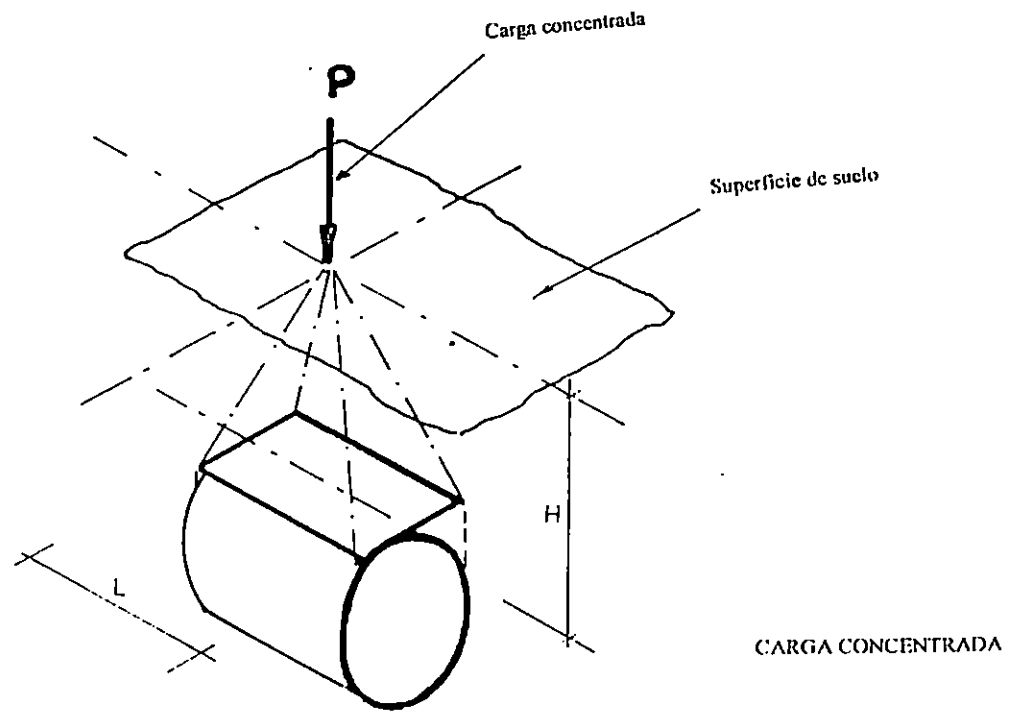


Fig. 5.17 Tipos de Cargas

$\frac{D}{2H}$	M o $\frac{L}{2H}$													
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0
0.1	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0.128
0.2	0.037	0.072	0.103	0.131	0.155	0.174	0.189	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0.348
0.3	0.053	0.103	0.149	0.190	0.224	0.252	0.274	0.292	0.306	0.318	0.333	0.345	0.355	0.360
0.4	0.067	0.131	0.190	0.241	0.384	0.320	0.349	0.373	0.391	0.405	0.425	0.440	0.454	0.460
0.5	0.079	0.155	0.224	0.284	0.336	0.379	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.525	0.540	0.548
0.6	0.089	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467	0.499	0.524	0.544	0.572	0.596	0.613	0.624
0.7	0.097	0.189	0.274	0.349	0.414	0.467	0.511	0.546	0.584	0.597	0.628	0.650	0.674	0.688
0.8	0.103	0.202	0.292	0.373	0.441	0.498	0.546	0.584	0.615	0.639	0.674	0.703	0.725	0.740
0.9	0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574	0.615	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0.784
1.0	0.112	0.219	0.318	0.405	0.481	0.544	0.597	0.638	0.673	0.701	0.740	0.774	0.800	0.616
1.2	0.117	0.229	0.333	0.425	0.505	0.572	0.628	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.849	0.868
1.5	0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.596	0.650	0.703	0.742	0.774	0.820	0.861	0.894	0.916
2.0	0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674	0.725	0.766	0.800	0.849	0.894	0.930	0.956

NOTA: Coeficientes de influencia para la solución de la integración de Holl's de la ecuación lineal de Boussinesq para esfuerzos verticales.

TABLA 5.9 VALORES DEL COEFICIENTE C_s , PARA CARGAS SOBREPUESTAS CONCENTRADAS Y DISTRIBUIDAS. (VERTICALMENTE CENTRADAS SOBRE LA TUBERÍA)

TABLA 5.10: FACTORES DE IMPACTO.

TIPO DE TRAFICO	F
<i>Carretera</i>	<i>1.50</i>
<i>Ferrocarril</i>	<i>1.75</i>
<i>Aeropuerto:</i>	
<i>Pista de despegue</i>	<i>1.00</i>
<i>Antepista</i>	<i>1.50</i>

b) Carga distribuída: (Ver fig. 5.17b).

Para este caso se considera que el peso de una locomotora se distribuye uniformemente en un área igual a la longitud entre ruedas, multiplicada por la longitud de unión. La determinación de este tipo de carga se hace a través de la ecuación Newmark-Boussinesq, la cual expresa:

$$Wsd = Cs P F Bc \quad (\text{Ec. 5.9})$$

Donde :

Wsd: Carga en el conducto, en Kg / mts.

Cs: Coeficiente de carga, en función de D/2H y M/2H (Tabla 5.9)

P: Intensidad de carga distribuída en kg/mts².

F: Factor de impacto, (Tabla 5.10).

Bc: Diámetro externo del conducto, en mts.

Donde:

H: Altura del relleno, desde la cima del conducto a la superficie del suelo, en mts.

D y M : Ancho y longitud del área sobre la cual actúa la carga distribuída, en mts (ver Fig. 5.17b).

5.5.2 RESISTENCIA Y CARGA EN LAS ALCANTARILLAS

De las investigaciones, del profesor Anson Marston y sus colaboradores del Iowa State se deduce que la carga producida por el relleno que actúa sobre los tubos enterrados en zanjas, la soporta casi enteramente el sector superior de 90° , siendo su intensidad algo mayor en el centro, mientras que la presión de la fundación se distribuye más o menos uniformemente sobre el cuadrante del fondo, según el cuidado que se haya tenido al colocarlos. Si la forma del fondo de la zanja no se adapta a la del tubo, la presión de la fundación se concentrará en la parte central del fondo. La carga tiende a producir un aumento del diámetro horizontal del tubo, y las fallas se ocasionan por la producción de grietas en los puntos en los diámetros vertical y horizontal que cortan la superficie del tubo. Posteriormente a la producción de la falla, la tubería puede por sí misma adaptarse a la carga, en cuyo caso puede no llegar a hundirse o aplastarse.

El ancho de la zanja en el lugar donde termina el sector superior de 90° del tubo (ver fig. 5.18), o exactamente por debajo de la parte alta del mismo, es la dimensión transversal o de anchura, que interviene en la carga que se ejerce sobre el tubo. Si la zanja es más ancha por debajo de este punto, el rozamiento entre la tierra de relleno y la que forma los lados de la zanja no contribuye a reducir la carga. Por otra parte, la zanja puede ensancharse por debajo del punto crítico sin incrementar la carga. Esto se explica por el hecho de que el relleno en las porciones extremas de la zanja es más somero y no asienta tanto como el que queda sobre el tubo, produciéndose un efecto de rozamiento sobre el relleno más profundo que reduce la carga ejercida sobre el tubo. Como

consecuencia, y cualesquiera que sean las condiciones de la anchura de la zanja por encima del tubo, debe mantenerse a un mínimo que permita colocarlo sin dificultades y realizar los empalmes por debajo de la parte superior del tubo. Una regla útil para la anchura de la zanja es $3/2 d + 30$, en la que d es el diámetro interior del tubo, en centímetros.

Según Marston, la carga en el tubo enterrado puede hallarse por la fórmula:

$$W = C w B^2 \quad (\text{Ec. 5.10})$$

En la que W es la carga que soporta el tubo en kg/mt lineal de zanja; w , el peso del material de relleno de la zanja, en kg/mts³; B , la anchura en mts de la zanja, exactamente por debajo de la parte superior del tubo; C , un coeficiente que depende de la profundidad de la zanja hasta la parte superior del tubo y de los materiales de relleno. La tabla 5.11 da los valores de C que deben emplearse con la fórmula, y la tabla 5.12 los pesos de varios materiales de relleno.

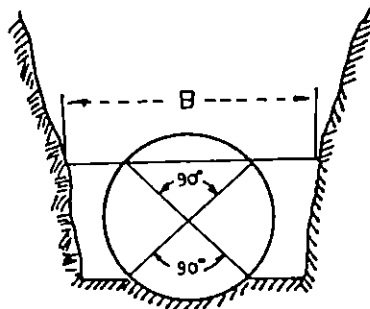


Fig. 5.18 Esquema en el que se define la dimensión B de la fórmula que da la carga soportada por los tubos enterrados.

TABLA 5.11 VALORES DE C PARA SU EMPLEO EN LA FÓRMULA $W = CWB^2$

<i>Relación entre la profundidad y la anchura de la zanja.</i>	<i>Arena y tierra vegetal húmeda.</i>	<i>Tierra vegetal saturada.</i>	<i>Arcilla Húmeda</i>	<i>Arcilla Saturada</i>
0.5	0.46	0.46	00.47	0.47
1.0	0.85	.86	.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.24	1.28
2.0	1.46	1.50	1.56	1.62
2.5	1.70	1.76	1.84	1.92
3.0	1.90	1.98	2.08	2.20
3.5	2.08	2.17	2.30	2.44
4.0	2.22	2.33	2.49	2.66
4.5	2.34	2.47	2.65	2.87
5.0	2.45	2.59	2.80	3.03
5.5	2.54	2.69	2.93	3.19
6.0	2.61	2.78	3.004	3.33
6.5	2.68	2.86	3.14	3.46
7.0	2.73	2.93	3.22	3.57
7.5	2.78	2.98	3.30	3.67
8.0	2.81	3.03	3.37	3.76
8.5	2.85	3.07	3.42	3.85
9.0	2.88	3.11	3.48	3.92
9.5	2.90	3.14	3.52	3.98
10.0	2.92	3.17	3.56	4.04
11.0	2.95	3.21	3.63	4.14
12.0	2.97	3.24	3.68	4.22
13.0	2.99	3.27	3.72	4.29
14.0	3.00	3.28	3.75	4.34
15.0	3.01	3.30	3.77	4.38
<i>mucho mayor</i>	3.03	3.33	3.85	4.55

TABLA 5.12 PESOS DE LOS MATERIALES DE RELLENO DE ZANJAS.

MATERIAL	Kg / mts³
Arena seca.....	1600
Arena húmeda	1840
Arena mojada.....	1920
Arcilla húmeda.....	1920
Arcilla saturada	2080
Tierra vegetal saturada	1840
Arena y tierra vegetal húmeda.....	1600

El proceso de tendido de los tubos tiene mucha relación con la resistencia desarrollada por los mismos. En la figura 5.19 se indican los métodos de colocación de los tubos y la producción de la resistencia desarrollada correspondiente al método de los tres puntos de apoyo. El tipo de asentamiento 1 se usa frecuentemente, pero es un sistema no muy bueno, puesto que añade al tubo menos resistencia de soporte que los restantes tipos de asentamientos. El tipo 2 ha sido muy recomendado, pero la mano de obra que requiere para dar forma al lecho de la zanja relacionado con los costos actuales de dicha mano de obra hace que el método sea desfavorable en comparación con el costo de los tipos 3 y 4. El tipo 5 emplea un apoyo de hormigón, y el factor de carga aumenta hasta 2.8 si el hormigón se vibra. Todos los factores de carga son aplicables a los tubos de resistencia normal y a los extrarresistentes excepto el del tipo 6, que sólo es aplicable a tubos de resistencia normal. El material seleccionado tal como se muestra en la fig. 5.19 es tierra o arena, libre de piedras o terrones, y que se pueda colocar en capas de 15 cm apisonadas. Si bien muchos ingenieros emplean los asentamientos y resistencias que se indican en la fig. 5.19, las normas orientativas de la ASTM exigen un espesor del lecho en todos los tipos de instalaciones de no menos de $d/4$, con un mínimo de 10", a fin de obtener las resistencias dadas en la figura. Estas normas permiten el empleo de apoyos de hormigón de 140 kg/cm^2 hacia arriba y por los lados del tubo hasta englobar completamente el arco inferior de 180° . Esto proporcionará una resistencia de 2.4 veces, la consignada para el método de triple apoyo.

