



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA- 118

ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL

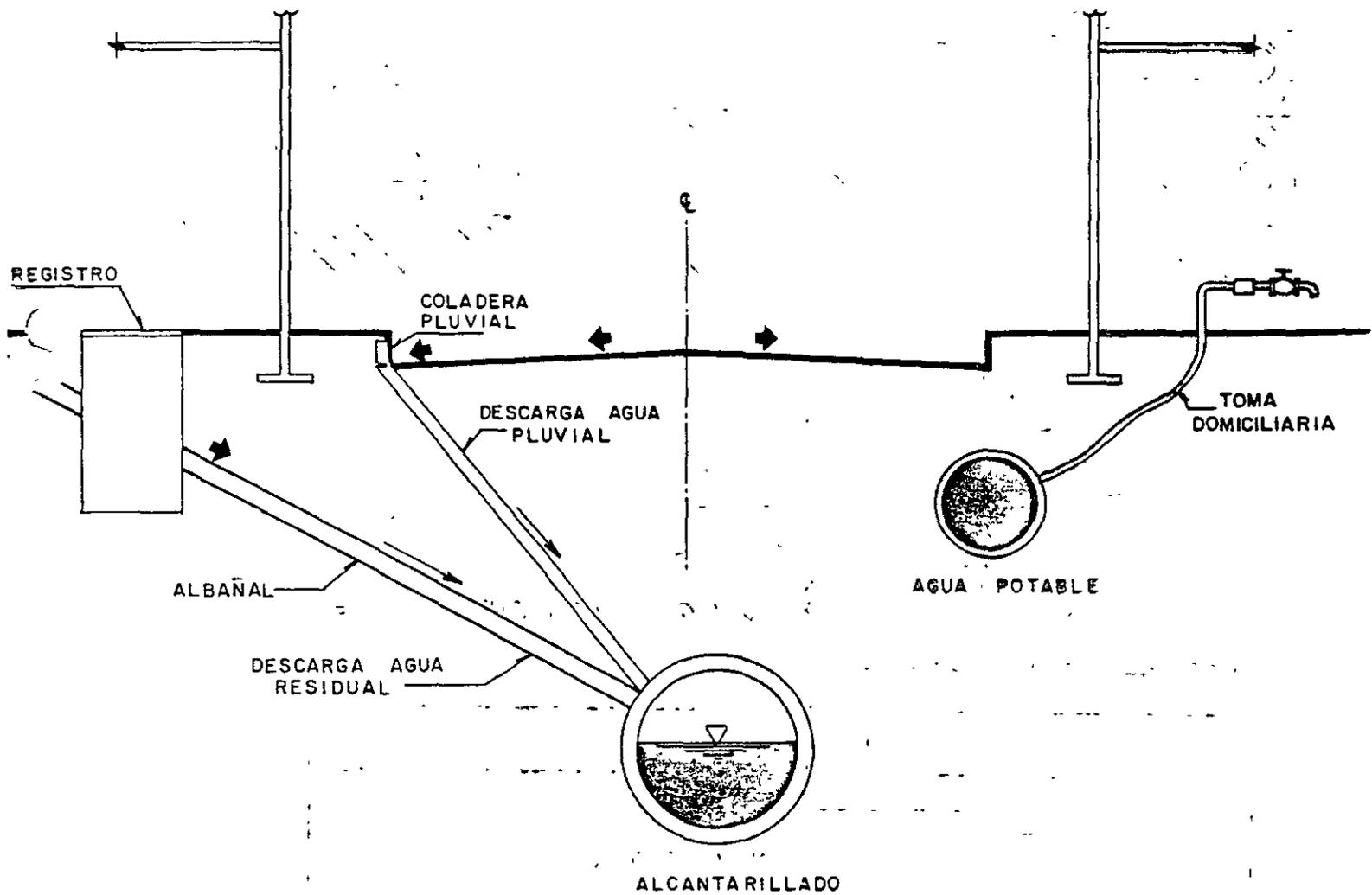
TEMA

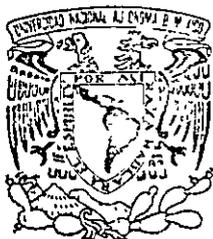
SISTEMAS HIDRÁULICOS URBANOS

**PROFESOR : ING. JORGE GRAJALES ESCARPULLI
PALACIO DE MINERÍA
MARZO DEL 2004**



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
SISTEMAS HIDRAULICOS URBANOS





SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ELEMENTOS PRINCIPALES

1.- TUBERIAS O CONDUCTOS:

ALBAÑAL

ATARJEAS

SUBCOLECTORES

COLECTORES

INTERCEPTORES

EMISOR

2- ESTRUCTURAS Y OBRAS ACCESORIAS

POZOS DE VISITA

POZOS DE CAIDA

ESTRUCTURAS DE VERTIDO

SIFONES INVERTIDOS

PUENTE CANAL

3- ESTACIONES DE BOMBEO

4- PLANTAS DE TRATAMIENTO



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ATARJEAS-

SON LOS CONDUCTOS DE MENOR DIAMETRO DE LA RED DE ALCANTARILLADO.

FUNCION-

RECIBEN DIRECTAMENTE LAS DESCARGAS DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMICILIARIAS.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

SUBCOLECTORES

SON TUBERIAS QUE SE CONECTAN A LAS ATARJEAS GENERALMENTE DE MAYOR DIAMETRO QUE ESTAS.

FUNCION

RECIBIR DE LAS ATARJEAS EL AGUA RESIDUAL Y TRANSPORTARLA HASTA EL SIGUIENTE CONDUCTO



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

COLECTORES

SON TUBERIAS QUE SE CONECTAN A LOS SUBCOLECTORES Y GENERALMENTE SON DE MAYOR DIAMETRO QUE ESTAS

FUNCION

RECIBEN EL AGUA RESIDUAL Y / O PLUVIAL DE SUBCOLECTORES Y ATARJEAS Y LA TRANSPORTAN HASTA EL SIGUIENTE CONDUCTO.

LOS SUBCOLECTORES Y LOS COLECTORES PUEDEN RECIBIR EL NOMBRE DE INTERCEPTORES



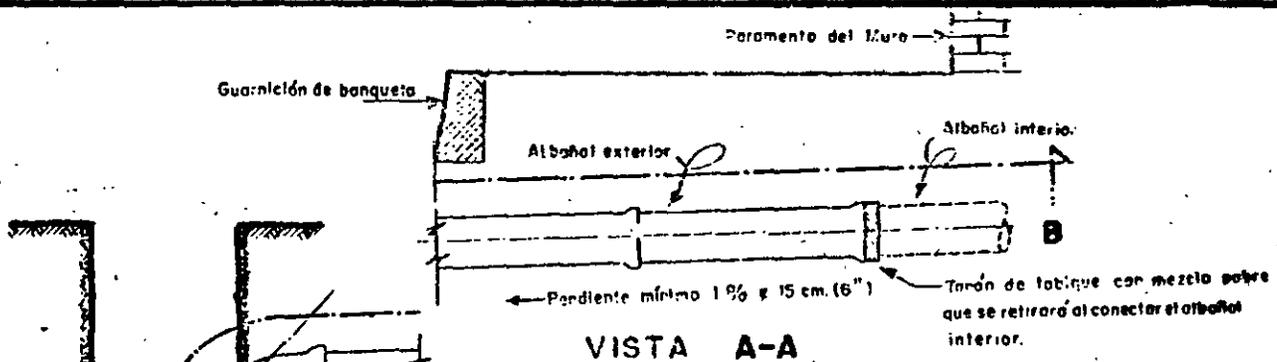
SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

EMISOR

SON TUBERIAS DE MAYOR
DIAMETRO QUE NO RECIBEN
DESCARGAS DE AGUAS
RESIDUALES , NI PLUVIALES

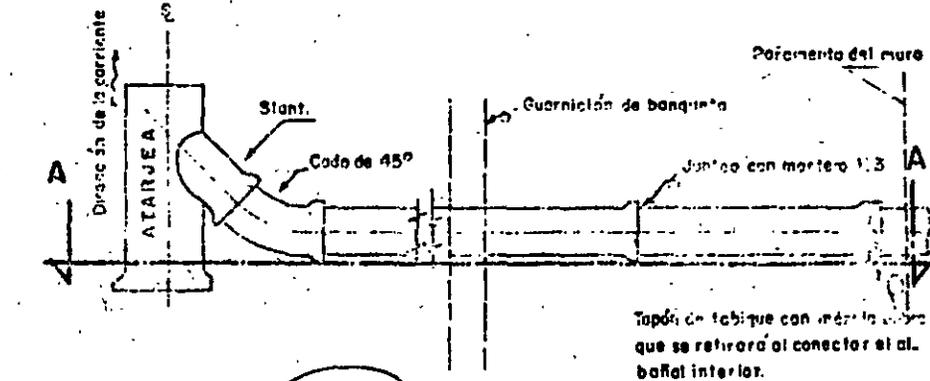
FUNCION

CONducir LOS VOLUMENES DE
AGUA CAPTADOS POR TODO EL
SISTEMA DE TUBERIAS QUE
CONSTITUYEN LA RED DE
ALCANTARILLADO HASTA EL
SITIO DONDE SE TRATARAN O
VERTERAN A UN CUERPO
RECEPTOR LAS AGUAS RESI-
DUALES Y / O PLUVIALES.