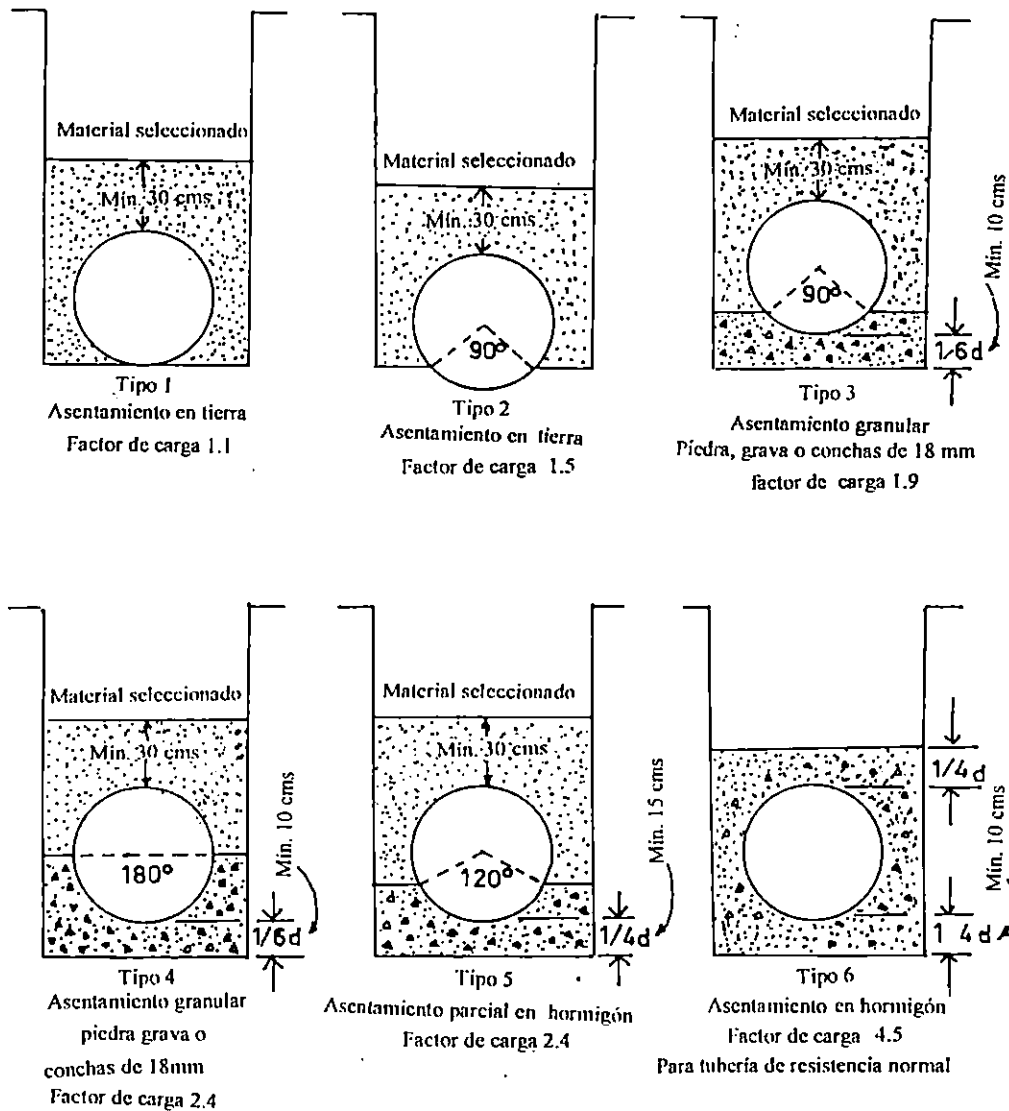


Fig. 5.19 Tipos de Métodos de asentamiento de tuberías y cargas desarrolladas. Los factores de carga corresponden al método del triple apoyo. El tipo 1 requiere excavación para las campanas o copas. El tipo 2 requiere excavación [para las campanas y dar forma al terreno para alojar la tubería. Con el tipo 5 el factor de carga aumenta a 2.8 si se vibra el hormigón. El factor de carga del tipo 6 sólo es aplicable a la tubería de resistencia normal, d es el diámetro de la tubería.

Las alcantarillas situadas en las zonas industriales pueden verse obligadas a resistir cargas superficiales producidas por tubos o tablones, carbón, grava, etc., además de las ocasionadas por el material de relleno de la zanja. Si su longitud es mayor que el ancho de la zanja, se las llama “repartidas”. Otras alcantarillas deben resistir cargas superficiales originadas por los cimientos de los edificios, tráfico, apisonadoras, etc., y se han denominado cargas “concentradas” *. En el trabajo de Marston se incluyen también los procedimientos experimentales para determinar la proporción de cargas superficiales distribuidas (ver tabla 5.13) y concentradas (ver tabla 5.14) que se transmitirá a las alcantarillas.

Tabla 5.13: Proporción de Cargas Superficiales distribuidas que alcanza a los tubos de la zanja

Relación entre la profundidad y la anchura.	Arena y tierra vegetal húmeda.	Tierra vegetal saturada.	Arcilla Amarilla húmeda	Arcilla Amarilla saturada
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.85	0.86	0.88	0.89
1.0	0.72	0.75	0.77	0.80
1.5	0.61	0.64	0.67	0.72
2.0	0.52	0.55	0.59	0.64
2.5	0.44	0.48	0.52	0.57
3.0	0.37	0.41	0.45	0.51
4.0	0.27	0.31	0.35	0.41
5.0	0.19	0.23	0.27	0.33
6.	0.14	0.17	0.20	0.26
8.	0.07	0.9	0.12	0.17
10.0	0.04	0.05	0.07	0.11

* En el original se denominan “long” y “short” a las dos clases de cargas consignadas. Estimamos que la denominación se refiere a la extensión sobre la que gravan y por ello se han traducido estos términos por “repartidas” y “concentradas”. (N. del T.)

En la tabla 5.14, los valores máximos se obtuvieron para cargas “concentradas” que gravarán sobre una longitud, en el sentido de la máxima dimensión de la zanja, igual a la anchura de la misma. Los mínimos valores fueron obtenidos cuando aquella longitud era la décima parte del ancho expresado.

TABLA 5.14 PROPORCIÓN DE LAS CARGAS SUPERFICIALES “CONCENTRADAS” QUE ALCANZA A LOS TUBOS COLOCADOS EN ZANJAS.

Relación entre la profundidad y la anchura	Arena y tierra vegetal húmeda		Tierra vegetal saturada		Arcilla húmeda		Arcilla saturada	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.77	0.12	0.78	0.13	0.79	0.13	0.81	0.13
1.0	0.59	0.02	0.61	0.02	0.63	0.02	0.66	0.02
1.5	0.46	--	0.48	--	0.51	--	0.54	--
2.0	0.35	--	0.33	--	0.40	--	0.44	--
2.5	0.27	--	0.29	--	0.32	--	0.35	--
3.0	0.21	--	0.23	--	0.25	--	0.29	--
4.0	0.12	--	0.14	--	0.16	--	0.19	--
5.0	0.07	--	0.09	--	0.10	--	0.13	--
6.0	0.04	--	0.05	--	0.06	--	0.08	--
8.0	0.02	--	0.02	--	0.03	--	0.04	--
10.0	0.01	--	0.01	--	0.01	--	0.02	--

ALCANTARILLAS DE CONCRETO SIMPLE

En la fabricación de alcantarillas se utiliza el concreto simple sólo para diámetros menores de 60 cms (24 pulgadas). Para diámetros mayores, el concreto debe reforzarse con varillas de acero.

Las alcantarillas de concreto simple deberán de adaptarse a las dimensiones y resistencias especificadas por la "American Society for Testing Materials" (ASTM) que

se incluyen en la tabla 5.15, al mismo tiempo recomiendan que se emplee un factor de seguridad de 1.5.

TABLA 5.15 RESISTENCIA Y DIMENSIONES DEL TUBO DE ESPIGA Y CAMPANA, DE ALCANTARILLAS DE CONCRETO SIMPLE, METODO DEL TRIPLE APOYO DESIGNACION C14

<i>Diámetro interior, pulgadas</i>	<i>Resistencia media, libras por pie lineal</i>
4	1000
6	1100
8	1300
10	1400
12	1500
15	1750
18	2000
21	2200
24	2400

Fuente: Abastecimiento de agua y Alcantarillado, Ernest W. Steel

A continuación se describe un ejemplo del método a seguir para determinar la carga y asentamiento requeridos en una alcantarilla de concreto simple:

EJEMPLO:

En una excavación de 3.60 mts de profundidad, en arcilla húmeda de 1920 kgs/m³ (Ver tabla 5.12) debe colocarse una alcantarilla de concreto simple de 60 cms.(24 ") de diámetro. Determinar la carga sobre la alcantarilla y el tipo de asentamiento requerido.

SOLUCION:

El ancho de la zanja justamente, justamente por debajo de la parte superior del tubo será $60 (3 / 2) + 30 = 120$ cms. La relación de la profundidad a la anchura es $(3.60 - 0.60) / 1.2 = 2.5$. De la tabla 5.11 $C = 1.84$, luego de la Ec. 5.10, la carga por metro lineal será de: $1.84(1920 \text{ kgs/m}^3) (1.2\text{m})^2 = 5090$ kg. Según la tabla 5.15 (método

del triple apoyo) la tubería tiene una resistencia de 2400 kg. La relación de resistencia a la carga es $(5090 \text{ kg/m}^3)/(2400 \text{ kg/m}^3) = 2.1$. De acuerdo con la figura 5.19 se podrá usar el tipo de asentamiento 4 o 5, pues sus factores de carga tienen un valor de 2.4.

5.5.1.2 ALCANTARILLAS DE CONCRETO REFORZADO

El concreto reforzado se utiliza para la fabricación de alcantarillas Clase II, en diámetros mayores de 25 cms. (10"). Las dimensiones y resistencia de este tipo de alcantarilla también se han normado. Consignándose dichas normas en la tabla 5.16:

TABLA 5.16. RESISTENCIA Y DIMENSIONES DE LAS ALCANTARILLAS DE CONCRETO ARMADO, METODO DEL TRIPLE APOYO, DESIGNACION C75

<i>Diámetro interior, pulgadas</i>	<i>Pruebas de resistencia libras por pie lineal Carga de rotura</i>
12	2700
15	3000
18	3300
21	3600
24	3600
27	3800
30	4050
33	4300
36	4500
42	4800
48	5100
54	5550
60	6000
66	6350
72	6750
78	-
84	-
90	-
96	-
108	-

Fuente: Abastecimiento de agua y Alcantarillado, Ernest W. Steel

Los materiales utilizados para la fabricación de las alcantarillas deberán ajustarse a las normas de la American Society for Testing Materials (A.S.T.M.). En la construcción de alcantarillas de concreto reforzado también será preciso incluir algunos refuerzos longitudinales para mantener los aros en su lugar y también para evitar roturas transversales. El refuerzo puede ser de alambre de acero estirado en frío ó barras de acero. Las formas para colocar el armado en una alcantarilla se indican en la figura 5.20. La resistencia en los tubos de concreto puede aumentarse si se dispone de apoyos o asientos especiales. Para las alcantarillas de concreto reforzado se establece solamente un factor de seguridad de 1.25. A continuación se presenta el ejemplo utilizando una alcantarilla de concreto reforzado.

EJEMPLO:

En una excavación de 3.60 mts de profundidad en arcilla húmeda de 1,920 kg/mts³ (tabla 5.12), ha de colocarse una alcantarilla de concreto reforzado de 60 cms de diámetro. Determinar la carga sobre la tubería y el tipo de asentamiento requerido.

SOLUCION:

El ancho de la zanja, justamente por debajo de la parte superior del tubo será $3/2d+30$ (sección 5.5.2): $B = 60 \times (3 / 2) + 30 = 120$ cms, la relación de profundidad a la anchura es de $(3.60 - 0.60) / 1.2 = 2.5$. De la tabla 5.11 $C=1.84$. Luego, de la Ec. 5.10, la carga por metro lineal será de $w=1.84 \times 1,920 \text{ kg/mts}^2 \times 1.20 \text{ mts}=5,090 \text{ kg}$. Según la tabla 5.16, la resistencia por el método del triple apoyo es de 5,367 kg por metro

lineal, aplicando un factor de seguridad de 1.25, este valor se reduce a 4,300 kg. La relación de resistencia con respecto a capacidad de carga es $5,090/4,300=1.18$. De acuerdo con la figura 5.19 se podrá usar el asentamiento tipo 2.

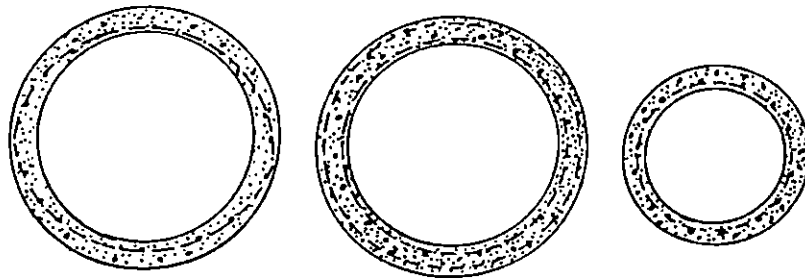


Fig. 5.20 Sección Transversal de Tubos de Hormigón Armado para Alcantarillas

CAPITULO VI: SIFONES

6.1 INTRODUCCION

Este tipo de obra hidráulica, al igual que las estudiadas anteriormente, se utilizan para el paso del agua en quebradas, barrancas, etc. Cabe decir, que este tipo de estructura, no es muy utilizado por diversas circunstancias que se exponen más adelante en el desarrollo de este capítulo, numeral 6.6

El contenido del presente capítulo, relativo a la estructura en estudio, en términos generales consta de : aspectos básicos, diseño hidráulico, ventajas y desventajas.

6.2 ASPECTOS BASICOS

6.2.1 DEFINICION.

Los sifones son estructuras utilizadas para el paso de agua en depresiones y se conforman de dos embocaduras (una de entrada y otra de salida), conectadas por medio de tuberías (o cajas en el caso de sifones invertidos) que bajan hasta el fondo de una depresión.

6.2.2 CLASIFICACION

Pueden distinguirse dos casos:

1. Sifón Normal: Cuando el sifón pasa por encima del costado de un canal o de cualquier otro obstáculo, (ver fig. 6.1.a) de forma tal que el vértice del sifón (ver fig. 6.1.b) se encuentre a un nivel superior que la entrada o salida del mismo. Este caso se constituye en el dispositivo de derivación más común aplicable al caso de riego.
2. Sifón invertido: Cuando el sifón es colocado por debajo del terreno para salvar una depresión, denominándose en este caso, sifón invertido . Este caso se ilustra en la fig. 6.1.c.

6.2.3 FUNCIONAMIENTO

Para el caso de sifones normales, su funcionamiento se logra mediante la formación de una cámara de aire en la parte superior, vértice o cresta del sifón. Al agotarse el aire contenido en la cámara se produce entonces un vacío llamado vacío de succión, el cual es el responsable de que el agua suba debido a la acción ejercida por la presión atmosférica, originando así la circulación del líquido. Funcionan adecuadamente cuando el nivel del canal de alimentación se encuentra más elevado que el nivel correspondiente al punto de descarga. En este caso se tiene una descarga libre. Caso contrario, se presenta el otro tipo de descarga, que es el correspondiente a la descarga sumergida o anegada.

Cabe aclarar que el escurrimiento en este tipo de sifones, sigue los principios de los conductos a presión.

En caso de un sifón invertido, es la acción de la gravedad, la encargada de la circulación del líquido en virtud de la diferencia de niveles entre la entrada y salida del conducto. La presión del agua en este tipo de sifón, se contrarresta con la resistencia unitaria que proporciona el espesor de la tubería. La velocidad del agua dentro de la misma, viene dada por la pendiente y por la rugosidad que posee el interior del conducto.

De aquí en adelante, en lo que resta del documento, el término sifón estará específicamente referido al sifón invertido, por cumplir esta estructura, con los propósitos particulares del presente trabajo.

Su elección, dependerá básicamente del nivel que la superficie libre del agua guarde con relación a la rasante del cruce. También puede elegirse cuando no se cuente con el espacio libre suficiente que permita el paso del cruce.

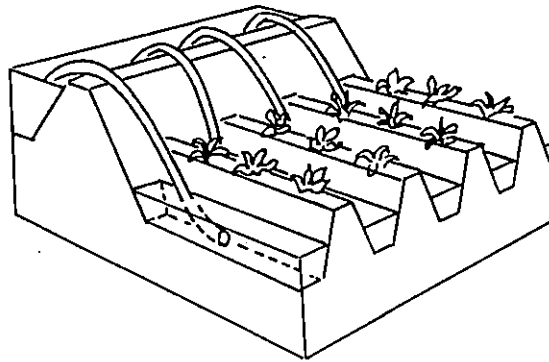


FIG. 6.1.a Sifón salvando un obstáculo, al mismo tiempo muestra su aplicabilidad al caso de riego.

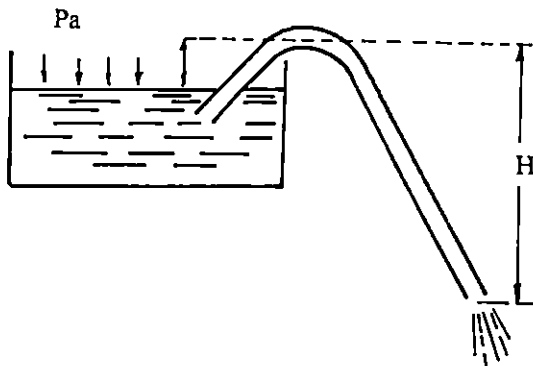


FIG. 6.1.b Esquema que muestra el vértice de un sifón normal.

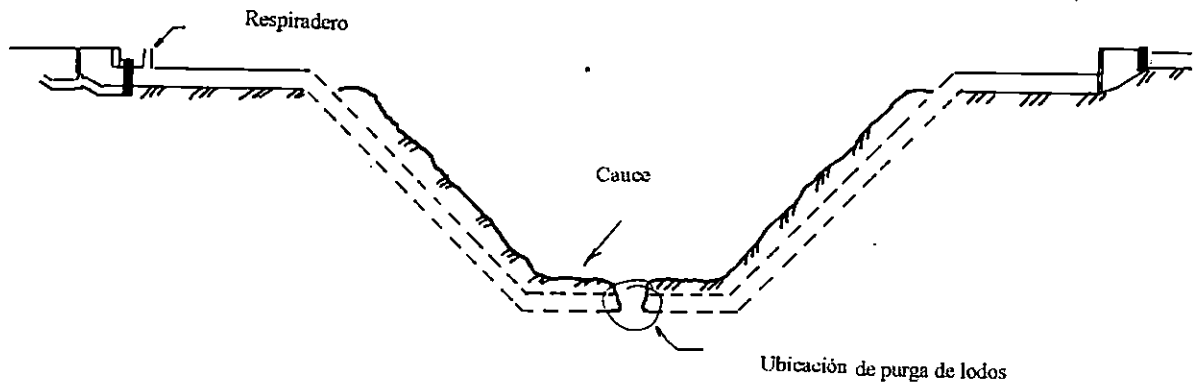


FIG. 6.1.c La figura muestra un cruce con sifón invertido

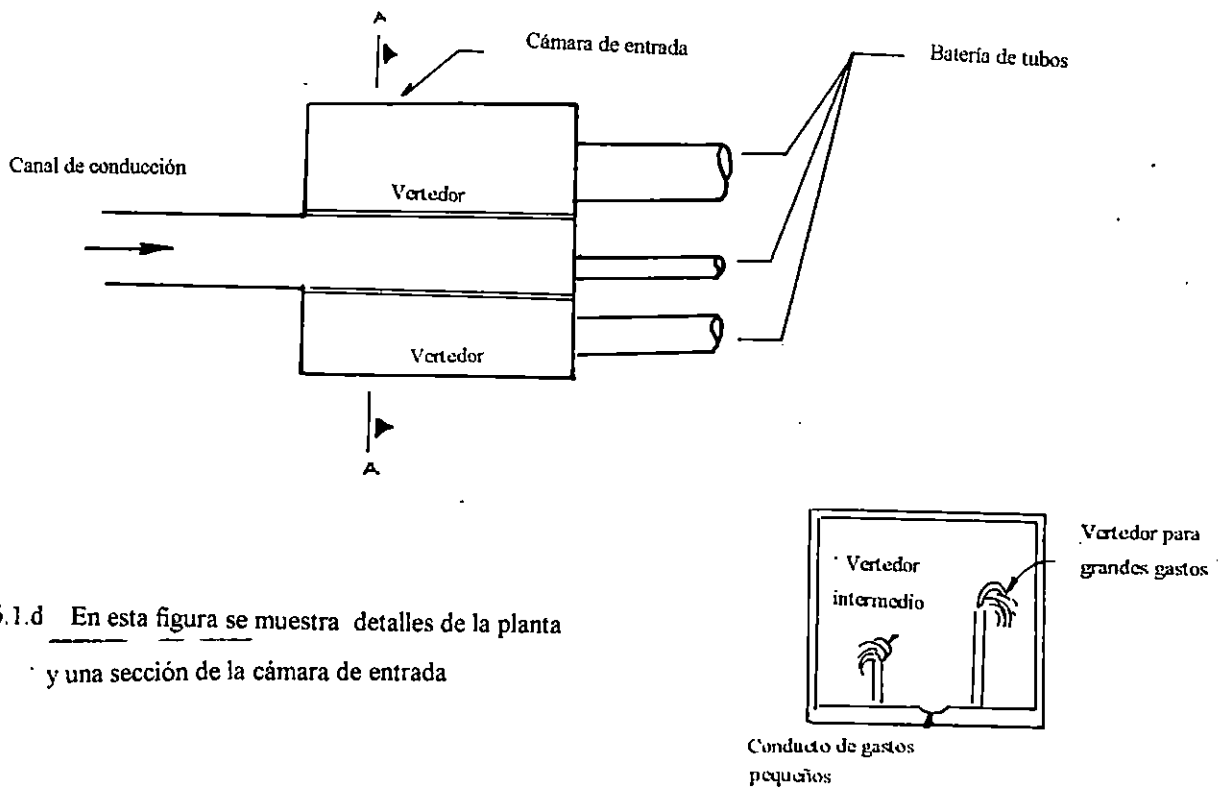


FIG. 6.1.d En esta figura se muestra detalles de la planta y una sección de la cámara de entrada

6.3 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE SIFONES INVERTIDOS

Su diseño, como el de cualquier otro tipo de estructura, requiere de ciertas consideraciones hidráulicas, entre las cuales se mencionan :

- La selección del tamaño del tubo que llevará el gasto máximo, se hará con el criterio de obtener una pérdida de carga, menor que la diferencia de elevaciones del nivel de agua existente entre la entrada y la salida.
- El diseño de una estructura adecuada que permita el paso del líquido desde el canal abierto hasta el sifón invertido, llamada comúnmente transición, será necesario. Estas transiciones tienen su justificación cuando en la longitud del canal, haya que insertar una estructura de diámetro diferente, obligando con ello a un cambio de sección, ya que este cambio no debe hacerse bruscamente, sino de forma gradual, con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y así obtener mayor eficiencia hidráulica.
- Si el agua que se conducirá contiene sólidos en suspensión, la velocidad mínima en el sifón invertido, deberá ser de tal magnitud que evite el depósito de dichos sólidos en el fondo de la tubería.

La velocidad del agua que pasa por el sifón depende de la pendiente hidráulica y por la rugosidad del tubo, siendo independiente de la presión total en el interior del tubo. En nuestro país, el uso de ésta estructura se enfoca principalmente al riego, para lo cual los valores más usuales de velocidad oscilan entre 1.5 y 2.0 m/seg.

- En ciertas ocasiones, el gasto que circula en el sifón, podría fluctuar de forma variable, es decir, no ser constante, en este caso, habrá dificultad en cuanto al mantenimiento de un valor adecuado de velocidad, al mismo tiempo, puede hacerse difícil la selección de un sólo diámetro que asegure la velocidad; satisfactoria para el gasto y la pérdida de carga requeridos. Presentándose este caso, puede entonces emplearse una batería de tuberías, en la cual, el menor diámetro se diseñará para transportar el gasto mínimo con una velocidad adecuada y la tubería de diámetro mayor, será diseñada para conducir los incrementos adicionales del gasto.
- Tratándose del diseño de varias tuberías (ver fig. 6.1.d), el gasto que se conduce por el conducto principal, será dirigido a la tubería de menor diámetro, hasta que el gasto sea lo suficientemente grande que pueda verterse por medio de vertedores laterales a la tubería próxima de mayor diámetro.
- Para completar su diseño, deberá proporcionarse a la tubería, un tubo de purga (para efectos de limpieza) ubicado en su punto más bajo y un respiradero en la entrada (para expulsar el aire atrapado). Para una mejor comprensión, ver fig 6.1.c

También a la entrada del sifón y algunas veces a la salida, es necesario poner rejillas y cajones desarenadores para evitar la entrada de material sólido y flotante hacia el interior.

En diversas circunstancias, controversialmente, los puentes pueden resultar mucho más económicos y más eficientes desde el punto de vista hidráulico, que el empleo de sifones invertidos, en consecuencia deben preferirse.

6.4 EJEMPLO DE DISEÑO HIDRAULICO DE UN SIFON INVERTIDO

Como ya se mencionó anteriormente, “ la acción de la gravedad es la encargada de la circulación del flujo en un sifón invertido. En virtud de la diferencia de niveles entre la entrada y la salida del conducto”. Dicha diferencia, conocida también con el nombre de carga disponible, deberá ser mayor que la suma de todas las pérdidas que puedan generarse a lo largo del sifón. Con lo anterior se garantiza que el líquido que entra al sifón, saldrá del mismo, originándose con ello una efectiva circulación del flujo.

A continuación se presenta un ejemplo de diseño hidráulico de un sifón invertido que conducirá las aguas de un canal de riego a través de una depresión. El caudal de diseño que se requiere transportar es de $2.4 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Cabe aclarar, que con dicho ejemplo se pretende orientar al lector en lo que se refiere a la definición de variables involucradas, consideraciones y suposiciones básicas para el diseño, así como los distintos procedimientos y recursos matemáticos disponibles para la determinación de las diferentes pérdidas. Escapa a los propósitos de este documento, un diseño más exhaustivo.

El fondo del canal, se constituye de grava fina y tiene una base (ancho del fondo) de $b = 4.5$ mts y además cuenta con una pendiente longitudinal del 0.015 %.

La sección transversal del canal se supondrá de forma trapezoidal en donde la relación de inclinación de las márgenes del canal es $z = 1.25 : 1$

La conducción del caudal antes mencionado, se hará mediante el empleo de tubos de concreto reforzado:

Para una mejor comprensión, ver fig. 6.2

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

$$Q_{\text{diseño}} = 2.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 4.5 \text{ m}$$

$$n = 0.014 \text{ (Asumiendo que se tiene grava fina)}$$

$$S = 0.00015$$

$$z = 1.25 : 1$$

Donde :

$Q_{\text{diseño}}$: Caudal de diseño, en mts^3/seg

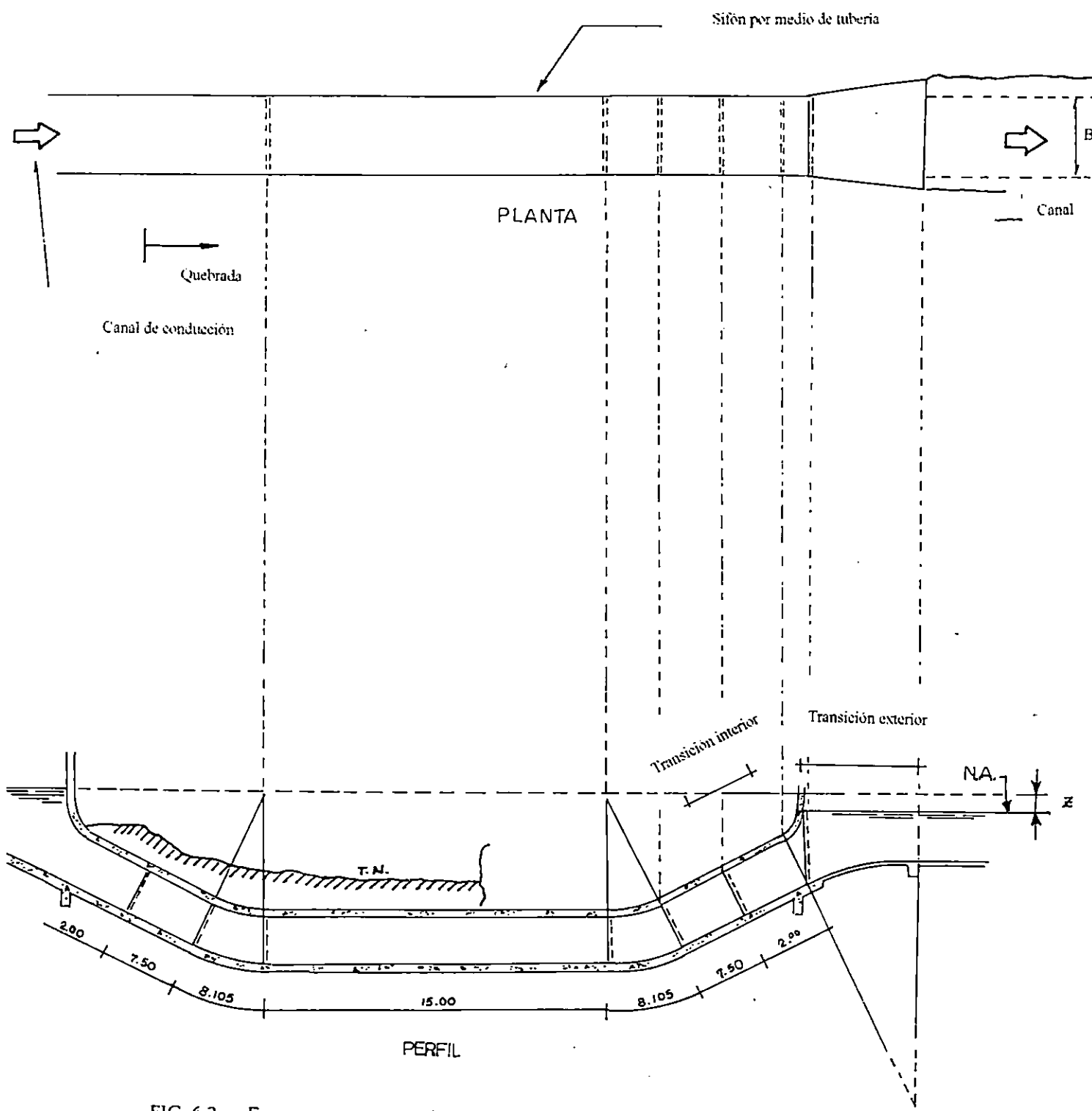


FIG. 6.2 Esquema que muestra la planta, elevación y longitud del sifón.