VISTA A-A

MATERIALES	Unidad	ALBAÑAL	
		100mm x 200mm	200mm x 200mm
Esqueletos	m ³	6	12
Cemento	Kg	5	6
Arena	l	14	14



VISTA SEGUN B-B

Este plano anula y sustituye al V.C. 1186 de Julio 1960

SECRETARÍA DE ASUNTOS MUNICIPALES Y OBRAS PÚBLICAS
 SUBSECRETARÍA DE OBRAS MUNICIPALES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

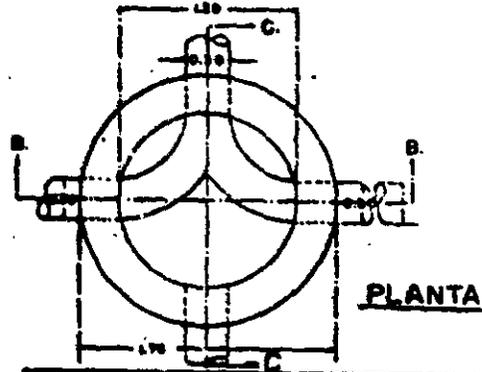
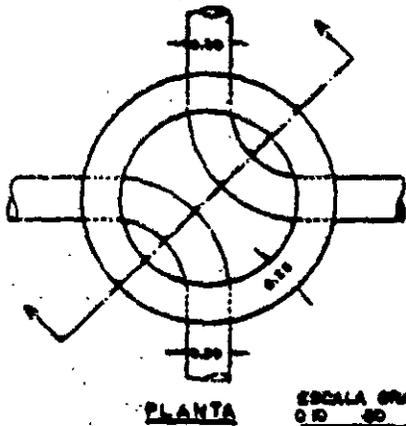
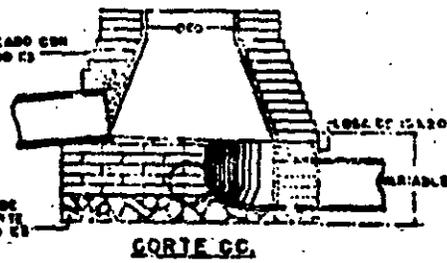
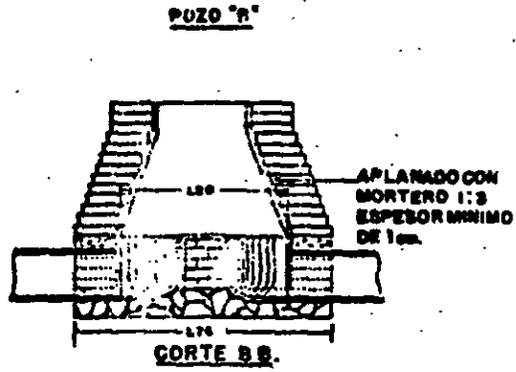
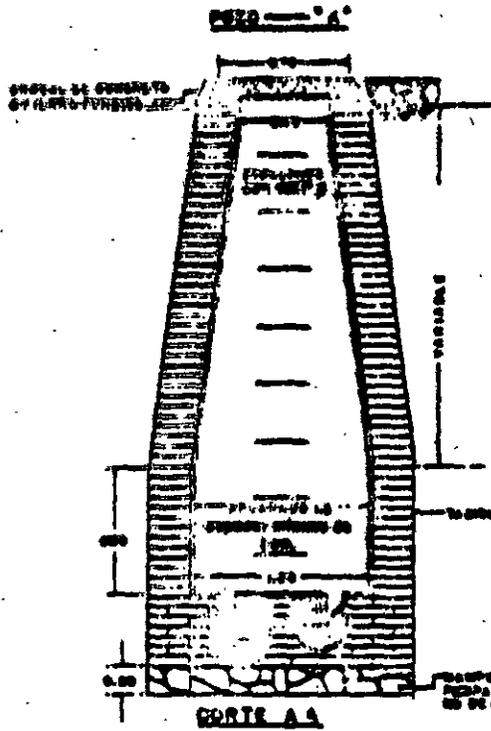
ALCANTARILLADO CONEXIÓN DE ALBAÑAL

Contenido: *[Handwritten signature]*

México, D.F. Julio 1979

V.C. 1983

Actualizó: *[Handwritten signature]* Revisó: *[Handwritten signature]*
 ING. JULIO VARGAS R. ING. LUIS R. PINO S. T.

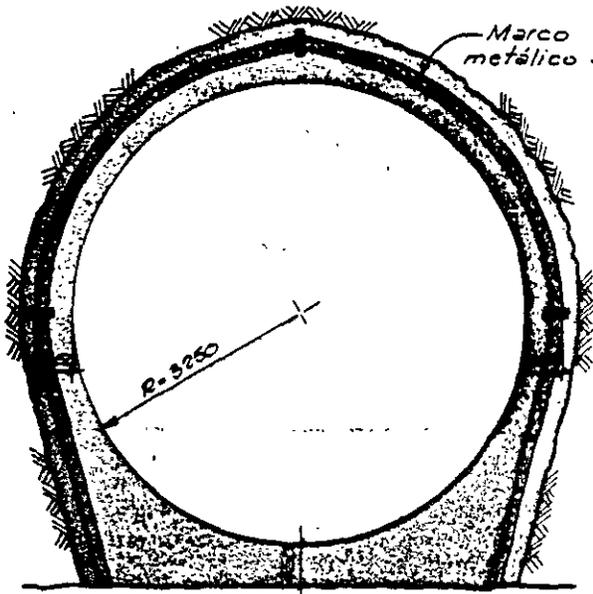


NOTAS -
 ACOTACIONES EN METROS.
 EL POZO TIPO "A" SE USARA PARA PROFUNDIDADES
 MAYORES DE 2.50 M.
 EL POZO TIPO "B" SE USARA PARA PROFUNDIDADES
 MENORES DE 2.50 M.

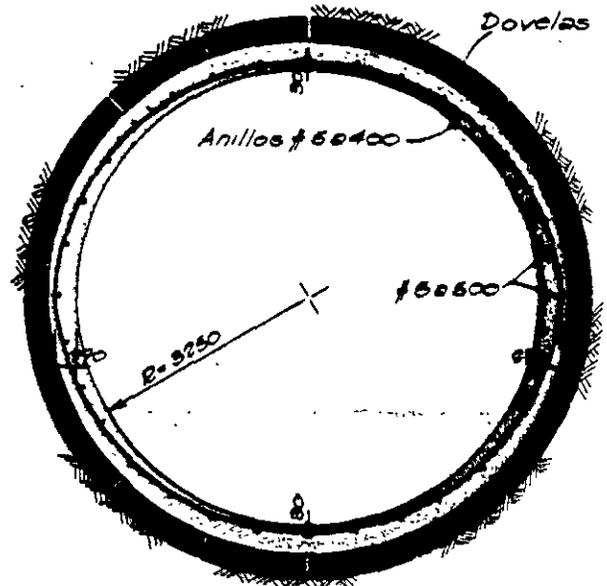
ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL N.C. 004
 DEL 15 DE MARZO DE 1978

ESCALA GRAFICA
 0 10 20 30

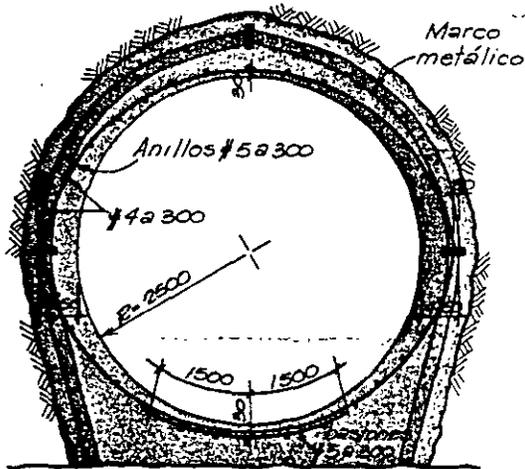
DIRECCION DE ASENTAMIENTOS RURALES Y OBRAS PUBLICAS DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS RURALES Y OBRAS PUBLICAS DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO SUBDIRECCION DE PROYECTOS	
ALCANTARILLADO POZO DE VISITA COMUN	
[Espacios para firmas y sellos]	
[Espacio para fecha]	V.C. 1983