Si

b : base, ancho del fondo o plantilla del canal, en metros

n : Coeficiente de rugosidad empleado en fórmula de Manning

(sección 2.3.3.5)

s : pendiente longitudinal del canal

z : inclinación de las márgenes del canal

A : área de una sección transversal trapezoidal, en mts²

P : perímetro mojado, en mts

R : radio hidráulico, en mts

φ : diámetro del conducto, en mts

En términos generales, el análisis consiste en determinar las pérdidas ocurridas a lo largo del sifón, para lo cual será necesaria la aplicación del Teorema de Bernoulli. La aplicación de dicho teorema se hará entre dos puntos consecutivos para el establecimiento de la respectiva pérdida de energía. Se inicia entonces encontrando los valores de velocidad correspondientes al tramo de transición comprendidos entre los puntos 1 y 2 de la fig. 6.4 con el propósito de determinar la altura del tirante en el primer punto de análisis.

Encontrando la velocidad en el punto 1 de la fig. referida :

De Manning :

$$V_1 = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} = (1/0.014) \cdot (0.00015)^{1/2} \cdot R^{2/3}$$

$$V_1 = 0.874818 R^{2/3} \quad (\text{Ec. 6.1})$$

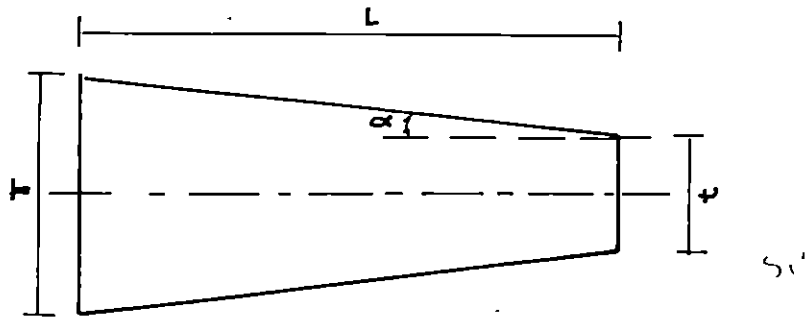


FIG. 6.3 Longitud de transición

Para determinar la longitud de transición, según Hinds, se deberá considerar, que el ángulo deberá tomar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin de la transición, en el eje de la estructura, sea de $20^{\circ} 30'$

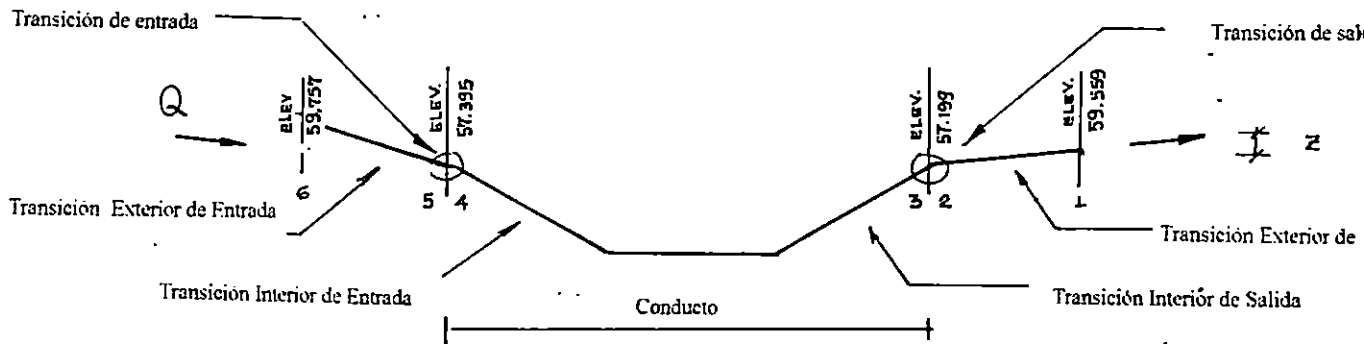


FIG. 6.4 Esquema del sifón

Ahora, se encontrará la velocidad en el punto 2 de la misma fórmula de Continuidad:

$$V_2 = Q/A = 2.4 / A \quad (\text{Ec.6.2})$$

Obtención del tirante normal en el canal.

Las expresiones (Ec.6.1) y (Ec.6.2), están en función del área y radio hidráulico, para lo cual se hace necesario, la determinación de dichos parámetros.

Encontrando el área hidráulica, perímetro mojado y radio hidráulico para una sección transversal de forma trapezoidal, porque inicialmente se asumió como la sección que posee el canal.

$$A = d (b + z d) = d (4.5 + 1.25 d) = 4.5 d + 1.25 d^2 \quad (\text{Ec.6.3})$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + z^2} = 4.5 + 2d \sqrt{1 + 1.25^2} = 4.5 + 3.20 d \quad (\text{Ec.6.4})$$

$$R = (4.5 d + 1.25 d^2) / (4.5 + 3.20 d)$$

Igualando (Ec.6.1) con (Ec.6.2) por ubicarse ambas velocidades sobre el mismo canal y resolviendo para "d" :

$$0.874818 [(4.5 d + 1.25 d^2) / (4.5 + 3.20 d)]^{2/3} = 2.4 / (4.5 d + 1.25 d^2) \dots$$

$$1.268486 d^{10/3} + 2.985316 d^{8/3} + 4.566551 d^{7/3} + 10.747139 d^{5/3} - 5.21 d^{2/3} - 6.55 = 0$$

Resolviendo la expresión anterior por prueba y error : $d = 0.749640$ mts

Sustituyendo en (Ec.6.1), (Ec.6.2), (Ec.6.3) y (Ec.6.4) :

$$V_1 = 0.62 \text{ m/seg} ; \quad V_2 = 0.60 \text{ m/seg} ; \quad A = 4.08 \text{ m}^2 ; \quad P = 6.90 \text{ mts}$$

$$h_{v1} = V^2/2g = (0.60)^2 / 2(9.81) = 0.018349 \text{ mts}$$

Como puede observarse, los valores de V_1 y V_2 son aproximadamente iguales, con lo que se confirma que el valor de "d" encontrado, es el correcto.

Estos valores serán retomados posteriormente al momento de la aplicación del teorema de Bernoulli en el tramo 1-2

Dimensiones del conducto :

Para fijar las dimensiones del conducto, deberá suponerse un valor de velocidad (V).

Suponiendo una velocidad $V = 2.50$ m /seg. Este valor deberá ser de una magnitud tal, que permita la autolimpieza del conducto. Usualmente, se emplean valores menores que el supuesto.

La elección de este valor queda supeditado al criterio y buen juicio del diseñador. Se aclara también que este valor es diferente a los valores encontrados en el párrafo anterior, puesto que dependerá en gran medida de la pendiente en esa rama del sifón.

Teniendo caudal y la velocidad fijados, se encuentra el área ya que en ella se encuentra implícito el diámetro a seleccionar.

$$A = Q/V = (2.4 \text{ m}^3) / (2.50 \text{ m/seg}) = 0.96 \text{ m}^2$$

$$\text{Area del círculo : } (\pi\phi^2) / 4 ; \quad \phi = \sqrt{(4 A) / \pi}; \quad \phi = 1.11 \text{ mts}$$

Se seleccionará un diámetro $\phi = 1.22$ mts

DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO :

$$Q = 2.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015 \text{ ("n" para concreto)}$$

$$\phi = 1.22 \text{ mts. (diámetro seleccionado)}$$

Anteriormente se estableció que para una $V = 2.50 \text{ m/seg}$, se requiere un tubo con $\phi = 1.11 \text{ mts}$. Se selecciona entonces un $\phi = 1.22 \text{ mts}$ por ser ese el diámetro comercial más cercano a 1.11 mts , luego se hace necesario, calcular el valor de velocidad que se tendrá para el diámetro seleccionado.

$$A = (\pi\phi^2) / 4 = (\pi(1.22)^2) / 4 = 1.17 \text{ m}^2.$$

$$P = 2 \pi r = 2 \pi (0.61) = 3.83 \text{ mts.}$$

$$R = A / P = (1.17 \text{ m}^2) / (3.83 \text{ m}) = 0.305 \text{ mts.}$$

$$V = Q / A = (2.4) / (1.17) = 2.05 \text{ m/seg}$$

$$h_v = V^2 / 2g = (2.05)^2 / 19.6 = 0.214 \text{ mts.}$$

$$0.319 \text{ mts.}$$

$$h_f = [(Vn) / (R^{2/3})]^2 \cdot L = 0.004894 L \quad (\text{Ec.6.5})$$

Cálculo de la longitud de transición exterior * (ver fig. 6.5)

Adoptando el criterio de la Comisión Nacional de Irrigación de México, para el valor del ángulo $\alpha = 22^\circ 30''$, se tiene que la longitud de transición exterior viene dada por:

*.Según La Comisión Nacional de Irrigación de México, el ángulo α puede aumentar su valor desde cero hasta $22^\circ 30'$ sin que el cambio de secciones de la transición sea brusco.

$$L = ((T - t) / 2) \cot \alpha \quad (\text{ver fig. 6.3})$$

$$L = ((T - t) / 2) \cot 22^\circ 30'$$

En donde :

T : ancho de la superficie libre del agua en el canal, en mts.

t : ancho de la superficie libre del agua a la entrada del conducto, en mts.

L : longitud de transición exterior, en mts.

Li : longitud de transición interior, en mts.

$$T = b + 2zd = 4.50 + 2 (1.25) (0.74) = 6.35 \text{ mts}$$

$$t = \phi = 1.22 \text{ mts}$$

$$L = ((6.35 - 1.22) / 2) \cot 22^\circ 30' = 6.25 \approx 6.50 \text{ mts}$$

Longitud de transición interior * (ver fig. 6.5)

Según la Comisión Nacional de irrigación de México, se tiene que:

$$Li = 1.5 \phi$$

$$\phi = 1.22 \text{ mts}$$

$$Li = 1.5 * 1.22 = 1.83 \text{ mts}$$

por lo que se tomará $Li = 2.0 \text{ mts}$

* Según la Comisión Nacional de Irrigación de México, la longitud para pasar de una sección rectangular a una circular, equivale a 1.5 veces el diámetro interior del conducto.

Determinación de Pérdidas de Energía

La determinación de estas pérdidas se efectúa mediante la aplicación de Bernoulli entre pares de puntos ubicados en forma consecutiva y se hará partiendo de aguas abajo hacia aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo. Ver esquema de sifón de la figura 6.4, y ubicación de pérdidas en cada tramo en figuras 6.5.a y 6.5.b.

De la sección 1 a la sección 2 :

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + d_1 + hv_1 + h_{ts} \quad (\text{Ec. 6.6})$$

En donde :

d_2 : tirante a la salida del conducto

hv_2 : carga de velocidad a la salida del conducto

Z_1 : desnivel entre puntos

d_1 : tirante normal del canal

hv_1 : carga de velocidad en el canal

h_{ts} : pérdida por transición exterior de salida

$$h_{ts} = 0.2 \Delta hv \quad (\text{Ec. 6.a})$$

Esta fórmula $h_{ts} = 0.2 \Delta hv$, es presentado en el "Proyecto de Zonas de Riego", elaborado por la Dirección de Proyectos de Irrigación, Dpto. de Canales de la Secretaría de Recursos Hidráulicos de México.

Se procede entonces, a determinar los términos de la (Ec. 6.0) que pueden calcularse mediante datos disponibles y otros que ya fueron ofrecidos en la sección "datos hidráulicos del canal"

$$Z_1 = 59.559 - 57.199 = 2.36 \text{ mts.} \quad (\text{ver figura 6.4})$$

$$d_1 = 0.75 \text{ mts} \quad (\text{tanto } d_1 \text{ como } hv_1 \text{ ya fueron determinados en la sección "datos hidráulicos del canal"})$$

$$hv_1 = 0.018 \text{ mts}$$

Sustituyendo en (Ec. 6.6) :

$$d_2 + hv_2 - hts = 2.36 + 0.75 + 0.018$$

$$d_2 + hv_2 - hts = 3.128 \text{ mts} \quad (\text{Ec. 6.7})$$

Para la resolución de la ecuación anterior, deberá suponerse un valor de $b > \phi$, por lo que se tomará el valor de $b = 1.22 \text{ mts}$ (ver fig. 6.5.c)

$$hv_2 = V^2/2g = Q^2/2g A^2 = (2.4)^2 / ((19.6)(b^2)(d^2)) = 5.76 / ((19.6)(1.22)^2(d_2)^2)$$

$$hv_2 = 5.76 / (29.17 d_2^2) \quad (\text{Ec. 6.8})$$

Sustituyendo en (Ec.6.a) :

$$hts = 0.2 \Delta hv = 0.2 (hv_1 - hv_2)$$

$$hts = 0.2 ((0.018) - (5.76 / (29.17 d_2^2))) \quad (\text{Ec. 6.9})$$

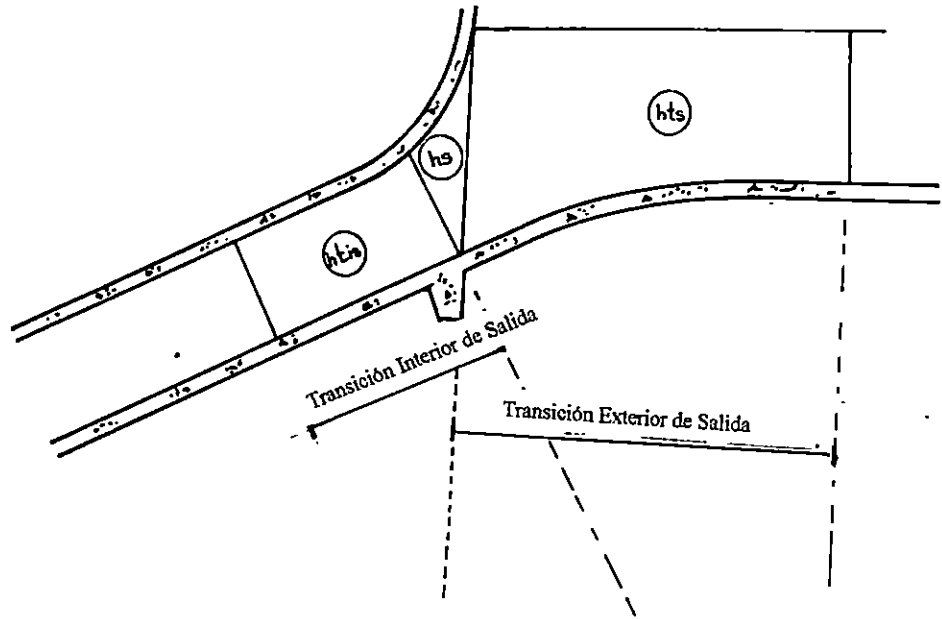


FIG. 6.5.a Transición de salida

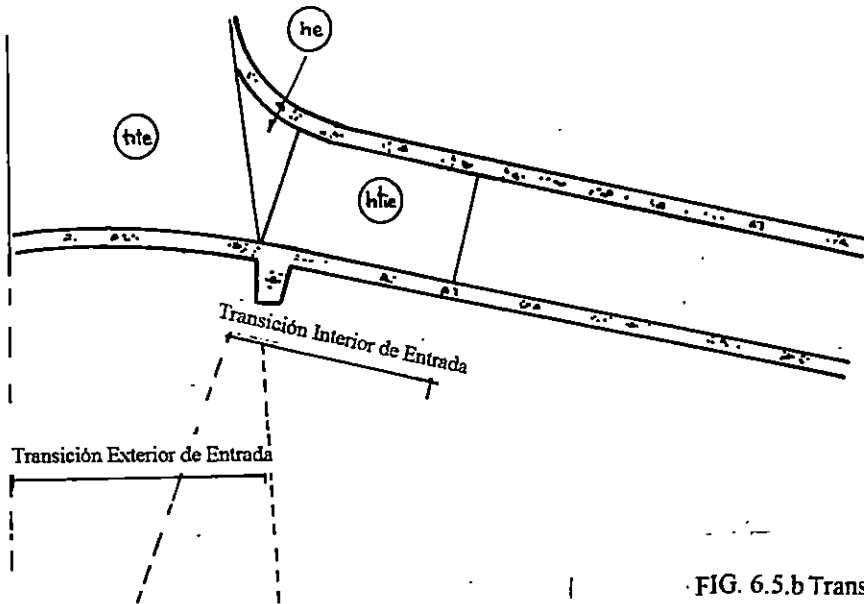


FIG. 6.5.b Transición de entrada

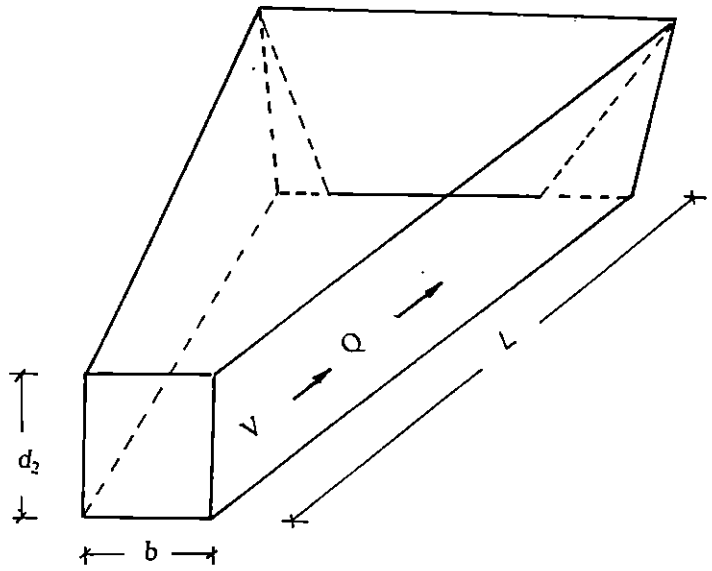


FIG. 6.5.c Perspectiva de transición exterior de salida

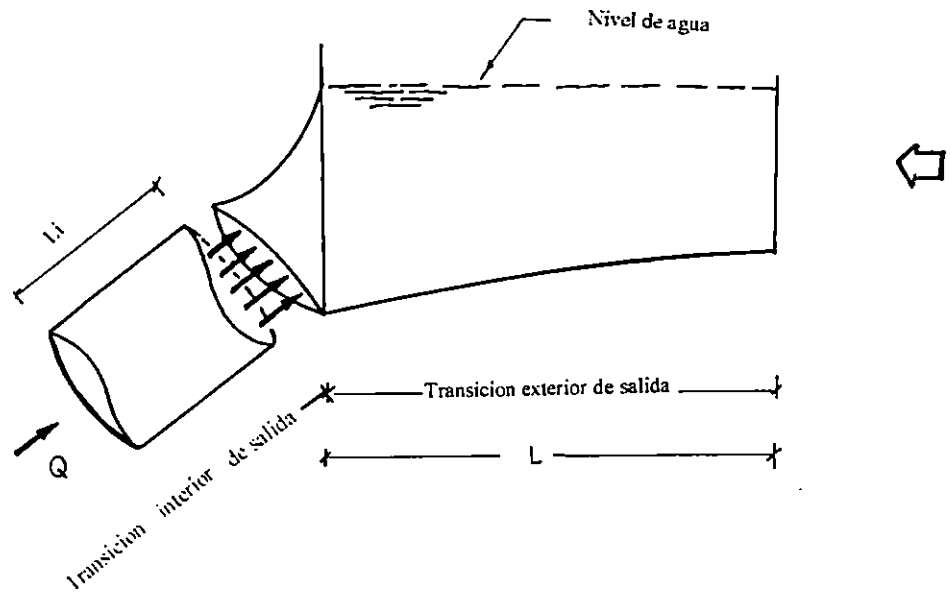


Fig. 6.5.d Paso del flujo por transición de salida

Fig. 6.5 Transiciones

Sustituyendo (Ec. 6.8) , (Ec. 6.9) en (Ec. 6.7) y operando algebraicamente, se tiene:

$$d_2 + (5.76 / (29.17 d_2^2)) - ((0.0036) - (0.0395 / d_2^2)) = 3.128 \quad (\text{Ec. 6.9.a})$$

Resolviendo (Ec.6. 9.a) por prueba y error : $d_2 = 3.107$ mts (ver esquema en fig. 6.5)

Sustituyendo en (Ec. 6.8) y (Ec.6.9) : $h_{v_2} = 0.020455$ mts $h_{ts} = 0.00049$ mts

Hasta aquí se concluye con la aplicación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2, en la misma forma se repite el análisis para los tramos restantes.

De la sección 2 a la sección 3 : (ver fig 6.4)

$$d_3 + h_{v_3} + (P_3 / w) = d_2 + h_{v_2} + h_s \quad (\text{Ec. 6.10})$$

En donde :

P_3 / w : presión interior del agua en el punto 3.

h_s : pérdida por transición de salida

$$d_3 = 1.22 \quad d_2 = 3.107$$

$$h_{v_3} = 0.222 \quad h_{v_2} = 0.020$$

$$h_s = 0.2 (0.222 - 0.020) = 0.040309$$

Sustituyendo en (Ec. 6.10) :

$$P_3 / w = d_2 + hv_2 + h_s - d_3 - hv_3$$

$$P_3 / w = 3.107 + 0.020 + 0.040 - 1.22 - 0.222 = 1.725764 \text{ mts}$$

De la sección 4 a la sección 3 : (ver fig. 6.4)

$$Z_4 + d_4 + hv_4 + P_4 / w = d_3 + hv_3 + P_3 / w + hf + hc + htis + htie \quad (\text{Ec. 6.11})$$

En donde :

hf : pérdidas por fricción

hc : pérdidas por codos

htis : pérdidas por transición interior de salida

htie : pérdidas por transición interior de entrada

Los puntos 3 y 4 se encuentran ubicados sobre el conducto, consecuentemente el tirante para ambas secciones es el mismo.

$$d_4 = d_3 = 1.22 \text{ mts}$$

$$hv_3 = hv_4$$

$$Z_4 = 57.395 - 57.199 = 0.196 \text{ mts}$$

Longitud del conducto (L) , incluyendo las transiciones interiores, ver fig. 6.2

$$L = 2.00 + 7.50 + 8.105 + 15.00 + 8.105 + 7.50 + 2.00 = 50.21 \text{ mts}$$

Pérdidas por fricción (hf) , sustituyendo en (Ec. 6.5):0

$$hf = 0.004894 L = 0.004894 (50.21) = 0.2457 \text{ mts.}$$

Pérdidas por codos* (hc) :

$$hc = C \sqrt{\alpha / 90^\circ} \cdot (hvc) ; C = 0.25 ; \alpha = 26^\circ 56' \quad (\text{ver fig. 6.6})$$

$$hc = 0.25 \sqrt{(26^\circ 56') / 90^\circ} \cdot (0.222) = 0.03015 \text{ mts}$$

Pérdida por transición interior de salida (htis) :

Para su determinación será necesario hacer la transformación de una sección rectangular a una sección circular en la entrada del conducto.

$$A = 1.22 (1.22) = 1.49 \text{ m}^2$$

$$A = (\pi \phi^2) / 4 \quad \phi^2 = (4 A) / \pi \quad \phi = \sqrt{(4 A) / \pi} \quad \phi = \sqrt{(4 (1.49)) / \pi} = 1.38 \text{ mts}$$

$$htis = ((A_2 / A_1) - 1)^2 \cdot k_1 ((V)^2 / 2g)$$

En donde : A = área de la sección rectangular

 A₂ = área del tubo de mayor diámetro

 A₁ = área del tubo de menor diámetro

 k₁ = coeficiente que depende del ángulo con que se efectúa la ampliación

 k₂ = coeficiente que depende del ángulo con que se efectúa la reducción

* Las fórmulas y valores que se presentan en la elaboración de este ejemplo, son presentados en el "Proyecto de Zonas de Riego", de la Dirección de Proyectos de Irrigación de México.