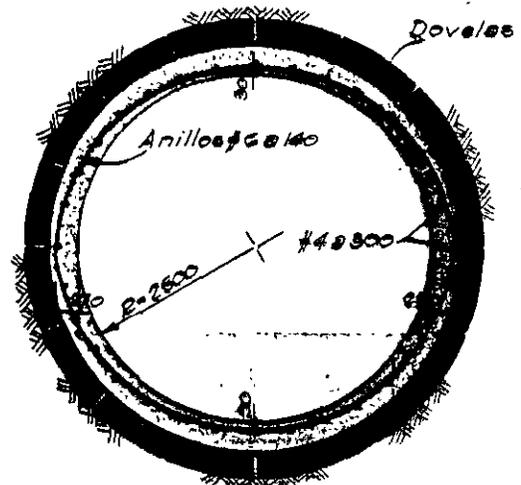
**SECCION EMISOR CENTRAL
ZONA SIN REFUERZO**



**SECCION EMISOR CENTRAL
ZONA CON REFUERZO
(TRAMO 21 - PORTAL)**



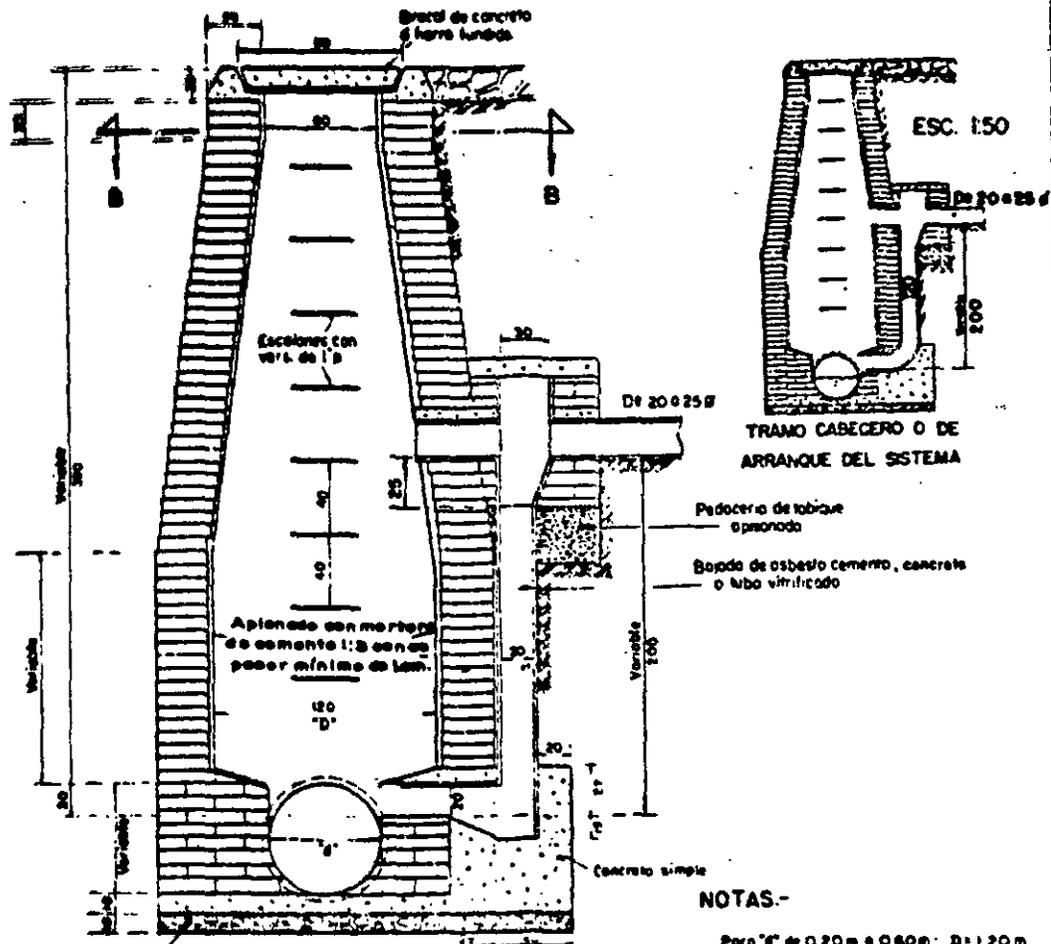
SECCIONES DE INTERCEPTORES ORIENTE Y CENTRAL



NOTAS GENERALES

- 1- Acofaciones en milímetros.
- 2- Especificación de materiales:
 - a) Concreto normal de peso volumétrico $\geq 2100 \text{ Kg/m}^3$ y $f_c = 270 \text{ Kg/cm}^2$, usando para su fabricación cemento tipo V.
 - b) Acero de refuerzo varillas corrugadas de los siguientes grados:
 - # 4 grado estructural de $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
 - # 5 ó mayor, grado duro de $f_y \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$
 - c) Soldadura para acero suave con electrodos recubiertos de la serie E-60.
- 3- El espesor mínimo considerado en el diseño está indicado en cada sección.
- 4- Recubrimientos libres 30 mm o el mayor diámetro del refuerzo longitudinal.

Diferentes tipos de adome y revestimiento definitivo en Interceptores y Emisor

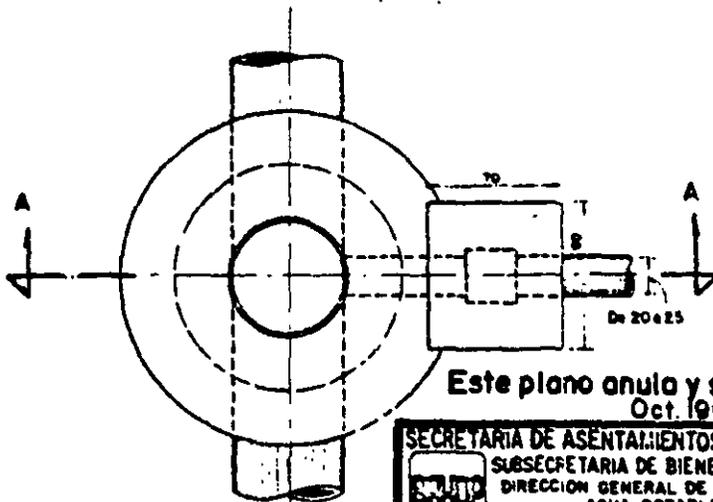


Pedocera de tabique

CORTE A-A

NOTAS.-

Para "a" de 0.20 m a 0.60 m - D: 120 m
 Para "b" de 0.76 m a 1.07 m - D: 150 m
 Las escaleras están en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad



**PLANTA
CORTE B-B**

Este plano anula y sustituye al VC.1224
 Oct. 1960

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
 SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO.
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

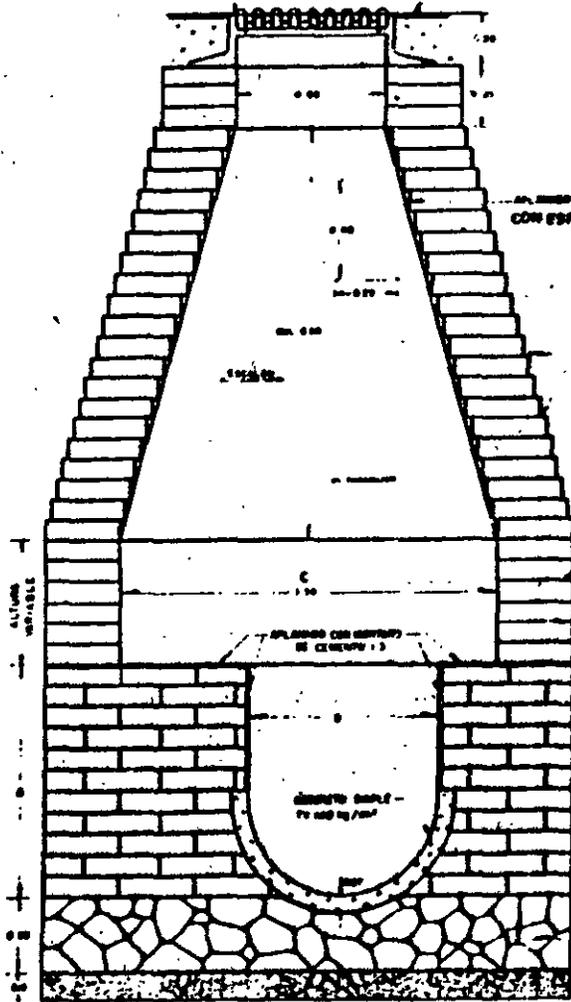
ALCANTARILLADO
POZO CON CAIDA ADOSADA HASTA 2.00 m.
TUBERIAS DE 20 o 25 cm DE DIAMETRO

Conforme: *[Signature]*
 Aprobado: *[Signature]*
 DISEÑO: *[Signature]*
 REVISOR: *[Signature]*

México, D.F. Junio de 1960 V.C. 1980

ADAPTO
 REVISOR
 DISEÑO
 M. Lora
 M. Lora

BRIDA DE FIERRO PUNDO O DE CONCRETO



AL. BRIDA DE FIERRO DE CONCRETO 1:1
CON ESPESOR MINIMO DE 7 cm.