(para valores de k_1 y k_2 , ver fig. 6.7)

V = velocidad en el tubo de mayor diámetro

$$A_2 = (\pi \phi^2) / 4 = (\pi (1.38)^2) / 4 = 1.495 \text{ m}^2; \quad V = Q / A = 2.4 / 1.495 = 1.61 \text{ m / seg.}$$

$$A_1 = (\pi \phi^2) / 4 = (\pi (1.22)^2) / 4 = 1.169 \text{ m}^2$$

$$htis = [(1.495 / 1.169) - 1]^2 \cdot (0.14) \cdot ((1.61)^2 / 19.6) = 0.001440 \text{ mts.}$$

Pérdida por transición interior de entrada ($htie$):

$$htie = k_2 \cdot (V)^2 / 2g = (0.06) \cdot ((1.61)^2 / 19.6) = 0.007935 \text{ mts.}$$

Sustituyendo en (Ec.6.11):

$$P_4 / w = P_3 / w + hf + hc + htis + htie - Z_4$$

$$P_4 / w = 1.7257 + 0.2457 + 0.03015 + 0.001440 + 0.007935 - 0.196 = 1.815 \text{ mts.}$$

De la sección 4 a la sección 5 : (ver fig. 6.4)

$$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + P_4 / w + he \quad (\text{Ec. 6.12})$$

En donde :

he : pérdida por transición de entrada

$$d_4 = 1.22 \text{ mts}$$

$$hv_4 = 0.222 \text{ mts}$$

$$P_4 / w = 1.815 \text{ mts.}$$

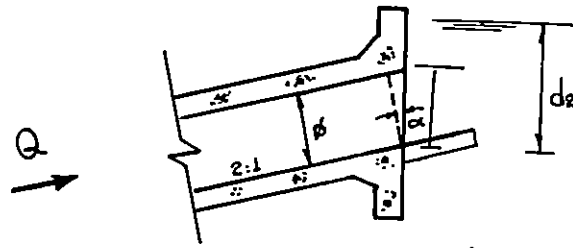


FIG. 6.6 Representación del tirante (d_2)
a la salida del conducto.

$$\cos \alpha = 2 / 2.236 = 0.89445$$

$$\alpha = 26^\circ 56'$$

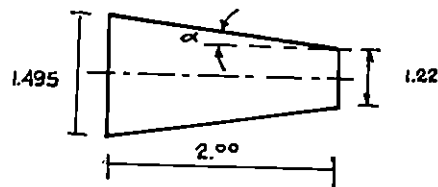


FIG. 6.7 Valores de k_1 y k_2 (*)

$$\tan \alpha = ((1.495 - 1.22) / 2) = 0.06875 \dots \quad \alpha = 3.93^\circ$$

$$\text{Para ángulos de } 0^\circ \text{ a } 5^\circ: \quad k_1 = 0.14$$

$$k_2 = 0.06$$

(*) Valores recomendados por La Comisión Nacional de Irrigación de México

Sustituyendo en (Ec.6.12) :

$$d_5 + hv_5 - h_e = 1.22 + 0.222 + 1.815$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 3.257 \text{ mts} \quad (\text{Ec. 6.13})$$

Suponiendo $b = 1.22 \text{ mts}$.

$$hv_5 = V^2 / 2g = Q^2 / (19.6 A^2) = Q^2 / (19.6) \cdot b^2 \cdot d_5^2 = Q^2 / ((19.6) \cdot (1.22)^2 \cdot (d_5^2))$$

$$hv_5 = 5.76 / 29.17 d_5^2 \quad (\text{Ec. 6.14})$$

$$h_e = 0.1 \Delta h_v = 0.1 (hv_4 - hv_5) = 0.1 ((0.222) - ((5.76) / (29.17 d_5^2))) \quad (\text{Ec. 6.15})$$

Sustituyendo (Ec. 6.14) y (Ec.6.15) en (Ec.6.13) :

$$d_5 + ((5.76) / (29.17 d_5^2)) - ((0.222) - (0.576 / 29.17 d_5^2)) = 3.257 \quad (\text{Ec. 6.16})$$

Transformando términos y simplificando la expresión anterior (Ec.6.16), se tiene :

$$29.17 d_5^3 - 95.65 d_5^2 + 6.336 = 0 \quad (\text{Ec. 6.17})$$

Resolviendo (Ec.6.17) por prueba y error : $d_5 = 3.2586 \text{ mts}$.

Sustituyendo en (Ec.6.14) y (Ec.6.15): $hv_5 = 0.01860 \text{ mts}$

$$h_e = 0.02034 \text{ mts}$$

De la sección 5 a la sección 6 : (ver fig. 6.4)

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_5 + hv_5 + hte \quad (\text{Ec. 6.18})$$

En donde :

hte : pérdida por transición exterior de entrada

$$Z_6 = 59.757 - 57.395 = 2.362 \text{ mts}$$

$$d_5 = 3.2586 \text{ mts}$$

$$h_{v_5} = 0.01860 \text{ mts}$$

Sustituyendo en Ec. (6.18) :

$$d_6 + h_{v_6} - h_{te} = 3.2586 + 0.01860 - 2.362$$

$$d_6 + h_{v_6} - h_{te} = 0.9152 \quad (\text{Ec. 6.19})$$

$$h_{v_6} = V^2 / 2g \quad (\text{Ec.20})$$

$$A = d_6(b + zd_6) = d_6(4.5 + 1.25d_6) = 4.5d_6 + 1.25 d_6^2 \quad (\text{Ec. 6.21})$$

$$P = b + 2d_6 \sqrt{1 + z^2} = 4.5 + 2d_6 \sqrt{1 + (1.25)^2} = 4.5 + 3.20d_6 \quad (\text{Ec. 6.22})$$

$$R = A / P = (4.5d_6 + 1.25d_6^2) / (4.5 + 3.20d_6) \quad (\text{Ec. 6.23})$$

$$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (\text{Ec. 6.24})$$

Sustituyendo (Ec. 6.23) en (Ec.6.24) y asignando los respectivos valores :

$$V = (1 / 0.014) \cdot (0.00015)^{1/2} \cdot [(4.5d_6 + 1.25d_6^2) / (4.5 + 3.20d_6)]^{2/3} \quad (\text{Ec. 6.25})$$

Simplificando (Ec. 6.25) :

$$V = (2.384475 d_6^{2/3} + 1.01514 d_6^{4/3}) / (2.725680 + 2.171534 d_6^{2/3}) \quad (\text{Ec. 6.26})$$

Sustituyendo (Ec.26) en (Ec. 6.20) :

$$hv_6 = [(2.384475 d_6^{2/3} + 1.01514 d_6^{4/3}) / (2.725680 + 2.171534 d_6^{2/3})]^2 / 19.6$$

Simplificando la expresión anterior :

$$hv_6 = (5.685721 d_6^{4/3} + 1.030509 d_6^{8/3}) / (145.614888 + 92.424976 d_6^{4/3}) \quad (\text{Ec. 6.27})$$

$$hte = 0.1 \Delta hv = 0.1 (hv_5 - hv_6)$$

$$0.1 [0.01860 - [(5.685721 d_6^{4/3} + 1.030509 d_6^{8/3}) / (145.614888 + 92.424976 d_6^{4/3})]]$$

Simplificando la expresión anterior :

$$hte = [(0.103051 d_6^{8/3} + 0.396662 d_6^{4/3} - 0.270844) / (145.614888 + 92.424976 d_6^{4/3})] \quad (\text{Ec. 6.28})$$

Sustituyendo (Ec. 6.27) y (Ec. 6.28) en (Ec. 6.19) :

$$d_6 + [(5.685721 d_6^{4/3} + 1.030509 d_6^{8/3}) / (145.614888 + 92.424976 d_6^{4/3})] - [(0.103051 d_6^{8/3} + 0.396662 d_6^{4/3} - 0.270844) / (145.614888 + 92.424976 d_6^{4/3})] = 0.9152$$

Simplificando la expresión anterior , para la obtención del tirante d_6 :

$$145.614888 d_6 + 13.523359 d_6^{4/3} + 0.927458 d_6^{8/3} - 132.995902 = 0 \quad (\text{Ec. 6.29})$$

Resolviendo (Ec. 6.29) por prueba y error :

$$d_6 = 0.836221 \text{ mts.}$$

Sustituyendo d_6 en (Ec. 6.27) y (Ec. 6.28) :

$$h_{v_6} = 0.023435 \text{ mts}$$

$$h_{te} = 0.0004835 \text{ mts}$$

RESUMEN DE PERDIDAS

• Transición exterior de entrada	$h_{te} = 0.0004835$	mts
• Transición de entrada	$h_e = 0.02034$	mts
• Transición interior de entrada	$h_{tie} = 0.007935$	mts
• Pérdidas por fricción	$h_f = 0.245700$	mts
• Pérdidas por codos	$h_c = 0.030150$	mts
• Transición interior de salida	$h_{tis} = 0.001440$	mts
• Transición de salida	$h_s = 0.040310$	mts
• Transición exterior de salida	<u>$h_{ts} = 0.000490$</u>	<u>mts</u>
	$\Sigma \text{ pérdidas (h)} = 0.346849$	mts

$$\text{Carga disponible} = \text{Elev. } 59.757 - \text{Elev. } 59.559 = 0.198 \text{ mts}$$

Aplicando Bernoulli de sección 6 a la sección 1 :

$$Z + d_6 + h_{v_6} = d_1 + h_{v_1} + h$$

$$0.198 + 0.836 + 0.023 = 0.750 + 0.018 + 0.347$$

$$1.057 = 1.115$$

Conclusión: Para comprobar si la diferencia de niveles existentes entre los puntos 1 y 6 analizados, es capaz de vencer a la suma de todas las pérdidas generadas en el sifón, deberán observarse los resultados de aplicación de Bernoulli entre dichos puntos. En el presente ejemplo pueden observarse que aunque la sumatoria de las pérdidas totales es considerable ($h = 0.3468$ mts), la diferencia de niveles existentes ($z = 0.198$ mts), es capaz de hacer circular el flujo que se introduce al conducto, al tratar de equiparar ambos términos del citado teorema.

El resultado del diseño hidráulico, se muestra en la tabla siguiente:

TABLA 6.1

<i>DATOS HIDRAULICOS</i>	
<i>DEL CANAL</i>	<i>DEL SIFON</i>
$Q = 2.4 \text{ m}^3 / \text{seg}$	$Q = 2.4 \text{ m}^3 / \text{seg}$
$A = 4.08 \text{ m}^2$	$A = 1.17 \text{ m}^2$
$V = 0.60 \text{ m /seg}$	$V = 2.05 \text{ m /seg}$
$D = 0.75 \text{ m}$	$d = 1.22 \text{ m}$
$N = 0.014$	$n = 0.015$

6.5 VENTAJAS :

Dentro de éstas, se mencionan :

- La ventaja principal de esta estructura consiste en que aprovecha perfectamente la diferencia de niveles entre dos puntos. Cabe aclarar que este desnivel guarda estrecha relación con la longitud del claro a salvar, ya que si ésta es muy larga, pueden generarse pérdidas de carga significativas que imposibiliten la acción sifónica.
- En caso de ser destruido por un sismo, y cuando el material utilizado para su construcción es acero, la mayoría de sus piezas dañadas, pueden ser recogidas y enderezadas. Por lo tanto, el sifón puede ser rehabilitado y armado nuevamente, utilizando en gran parte las mismas piezas.
- Desde el punto de vista económico y dependiendo de la diferencia de elevaciones generada en el conducto, los sifones pueden estar formados por tuberías de un sólo diámetro o tener diámetros decrecientes hacia abajo.

6.6 DESVENTAJAS :

- Desde el punto de vista constructivo, se requiere de personal técnico y mano de obra especializados para su armadura.
- Cuando su construcción se hace con materiales importados, generalmente su instalación requerirá de maquinaria y equipo sofisticado.

CAPITULO VII: PILOTES

7.1 INTRODUCCION

Una tubería a efecto de transportar el agua, para el uso requerido, atravesando una depresión natural, (como el cauce de un río o una barranca), puede ser soportada por medio de pilotes, los cuales presentan diversas formas, dependiendo del tamaño de la tubería, condiciones de montaje y economía.

La tubería de acero por ejemplo, se apoya de una manera conveniente sobre pilotes de concreto o de acero, los cuales se sujetan con la tubería por medio de abrazaderas, tal como se muestra en la figura 7.1.

Las clases de soporte seleccionado se determinan por condiciones de instalación o económicas. El costo de montaje de la tubería es usualmente bajo cuando se usan pilotes, especialmente en aquellos terrenos de topografía bastante irregular.

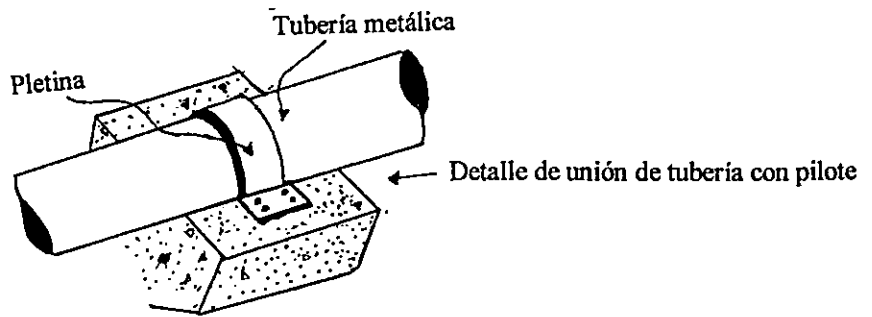
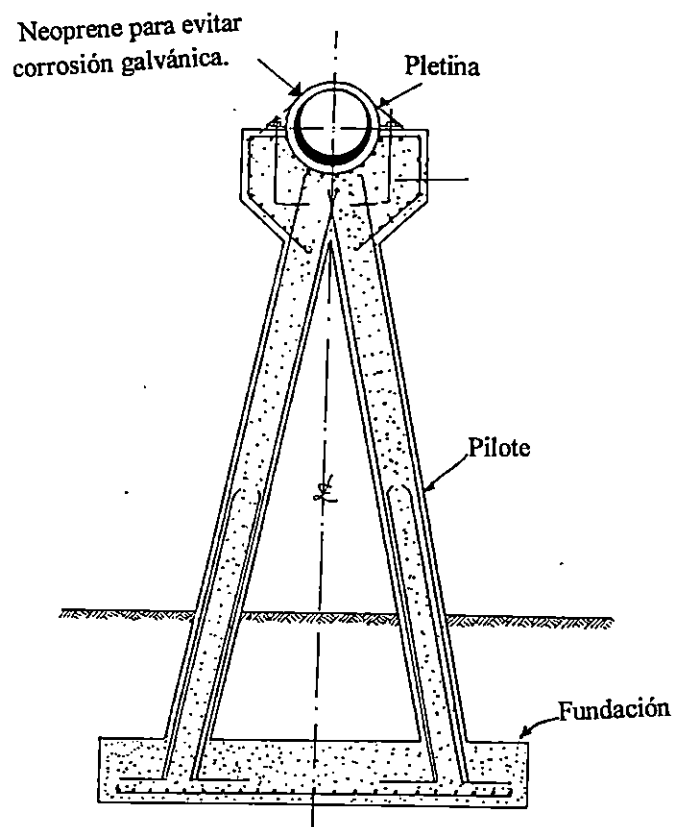


FIG. 7.1 Esquema de pilote de concreto

7.2 GENERALIDADES

Los pilotes utilizados para el paso de tuberías, constituyen otras de las alternativas factibles de emplearse en nuestro medio, cuando lo que se pretende es salvar el paso por ríos, quebradas o cualquier depresión topográfica existente por donde necesariamente deberá pasar dicha tubería.

Se dice que constituye otra de las alternativas factibles de ser implementadas, ya que desde el punto de vista económico, ésta estructura no incurre en excesivos gastos, puesto que los materiales utilizados para su implementación pueden consistir en pilares conformados de tubo de acero estándar, hierro galvanizado o fabricados de concreto reforzado. (ver detalles en figura 7.2).

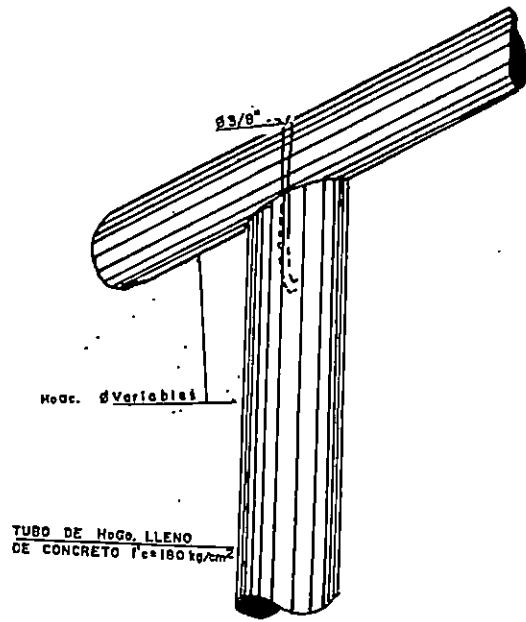
La elección del tipo de material dependerá del diseño estructural del mismo, el que a su vez deberá considerar los aspectos siguientes:

- a) El diámetro de la tubería a soportar
- b) Altura del pilote
- c) Separación entre puntos de apoyo (pilotes).

El diámetro de la tubería a colocar (que puede ser hierro fundido, galvanizado, etc.) guarda relación con el caudal a conducir, las presiones a soportar, etc.

La altura del pilote, quedará determinada en un principio por el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), que pueda presentarse dadas las condiciones hidrológicas que se tienen en el sitio. Su determinación también estará influenciada por otros factores de diseño, entre los que se mencionan: la fatiga de trabajo del material, resistencia del terreno sobre el que se edificarán, así como las condiciones sísmicas del mismo.

Se deberá tener especial cuidado en que los extremos de la tubería que compone el piloteado para atravesar un cauce, se sujeten por medio de anclajes de concreto. Estos anclajes no deberán unirse monolíticamente con dichos extremos, sino que deberán conectarse por medio de una junta flexible, que permita absorber las expansiones térmicas.



NOTA:

LOS PUNTALES DEBEN SER BORNADOS HASTA 400 MIS. CUANDO SE TRATE DE CAÑERIAS DE $\frac{3}{4}$ " Y 3 MIS. CUANDO SE TRATE DE CAÑERIAS DE $\frac{3}{8}$ " Y 4 MIS. CUANDO SE TRATE DE DIAMETROS MENORES. EL PUNTALE SE COLOCARA DE 20 A 50 MIS. DE DISTANCIA DE LAS JUNTAS DE LA CAÑERIA EN LOS DIAMETROS MAYORES A 4".

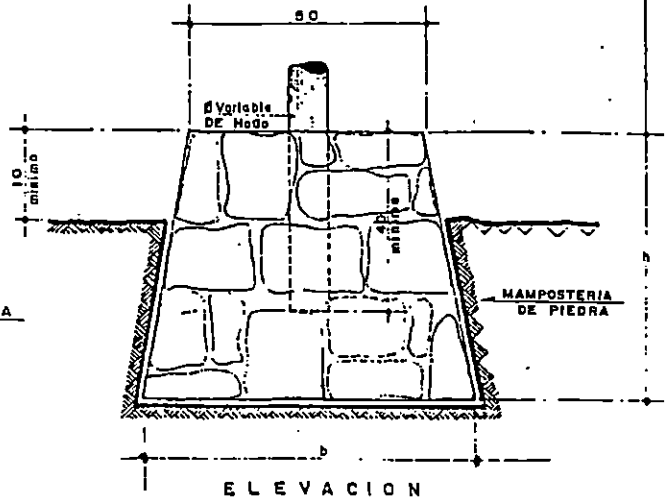
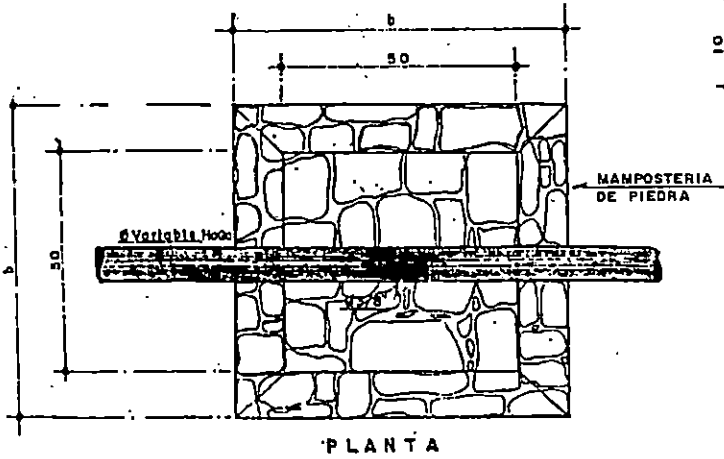
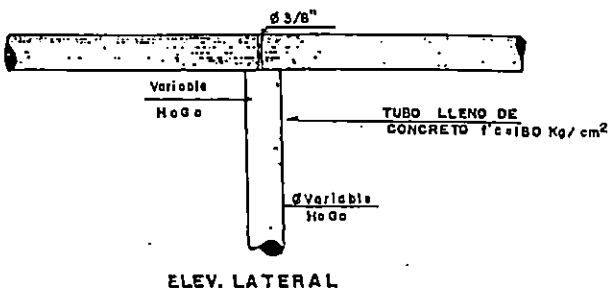
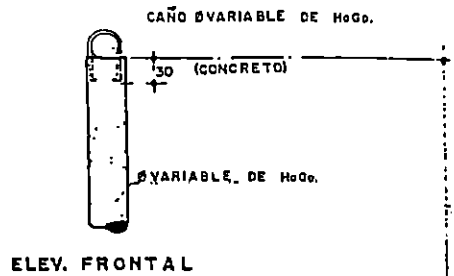


Fig. 7.2

Paso por Pilotes

7.3 DISEÑO HIDRAULICO

Para el diseño hidráulico de pilotes, la información requerida consiste en la altura de aguas máximas de la quebrada o río a cruzar mas el establecimiento de un borde libre, ver figura 7.3.

Todo lo anterior se diseña basándose en el análisis del perfil de flujo, presentado en el capítulo II (relativo a puentes).

7.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de pilotes es la determinación de las dimensiones de los mismos, considerando que estos elementos estructurales presentan un comportamiento similar al de una columna, sobre la cual actúan cargas a flexión y de tipo axial, por lo que se analizan partiendo de suposiciones y fórmulas relativas a columnas, para el caso que los pilotes estén soportados por cimentaciones consistentes en zapatas.

Se debe aclarar que no existe relación alguna entre los pilotes para soporte de tuberías y los pilotes de cimentación, ya que dichas estructuras son elementos actuantes bajo diferentes condiciones de carga y empleados exclusivamente para la cimentación.

7.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE PILOTES

Para el diseño de un pilote de concreto reforzado, se considerará que se pretende transportar una tubería de 6" de hierro fundido clase 4-56, para lo cual se diseñarán pilotes de 30 x 30 cms de concreto reforzado con un $f_y=2800$ kg/cm² y $f'_c=210$ kg/cm², mediante previa información hidráulica se considera que tendrán una altura de 2.6 mts colocadas a cada 6 mts, basándose en las longitudes del tubo a soportar (ver figura 7.3).

- Primeramente se determinarán las cargas actuantes en el pilote:

$$W_{\text{conducto}}=251.7 \text{ kg (especificaciones del fabricante)}$$

$$W_{\text{agua}}=A*L*\gamma_{\text{agua}}=1824.14 \text{ kg}$$

$$W_{\text{pilote}}=0.30\text{m}*0.30\text{m}*2.60\text{m}*2400 \text{ kg/m}^3=561.6 \text{ kg}$$

$$W_D=W_{\text{conducto}}+W_{\text{agua}}+W_{\text{pilote}}=2637.54 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva: } W_L=0$$

$$\text{Carga Ultima: } P_U = 1.4 P_D + 1.7 P_L$$

$$611.4 P_D + 1.7 P_L = 1.4 * 2,637.54 \text{ kg} = 13,692.56 \text{ kg}$$

- Momento flector

$$\text{Empuje} = E = 1/2 \gamma H^2 = 2,645 \text{ kg / mts}$$

$$M_E = 1/3 H * E = 2,027.83 \text{ kg mts / mts}$$

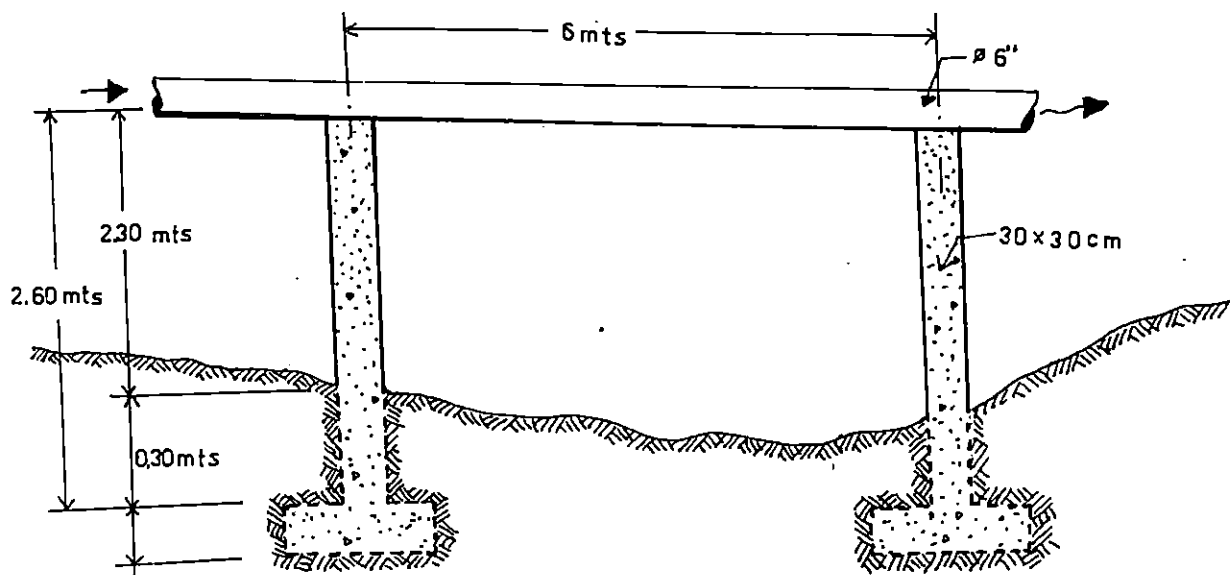


FIG. 7.3 Detalle de ejemplo de diseño

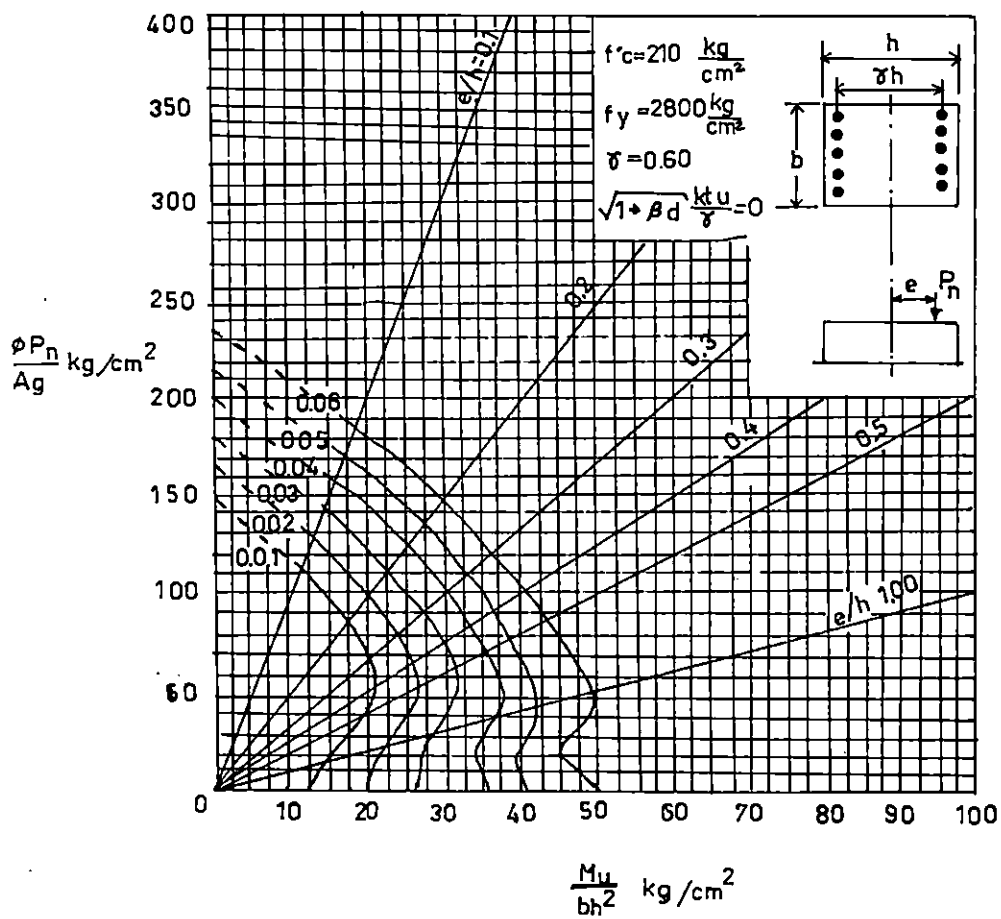


FIG. 7.4 Diagrama de interacción para columnas con efecto de esbeltez, $\lambda = 0$

- Calculando:

$$\phi P_n / A_g = 0.90 * 13,692.56 \text{ kg} / (0.30 \text{ mts} * 0.30 \text{ mts}) = 136,925.6 \text{ kg/mts}^2$$

$$\phi M_n / (b h^2) = (0.90 * 5,266.37 \text{ kg/mts}) / [0.30 \text{ mts} * (0.30 \text{ mts})^2] = 175,545.64 \text{ kg/mts}^2$$

- Acero requerido: para determinarlo se hará uso del diagrama de interacción (ver figura 7.4), teniendo un $\gamma = (30-12) / 30$.Con los valores encontrados se determinar que el $\rho_{\text{mínimo}} < 0.01$, por lo cual se considera el uso de acero mínimo por fricción.