TABIQUE JUNTEADO CON
MORTERO DE CEMENTO 1:3

MURO DE TABIQUE
DE 25 CM

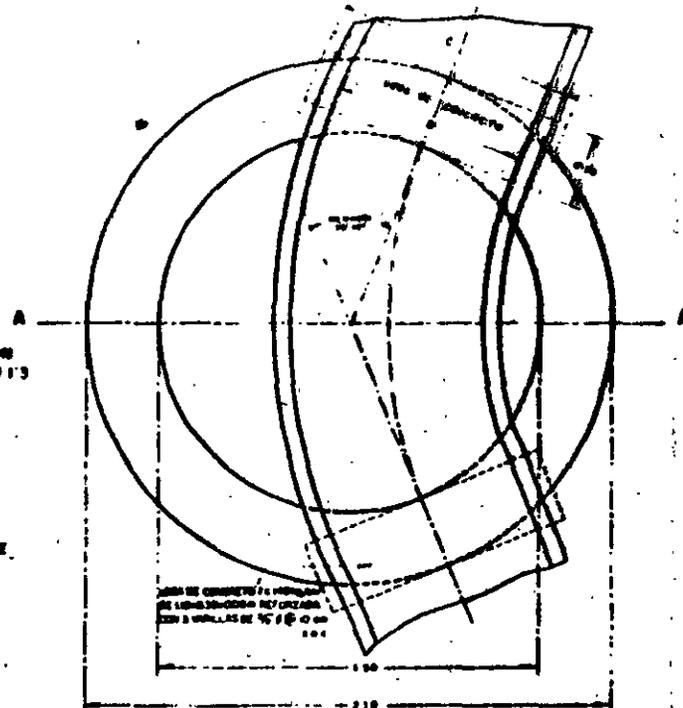
APLISADO CON MORTERO
DE CEMENTO 1:3

CONCRETO SIMPLE
70 kg/m³

EMPASTADO JUNTEADO CON MORTERO
DE CEMENTO 1:3

CAPA DE PIEDRA DE TABIQUE
O YECOMTE

CORTE A-A



PLANTA

ANCHO M.D.	A	ALTO M.D.	C	E
0.70	0.84	2.00	1.10	1.70
0.81	1.07	2.00	1.00	1.90
1.07	1.24	2.00	1.00	2.10

NOTA -
ACOTACIONES EN METROS

Est. plano anula y sustituye
al V.C.1118

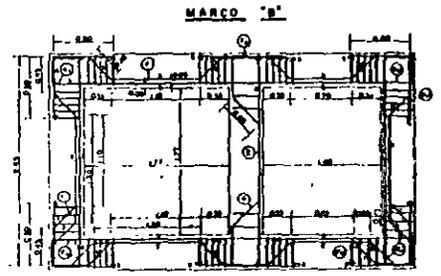
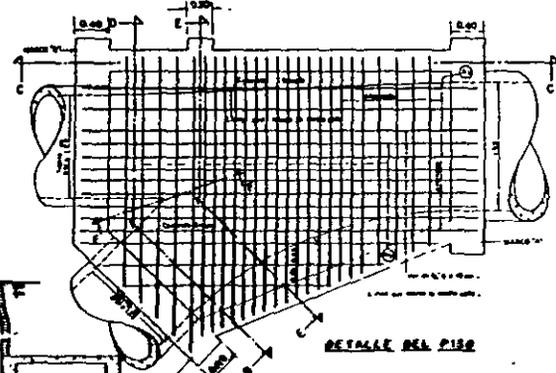
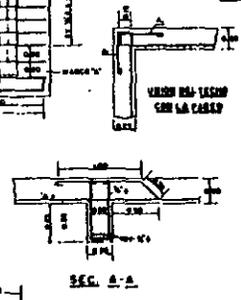
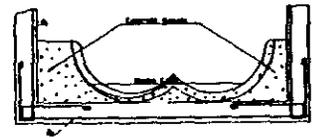
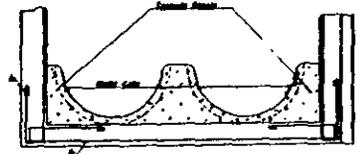
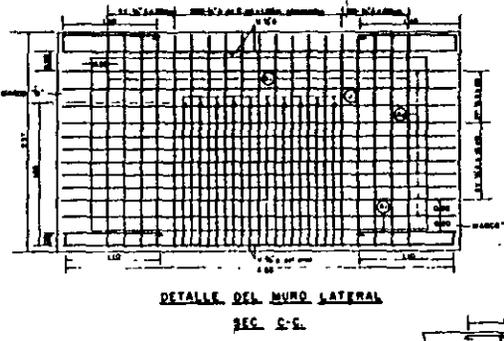
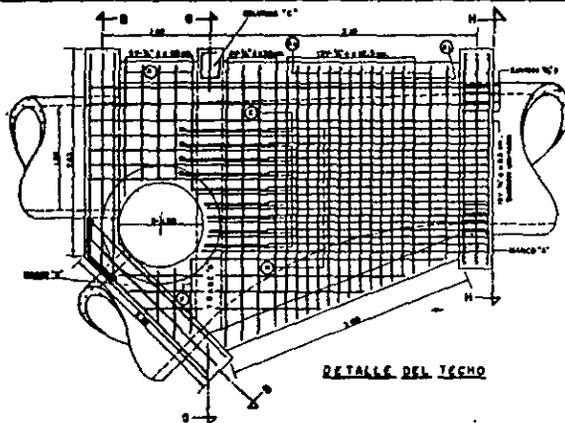
JULIO DE 1960

Autor: *[Signature]*
 Diseñador: *[Signature]*
 Revisor: *[Signature]*
 Aprobado: *[Signature]*

REVISO *[Signature]*
 ING. JULIO TORRES R.
 JUNIO 22 1970

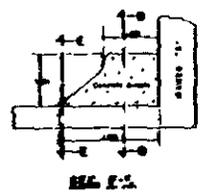
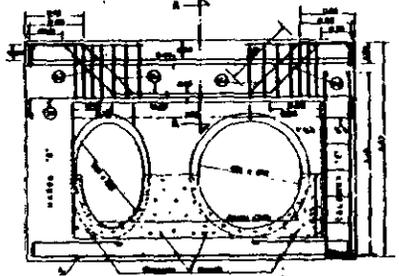
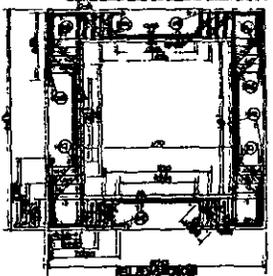
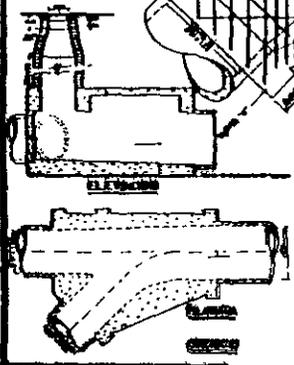
ALCANTARILLADO - POZO DE VISITA ESPECIAL
 DEFLEXIONES HASTA 45°
 DIAMETROS: 70 y 107 cm.

V.C.1118
 V.C.1088



LISTA DE MATERIAL

CANTIDAD DE TIPO	DESCRIPCION	UNIDAD	VALOR
1	ALCANTARILLADO	m ²	100
1	POZOS CANAL UNION	cm	100
1	ENTRUESES	cm	100

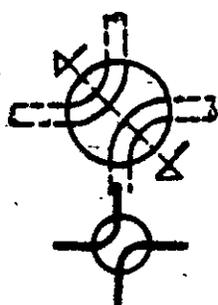


NOTAS:
- Escala: 1:50
- Dimensiones en cm

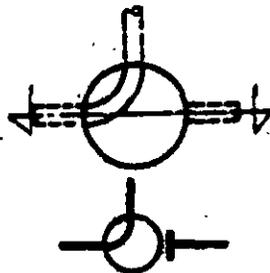
SAHOP
SUBDIRECCION DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO
POZOS CANAL UNION DIAM. 100 cm.
ENTRUESES DE 10 cm.

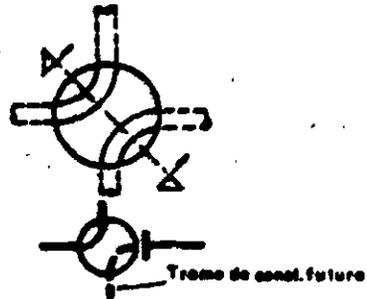
Agosto de 1979



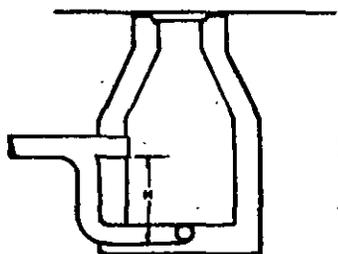
H: no debe ser mayor de 0.40m.