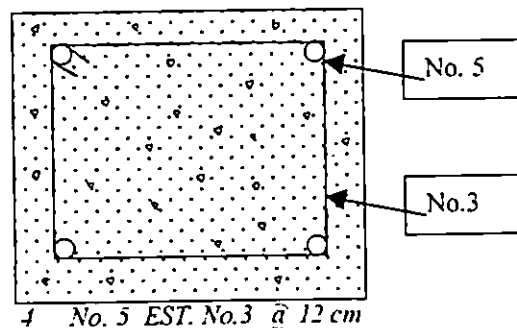
Usando el acero mínimo, se tiene: $d = h - \text{rec} - \phi_{\text{est}} - \phi_{\text{varilla}} / 2 = 30 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 95 \text{ cm} - 1.60 \text{ cm} / 2 = 23.25 \text{ cm}$

$A_s = \rho b d = 0.01 * 30 \text{ cm} * 23.25 \text{ cm} = 6.98 \text{ cm}^2$ 4 varillas No.5 = $A_{s \text{ nom}} = 8 \text{ cm}^2$, distribuidas en los extremos.

Acero transversal: Será No.3 a cada 12 cm, porque el ACI establece que si el diámetro de la varilla longitudinal es menor que 10, se tomará refuerzo transversal No.3 y si es mayor que 10 refuerzo transversal No. 4.

En cuanto a la separación el ACI establece que la separación será $d/2 = 24/2 = 12 \text{ cm}$. En la figura 7.5 se muestran las respectivas distribuciones del refuerzo.

Fig. 7.5 DISTRIBUCION DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL



CAPITULO VIII : CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Se presentan a continuación, algunas conclusiones, que por su importancia en el diseño hidráulico de las obras de paso, se hace necesario traerlas a consideración :

8.1 CONCLUSIONES EN ESTUDIOS BASICOS PREVIOS

- El análisis de una obra de paso deberá comenzar por los estudios básicos previos al diseño, con el objeto de obtener la información necesaria sobre las características del lugar donde se emplazará la obra, tales como : localización, ancho del cauce , alineamiento del cauce, esviajamiento, tipo de suelo, etc ; dichos estudios incluyen la Topografía, Estudio de Suelos, Geología, Hidrología y el Estudio de Impacto Ambiental. Con estos aspectos se podrá definir posteriormente el tipo de obra requerida, así como la selección de los materiales de construcción, y otros parámetros, que permitirán, la elaboración de un diseño eficiente y económico.

8.2 CONCLUSIONES EN ESTUDIOS HIDROLOGICOS

- Para el diseño de una obra de paso, es primordial conocer lo más exactamente posible, el caudal ó avenida máxima, para la cual será diseñada la estructura. Para ello, es necesario tener en consideración que :
 1. - La Fórmula Racional, es aplicable a cuencas menores de 2 km².
 - El Método del Hidrograma Unitario Triangular Equivalente, es aplicable a cuencas mayores de 2 km².
 2. - Obras de Drenaje Mayor, como Puentes y Bóvedas, serán diseñadas para un período de retorno de 25 ó 50 años. Casos excepcionales requerirán períodos mayores.
 - Obras de Drenaje Menor, como Alcantarillas, serán diseñadas para períodos de retorno de 5 a 10 años.

8.3 CONCLUSIONES EN ESTUDIOS HIDRAULICOS

- Dentro de los diferentes métodos utilizados para el cálculo del perfil de flujo, en el diseño de puentes y bóvedas, se consideró, que el Método Estándar por Segmentos, es el método que se utiliza indistintamente en cauces naturales ó artificiales, razón del porqué, se ha seleccionado en este trabajo, prefiriéndolo a otros métodos, como el de Sección y Pendiente, de Integración Directa, etc.

- El análisis hidráulico basado en el perfil de flujo, deberá proporcionar el N.A.M.E. (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias), a partir del cual se determina la elevación requerida por la superestructura, de la obra a implementar (puente ó bóveda).
- Es importante la determinación de la velocidad del cauce en el punto de control al momento de presentarse una avenida máxima, con el objeto de prever cualquier riesgo de erosión y/o socavación.
- Para el diseño hidráulico de alcantarillas, se presenta el Método de Transportación de los Estados Unidos, el cual proporciona las dimensiones del conducto a utilizar para un caudal dado, el tipo de control (de entrada o de salida) que rige en dicha alcantarilla y la velocidad. En esta información deberá complementarse con un conocimiento más amplio sobre el comportamiento del flujo en la alcantarilla, en el cauce analizado ; para tal efecto, deberá recurrirse al análisis hidráulico contemplado por Ven Te Chow o Richard French. Ambos análisis indican asimismo, como calcular el caudal que transportará dicha estructura, a efecto de contar con una revisión en este sentido.
- Previo al diseño de alcantarillas, al igual que cualquier obra de paso, deberá efectuarse una evaluación del sitio donde se implementará la obra, con el objeto de decidir, si conviene o no un diseño que proporcione la evacuación instantánea total del máximo caudal que pueda presentarse, ya que en algunos casos puede optarse por un diseño

con el que solamente se evacúe un 80 - 90 % del caudal esperado, en forma instantánea, este caso presupone que una pequeña elevación del nivel del agua a la entrada de la misma no ocasionará problemas como: inundación de áreas, desbordamiento de taludes, etc. Caso contrario, es decir, cuando los problemas expuestos sean de magnitud considerable, deberá exigirse además del diseño para el máximo caudal esperado, la implementación de obras de protección que eviten el inminente peligro.

La decisión a tomar, será influenciada principalmente por el aspecto económico, puesto que una reducción del área hidráulica se traduce en la consecuente disminución de dimensiones o proporciones que finalmente conllevan a ahorros sustanciales.

- El éxito del diseño de obras de paso radica en la selección del tipo de estructura que mejor se adapte a las condiciones existentes.

La selección de este tipo de estructura, no deberá basarse específicamente en el más económico de su tipo, ya que la economía que puede obtenerse con la reducción del área hidráulica, longitud o resistencia, pueden disminuir su eficiencia hidráulica, que redundará en excesivos costos de conservación o mantenimiento, convirtiéndose de esta forma en un diseño antieconómico.

Conviene entonces efectuar la correspondiente evaluación de la relación costo-beneficio.

- Como es sabido, un buen diseño de cualquier obra civil precisa del criterio y buen juicio por parte del proyectista, quien será el encargado de aplicar estos conceptos sobre la base de la experiencia para el logro de resultados satisfactorios.

El diseño de sifones invertido, no constituye la excepción a lo antes expuesto y como tal precisa de criterios técnicos y evaluación de diferentes valores que permiten una acertada selección de los mismos. Partiendo de esto y para iniciar el cálculo de los diferentes parámetros, se requiere de la aplicación del método iterativo (prueba y error) con el propósito de determinar las pérdidas de carga, las cuales a su vez no deberán sobrepasar el valor de la carga hidráulica disponible y de esta forma minimizar la laboriosidad del cálculo garantizando la obtención de resultados congruentes.

- Las transiciones entre canal- conducto y viceversa para el caso de sifones, deberán hacerse de forma suave y gradual, ya que el diseño de éstas tiene como finalidad, reducir al mínimo las pérdidas de carga generadas en toda su longitud, logrando de esta forma una mayor eficiencia hidráulica.

CAPITULO IX : RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

Se presentan a continuación, algunas recomendaciones que por su importancia en el diseño hidráulico de las obras de paso, se hace necesario traer a consideración.

- Dentro de las fórmulas presentadas para el cálculo del tiempo de concentración, se establece que las más recomendables para ser utilizadas en nuestro país, son las de Pickering y Giandotti,
- En lo relativo al reconocimiento del lugar, es importante realizar visitas de campo, para hacer observaciones sobre la topografía y geometría del cauce, además de aspectos particulares, tales como: estabilidad de taludes, erosiones, caídas en el cauce, sinuosidades del cauce, etc. tanto en el punto de control como en partes intermedias de la zona de interés, aguas arriba y aguas abajo de dicho punto de control. Como complemento, deberán observarse los siguientes aspectos : tipo de vegetación, tipo de suelo y demás factores que afectan el escurrimiento del agua.
- Para diseñar obras de paso de drenaje menor, como puentes o bóvedas, se debe hacer un análisis técnico-económico completo, que involucre las características hidráulicas de la zona, a efecto de poder llegar a una solución aceptable de diseño.

- La exhaustividad del análisis previo a la realización del perfil de flujo de un cauce, se recomienda hacerlo en función de la envergadura y tipo de obra a implementar. Con ello se podrán escoger las distancias entre secciones transversales a analizar, considerando además puntos intermedios en donde existan cambios bruscos de sección debidos a : ensanchamientos, angostamientos, caídas de flujo, etc.

Siempre que las condiciones existentes no garanticen una adecuada protección en los alrededores del punto del control, se deben diseñar las correspondientes obras complementarias que dependiendo del tipo de obra pueden consistir en : disipadores de energía, muros guardanivel, muros de protección, lavaderos, etc.

- Para el diseño hidráulico de alcantarillas se recomienda utilizar el método de Transportación de los Estados Unidos, debido a la sencillez de su aplicación y a la confiabilidad de sus resultados.
- En la medida de lo posible, se recomienda dar a las alcantarillas, la misma pendiente que tiene el lecho del cauce, ya que pendientes mayores o menores que ésta, pueden causar en cualquiera de los casos, la obstrucción de uno de sus extremos (pendientes mayores tienden a obstruir el extremo inferior, en la misma forma que pendientes menores pueden obstruir el extremo superior de dicha alcantarilla).
- Se recomienda evitar reducir el número de alcantarillas, tratando de concentrar en una sola, los caudales que deben evacuarse parcialmente, requiriendo y justificando de esta

forma, el número de estructuras que indique el diseño, con lo cual se evitarán futuras complicaciones al momento de evacuar el flujo.

- Se recomienda que al momento de proyectar una alcantarilla, se le proporcione el área hidráulica necesaria que sea capaz de evacuar en forma solvente el caudal suministrado, todo con el propósito de evitar que fluya como conducto lleno. El cumplimiento de este propósito (es decir que fluya como conducto parcialmente lleno), contempla la formación de un espacio libre, el cual permite en cierta medida el arrastre de cuerpos flotantes que por razones diversas pueden introducirse en la estructura, a la vez que aumenta su margen de seguridad.
- En nuestro país, el uso de sifones (normales e invertidos) es limitado y su mayor aplicabilidad se enfoca a fines agrícolas como el riego. Sin embargo, el uso de esta estructura es recomendable cuando su implementación represente una economía considerable en comparación con otro tipo de obra para la cual también se haya efectuado el respectivo anteproyecto, siempre y cuando las presiones de trabajo que se generen en el interior del conducto, garanticen su adecuado funcionamiento sin requerir de mantenimiento especial.

BIBLIOGRAFIA

- "Manual de Hidráulica", Azevedo Netto, J.M. de, Acosta Alvarez, Guillermo,
Editorial Harla, S.A. de C.V.,
México 1976.
- "Hidráulica de Canales Abiertos", Ven Te Chow,
Editorial Mc Graw Hill Interamericana S.A de C.V.
Colombia, 1994.
- "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos", Linsley, Ray K. - Franzini, Joseph B.,
Compañía Editorial, S.A. de C.V., Primera Edición en Español,
México, 1984.
- Manual de Drenaje de la Secretaría Nacional de Caminos de la República de México.
- "Hidráulica de Canales Abiertos", French, Richard H.,
Editorial Mc Graw Hill Interamericana S.A. de C.V.,
México, 1988.
- "Hidrología para Ingenieros", Linsley, Ray K. Jr. - Kohler, Max A. Paulus,
Joseph L.H.,
Editorial Mc Graw Hill Latinoamericana, S.A.
- "Manual del Ingeniero Civil", Frederick S. Merrit,
Editorial Mc Graw Hill S.A de C.V., Volumenes I, II, y III,

México, 1984.

- "Diseño de Presas Pequeñas", United States Department of the interior, Stewart L. Udall, Secretary, Bureau of Reclamation, Floyd E. Dominy, Commissioner, Compañía Editorial Continental S.À. de C.V. 1985.
- "Proyectos de Zonas de Riego", Dirección de Proyectos de Irrigación, Departamento de Canales, México.
- "Tratado de Hidrología Aplicada", Remenieras G. Editores Técnicos Asociados, S.A., Segunda Edición, 1974.
- "Fundamentos de Hidrología de Superficie", Aparicio Mijares, Francisco Javier, Limusa Moriega Editores, 1987.
- "Mecánica de los Fluidos", Streeter, Víctor L.- Wylie, E. Benjamín, Editorial Mc Graw Hill Interamericana S.A. de C.V., México.
- "Manual de Drenaje y Productores de Construcción", the Arneo International Corporation, 1958.
- "Manual de Caminos Vecinales", Gutiérrez, René Etchegarren, México, D.F.
- Manual de Drenaje de Caminos de la República de Venezuela.
- Ernest W. Steel
Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Tercera Edición, España, 1965.