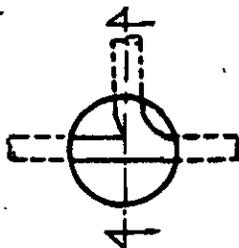
H: no debe ser menor de d. 1 más alto que 2



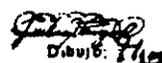
Pazo para cabezo provisional. Se hace media caña, H: no mayor de 0.40 m.

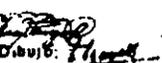


Pazo con caída adosado H, no mayor de 2.00m. Caídas menores de 0.50m. se construirán directas al pozo.



NOTA - La disposición indicada para las plantillas de las tuberías, tiene por objeto permitir el acceso de los equipos de limpieza y facilitar las maniobras al personal de mantenimiento.

Actualizó: 
 Revisó: 
 M.C. JULIO VARGAS R.
 M.B. LAZARO REYNOSO T.

Dibujó: 
 L. ESTEBAN H.

Este plano cancela y sustituye al V.C. 068 de Sept. 1959

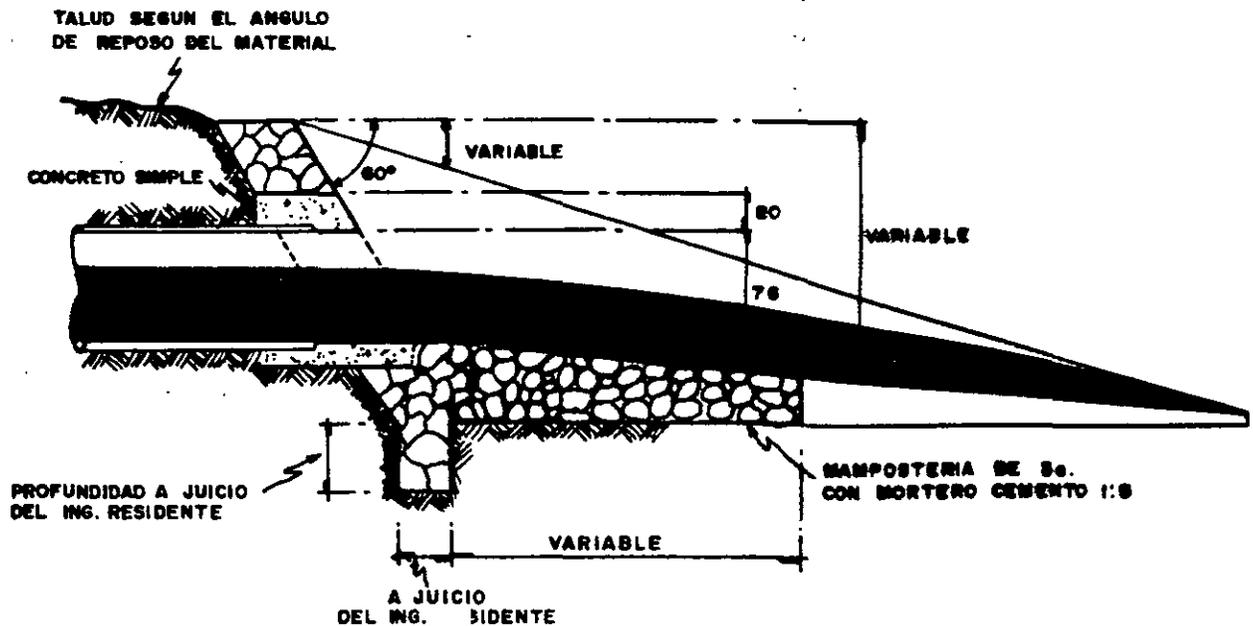
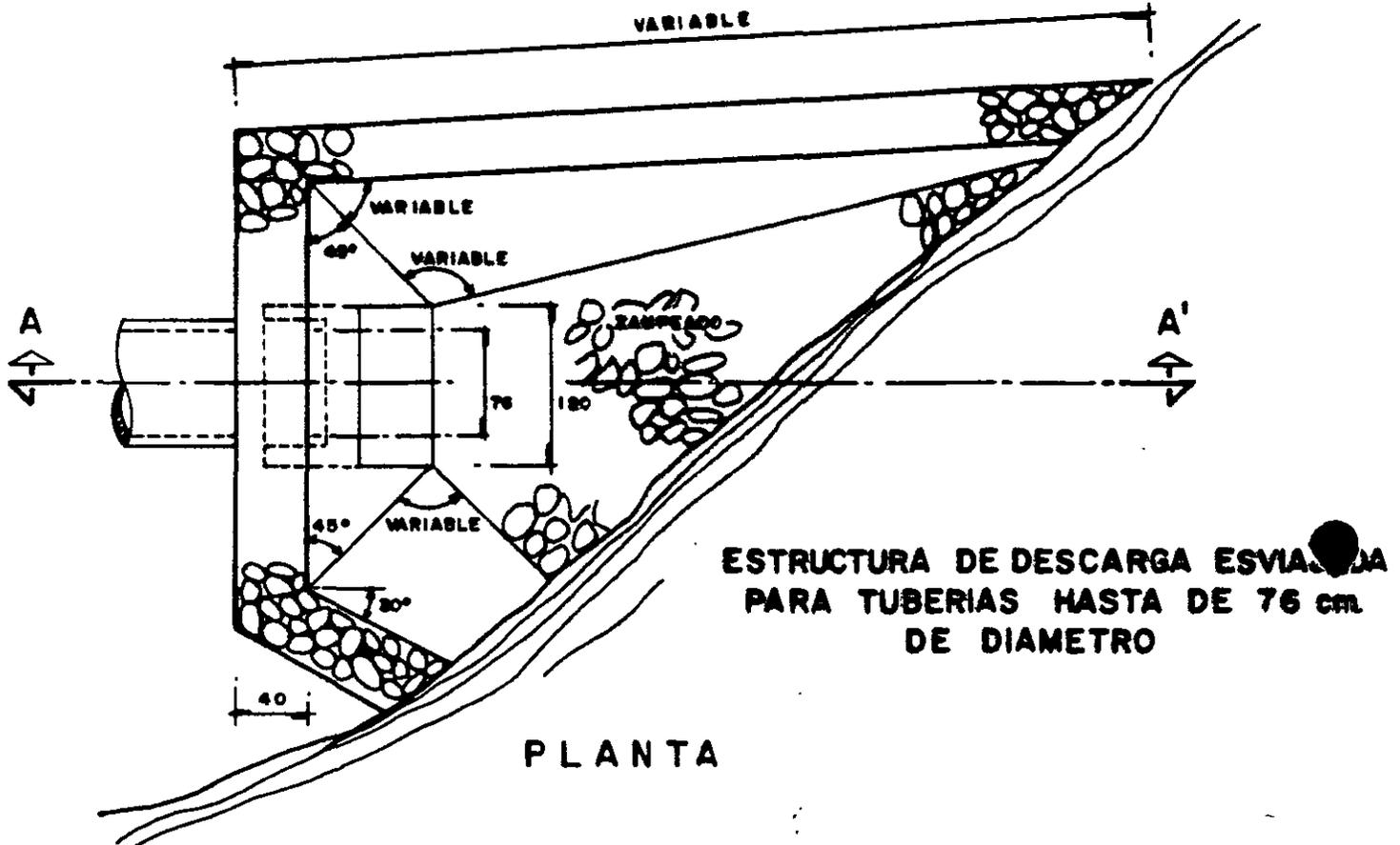
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS Y OBRAS PÚBLICAS DEPARTAMENTO DE OBRAS HÍDRICAS Y OBRAS PÚBLICAS DIVISIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE AGUA POTABLE Y ALCAANTILLAS SUB-DIVISIÓN DE...	
AYUNTAMIENTO DISPOSICIÓN DE PLANTILLAS EN POZOS DE VISITA	
Autorizó:  Director General	Autorizó:  Director de Obras
Autorizó:  Jefe de División	Autorizó:  Jefe de Sección
México, D.F. Junio de 1960	

V.C. 1024



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ESTRUCTURA DE DESCARGA

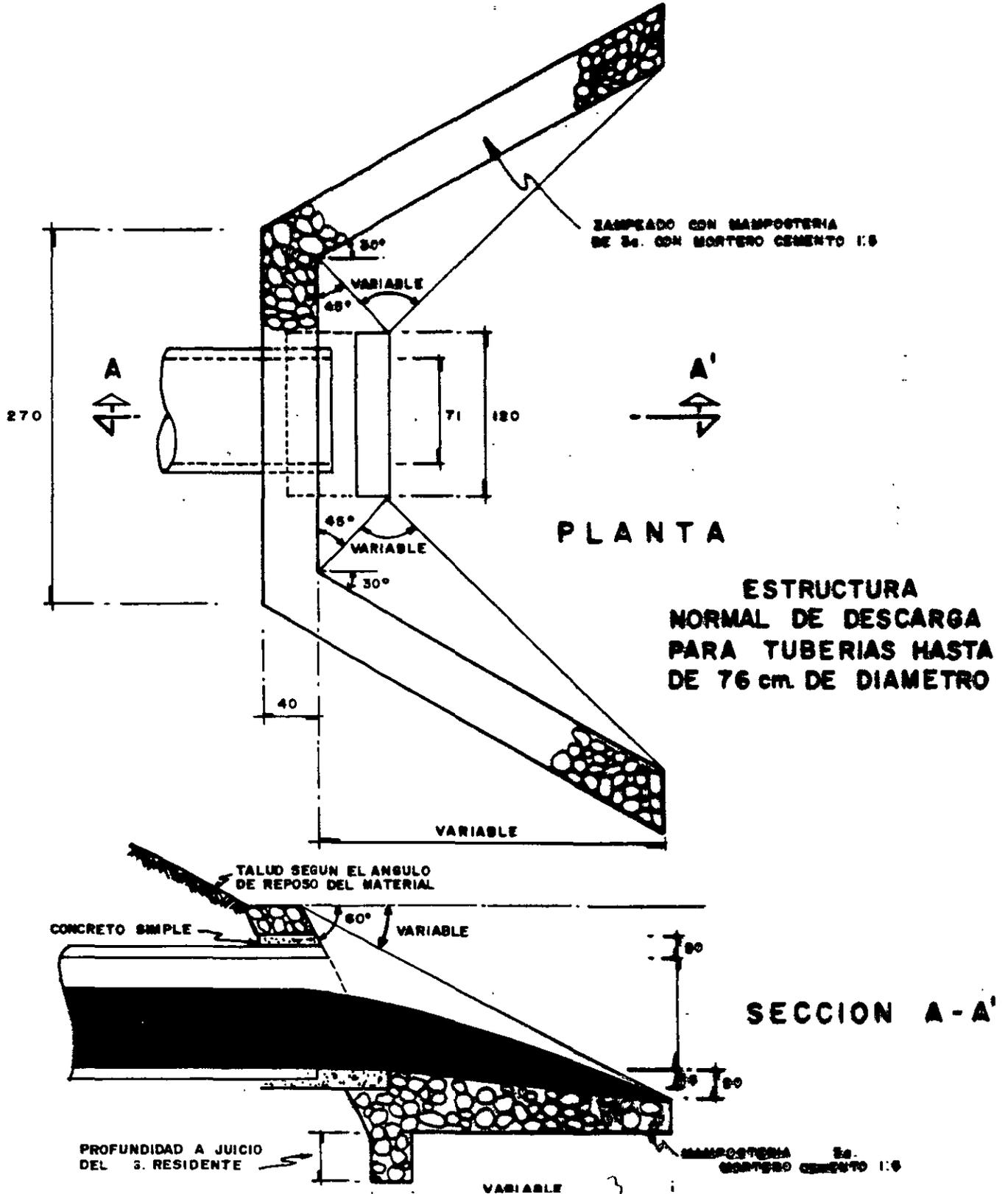




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ESTRUCTURA DE DESCARGA





I.1.2.- DESARROLLO HISTÓRICO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO, SURGE COMO UNA NECESIDAD CUANDO SE ORIGINAN LAS PRIMERAS CIUDADES, CON UN NÚMERO CRECIENTE DE HABITANTES Y SE VEN SOMETIDOS POR UN LADO A LOS FENÓMENOS NATURALES, BASICAMENTE LA PRECIPITACIÓN QUE INUNDA ESTOS ESPACIOS HABITADOS, Y POR OTRO A LA GRAN PROBLEMÁTICA DE DESALOJAR LOS DESECHOS ORGÁNICOS DE LA POBLACIÓN, Y LOS DESECHOS DE LA NACIENTE INDUSTRIA.

LOS HABITANTES DE LA MAYORÍA DE LAS CIUDADES ACTUALES, SE HAN ACOSTUMBRADO A LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO PERO ESTOS NO SE TENÍAN EN LAS CIUDADES DE LAS ANTIGUAS CIVILIZACIONES. LOS ANTIGUOS ROMANOS SON DE LOS PRIMEROS PUEBLOS QUE TIENEN SISTEMAS HIDRÁULICOS DE ABASTECIMIENTO Y DESALOJO DE AGUAS.

ROMA SE ABASTECÍA POR NUEVE ACUEDUCTOS CON LONGITUDES QUE VARIABAN DE 16 A 80 KM. EL DRENAJE SE INTEGRABA POR CANALES EN LAS CALLES PARA DESALOJAR EL AGUA DE LLUVIA. ASIMISMO CONTABA CON UN GRAN DRENAJE, CONOCIDO COMO LA CLOACA MÁXIMA, CONSTRUIDO PARA DRENAR EL FORO ROMANO Y QUE SE ENCUENTRA ACTUALMENTE EN SERVICIO.

LA MAYORÍA DE LOS DRENAJES CONSTRUIDOS EN LA EDAD MEDIA HASTA EL SIGLO XIX TIENEN MUY POCO PROGRESO Y PERMITEN ÚNICAMENTE LA ELIMINACIÓN DEL AGUA DE LLUVIA.

EN 1805 SE REALIZA LA CONSTRUCCIÓN DEL PRIMER COLECTOR DE GRAN TAMAÑO PARA LA CIUDAD DE NEW YORK.

CON EL NACIMIENTO DE LA REVOLUCIÓN INDUSTRIAL, SE INICIA EL AGRUPAMIENTO DE GRANDES NÚCLEOS DE HABITANTES EN CIUDADES QUE YA PUEDEN LLAMARSE URBANAS, SIN EMBARGO CARECEN DE SERVICIOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO, LO QUE LES DA LA CARACTERÍSTICA DE MALOLIENTE, SUCIAS Y CON GRAVES PROBLEMAS DE SALUD, CON EPIDEMIAS FRECUENTES QUE MERMAN A LA POBLACIÓN.

EN 1815 SE PERMITE LA DESCARGA DE EXCRETA EN LOS DRENAJES PLUVIALES DE LONDRES, LO QUE RESUELVE DE UN MODO RÁPIDO EL PROBLEMA DE HIGIENE. EN 1833 SE PERMITE LA MISMA ACCIÓN EN LA CIUDAD DE BOSTON Y SE INICIA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS GRANDES COLECTORES DE LA CIUDAD DE PARÍS, FRANCIA.

EN 1847-1848 SE FORMA EN LONDRES LA COMISIÓN DE ALCANTARILLADO METROPOLITANO (METROPOLITAN SANITARY COMMISSION). EL HECHO DE CONCENTRAR LAS AGUAS SANITARIAS Y PLUVIALES EN EL DRENAJE EXISTENTE, INICIA EL PROCESO DE CONTAMINACIÓN DE RÍOS, EN LOS SITIOS DE VERTIDO, AL GRADO QUE EN 1858 SE CALIFICABA AL RÍO TÁMESIS, COMO UNA VASTA CLOACA ABIERTA.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO:

DESARROLLO HISTORICO:

ROMA: DRENAJE PLUVIAL
CLOACA MAXIMA

NUEVA YORK:

1805

CONSTRUCCION DEL
PRIMER COLECTOR
DE GRAN TAMAÑO

LONDRES:

1815

SE PERMITE LA DESCARGA
DE EXCRETAS AL DRENAJE
PLUVIAL DE LA CIUDAD.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO:
DESARROLLO HISTORICO:**

PARIS:

1833

INICIA LA CONSTRUCCION
DE LOS GRANDES COLECTORES
DE LA CIUDAD

LONDRES:

1847

SE FORMA LA COMISION
DEL ALCANTARILLADO
METROPOLITANO

BROOKLYN:

CHICAGO:

1857--1853

CONSTRUCCION DEL
ALCANTARILLADO

MASSACHUSETTS

1886

SE CREA LA DIVISION
DE INGENIERIA EN EL
CONSEJO DE SANIDAD.



MEXICO:

1449

**CONSTRUCCION DE LA
PRIMERA OBRA DE
DRENAJE PLUVIAL:
NETZAHUALCOYOTL CONSTRUYE:
UN DIQUE IZTAPALAPA-ATZACOALCO**

1604-1607

GRANDES INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO

1608

TERMINACION DEL TUNEL DE NOCHISTONGO

1626 - 1631

INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO

PERECEN CERCA DE 30.000 PERSONAS

1789

DESPUES DE 160 AÑOS DE CONSTRUCCION

SE TRANSFORMA EL TUNEL DE NOCHISTONGO EN

TAJO (CANAL)LOGRANDO DAR SALIDA

PERMANENTE AL RIO CUAUTITLAN

1856

INICIA LA CONSTRUCCION DEL GRAN CANAL DE

DESAGUE



MEXICO:

1900

SE TERMINA LA CONSTRUCCION DEL GRAN CANAL DEL
DESAGUE Y TUNEL DEL TEQUISQUIAC

1940

SE CONSTRUYE EL NUEVO TUNEL DE TEQUISQUIAC

1930-1951

PERIODO EN EL CUAL EL DRENAJE DE LA CIUDAD
DE MEXICO SE HACE INADECUADO POR PROBLEMAS
DE HUNDIMIENTOS DEL SUBSUELO.

1952-- 1958

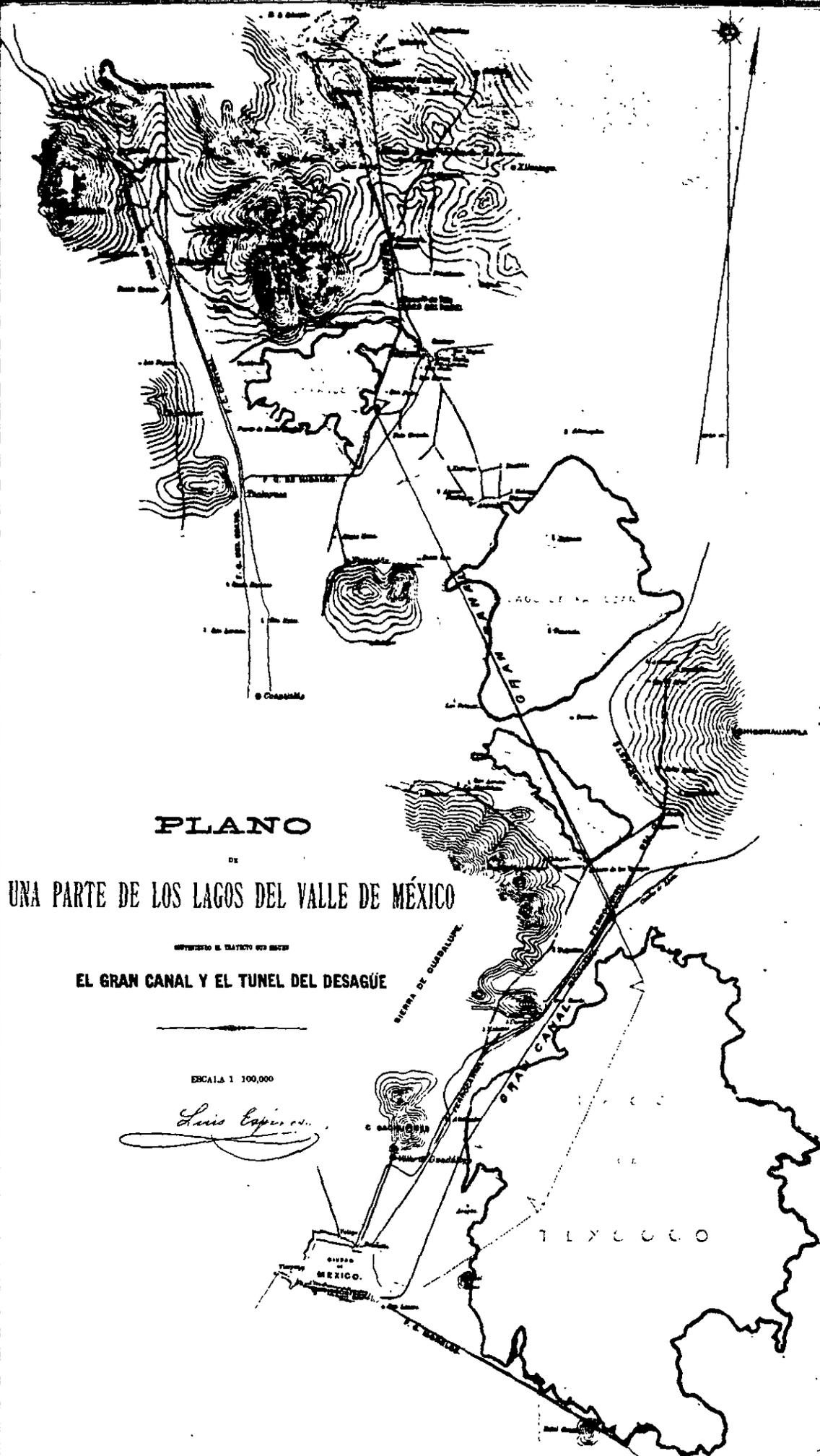
SE INICIAN OBRAS PARA EVITAR INCUNDACIONES:
COLECTORES Y PLANTAS DE BOMBEO

1971

SE CREA EL CONSEJO TECNICO PARA LA SUPERVISION
DEL DRENAJE PROFUNDO

1975

SE PONE EN FUNCIONAMIENTO LA PRIMERA ETAPA
DEL DRENAJE PROFUNDO :INTERCEPTOR CENTRAL,
INTERCEPTOR ORIENTE Y EMISOR CENTRAL.



PLANO
 DE
UNA PARTE DE LOS LAGOS DEL VALLE DE MÉXICO

PROYECTO DE DISEÑO DEL INGENIERO
EL GRAN CANAL Y EL TUNEL DEL DESAGÜE

ESCALA 1 100,000

Luis Espinosa

CIUDAD DE MEXICO

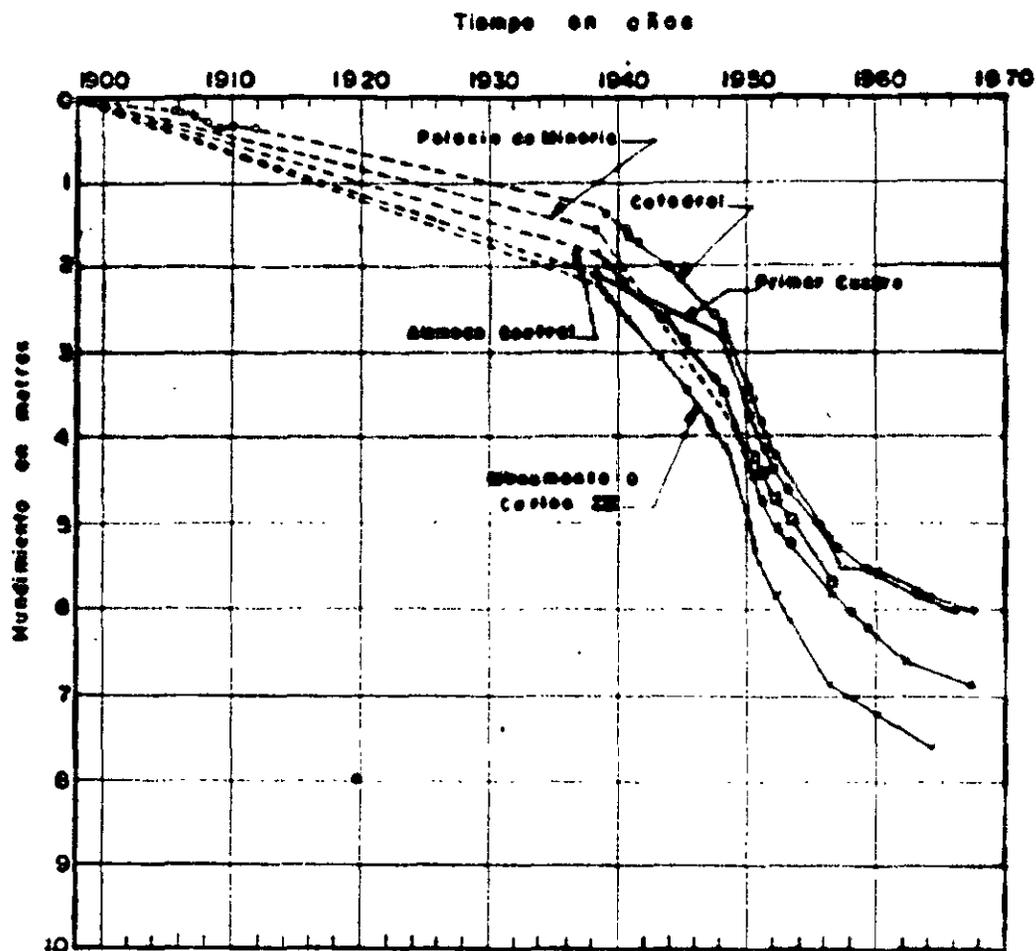
TLAXCOCO

SIERRA DE GUADALUPE

OTZACANALES

OTZACANALES

C. SAN JUAN



EVOLUCION DEL MUNDIMIENTO MEDIO EN PUNTOS
ESPECIFICOS DE LA CIUDAD DE MEXICO.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA-118 ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE ALACANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL

22 AL 26 DE MARZO

TEMA

Suministros aplicados al desarrollo metropolitano TUBERÍA CORRUGADA DE POLIETILENO

COORDINADOR: MSP Rafael López Ruiz
PROFESOR: Ing. Jorge Luis Grajales Escarpulli
PALACIO DE MINERÍA
Marzo 2004



QUAIL

PIPE MEXICANA

TUBERIA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

Nuestro
compromiso
es
cuidar tu
entorno.

Desarrollado en México

QUAIL-Y-PIPE MEXICANA

SUMINISTROS APLICADOS AL DESARROLLO METROPOLITANO
NIÑOS HEROES No. 208 A
TEPEPAN XOCHIMILCO, C.P. 16020
MEXICO, D.F.
TELFAX. 5555-9871 5675-8733



LISTA DE PRECIOS UNITARIOS EN DOLARES AMERICANOS

DESCRIPCION DE MATERIAL	PRECIO X ML	PRECIO X TRAMO	TRAMO MTS
TUBO HDPE DE 60" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 343.63	\$ 2,147.69	6.25
TUBO HDPE DE 48" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 201.19	\$ 1,257.44	6.25
TUBO HDPE DE 42" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 149.29	\$ 933.06	6.25
TUBO HDPE DE 36" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 118.89	\$ 743.06	6.25
TUBO HDPE DE 30" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 78.37	\$ 478.06	6.10
TUBO HDPE DE 24" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 45.39	\$ 254.18	5.60
TUBO HDPE DE 18" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 23.70	\$ 137.46	5.80
TUBO HDPE DE 15" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 17.92	\$ 103.94	5.80
TUBO HDPE DE 12" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 13.00	\$ 75.40	5.80
TUBO HDPE DE 10" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 9.12	\$ 53.81	5.90
TUBO HDPE DE 8" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 6.61	\$ 40.32	6.10
TUBO HDPE DE 6" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 4.40	\$ 26.84	6.10
TUBO HDPE DE 4" DOBLE PARED C/CAMPANA Y EMPAQUE	\$ 2.16	\$ 13.18	6.10

Estos precios son más el 15% de I.V.A.

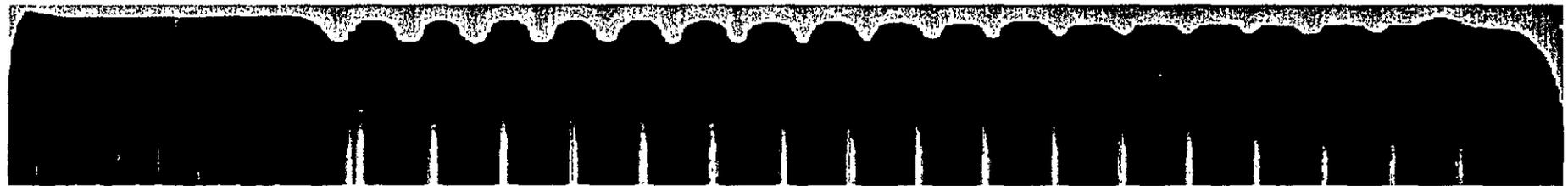
Precios sujetos a cambio sin previo aviso.

Esta tubería es sanitaria y cumple con la NOM 001 1995

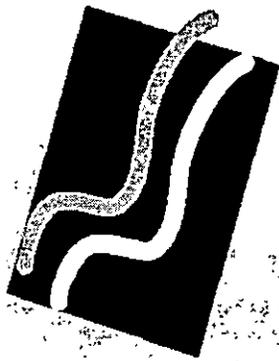
L.A.B. SILAO GTO.

JUNIO 003

Lourdes Romero Carbajal
Representante en el D.F.



DIÁMETRO NOMINAL	DIÁMETRO INTERIOR PROMEDIO	DIÁMETRO EXTERIOR PROMEDIO	RIGIDEZ RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	PESOS EN LIBRAS Y KILOS POR TRAMO	LONGITUD POR TRAMO
TWP 04" (101.60 mm)	3.875" (98 mm)	4.215" (107 mm)	50 psi	4.601 Kg (8.10 lbs)	6.10 mts (20')
TWP 06" (152.40 mm)	5.532" (123 mm)	6.275" (159 mm)	50 psi	9.439 kg (17.00 lbs)	6.10 mts (20')
TWP 08" (203.20 mm)	7.4016" (188 mm)	8.400" (213 mm)	50 psi	16.971 Kg (30.80 lbs)	6.10 mts (20')
Q-10 10" (254.00 mm)	10" (250 mm)	11.800" (299 mm)	50 psi	22.206 Kg (49.08 lbs)	5.90 mts (19.3')
Q-10 12" (304.80 mm)	12" (300 mm)	14.200" (360 mm)	50 psi	33.846 Kg (72.11 lbs)	5.80 mts (19')
Q-10 15" (381.00 mm)	15" (375 mm)	17.650" (448 mm)	42 psi	47.218 Kg (102.46 lbs)	5.80 mts (19')
Q-10 18" (457.20 mm)	18" (450 mm)	21.100" (535 mm)	40 psi	68.444 Kg (145.51 lbs)	5.80 mts (19)
Q-10 24" (609.60 mm)	24" (600 mm)	27.900" (708 mm)	34 psi	121.201 Kg (254.00 lbs)	5.60 mts (18.3')
BS 30" (762.00 mm)	30" (750 mm)	36.000" (914 mm)	28 psi	150.000 Kg (330.00 lbs)	6.10 mts (20')
BS 36" (914.40 mm)	36" (900 mm)	41.400" (1,052 mm)	22 psi	182.000 Kg (400.00 lbs)	6.25 mts (20.5')
BS 42" (1066.80 mm)	42" (1,050 mm)	48.000" (1,219 mm)	20 psi	227.000 Kg (527.00 lbs)	6.25 mts (20.5')
BS 48" (1219.20 mm)	48" (1,200 mm)	55.000" (1,397 mm)	20 psi	260.000 Kg (597.000 lbs)	6.25 mts (20.5')
BS 60" (1500.00 mm)	60" (1,500 mm)	67.300 (1,709 mm)	20 psi	315.000 Kg (861.00 lbs)	6.25 mts (20.5')



SUMINISTROS APLICADOS AL DESARROLLO METROPOLITAN



Es una empresa con experiencia en la fabricación de tubería de polietileno de alta densidad, su fábrica ubicada en Silao Guanajuato, cuenta con el equipo más avanzado, así como personal calificado logrando desarrollar una nueva tecnología, única en México, que le ha permitido ofrecer al mercado una línea de productos fabricados con resina virgen, que en la actualidad no puede ser igualados por ningún otro en sus estándares de calidad y que se adaptan a las necesidades exigentes de la industria, la ingeniería y la construcción.



PLANTA MÉXICO

SILAO, GUANAJUATO

Rancho el Fresno

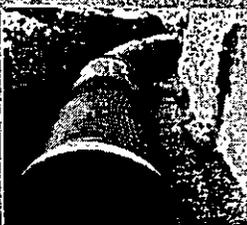
Tramo Silao-Leon/Km. 1/52

Cal. Carretera Querétaro-Leon
entrá cruce de Cerromex y Río Silao

Las principales ventajas que aportan la tubería Quail y Pipe de polietileno de alta densidad son:



1. Hermeticidad: Nuestra tubería cuenta con una junta mecánica a base de espiga campana con empaque, fácil de unir. La campana está integrada de fábrica garantizando la hermeticidad, y está certificada por la Comisión Nacional del Agua, bajo la norma NOM-001-CNA-1995.

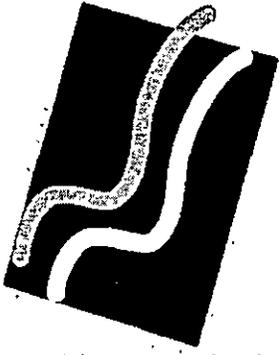


2. Durabilidad: El polietileno de alta densidad es un material inerte, que lo hace altamente durable en comparación con los materiales tradicionales, se puede golpear, aplastar o doblar sin que se fracture, evitando gastos por reparaciones posteriores, presenta un grado de deflexión que permite darle cierta curvatura sin necesidad de usar codos, solo requiere de 30 cm de cubierta para resistir cargas de tráfico pesado, por lo que las zanjas requieren menor ancho y profundidad.

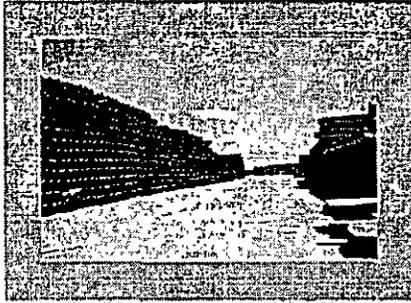
MARIA DE LOURDES ROMERO CARBAJAL

Aberlindo de Creta No. 14, Tepepan, Xochimilco C.P. 16020, México D.F.

Tel: 5555 9871 - Tel/Fax: 5675 8733 e-mail: sadmet@yahoo.com.mx



SUMINISTROS APLICADOS AL DESARROLLO METROPOLITANO



3.- Resistencia a la intemperie.- La resina posee un mínimo de 2% de negro humo, que la protege de los rayos ultra violeta, por lo que puede ser usada o almacenada en la intemperie.

4.- Resistencia química.- El polietileno de alta densidad resiste un rango de P.H. de 1 a 14, por lo que es el material ideal para la industria química ya que resiste ácidos, alcalinos, sales, solventes, etc. y para la industria alimenticia ya que resiste a la corrosión microbiana, no imparte olor o sabor al líquido transportado, y es completamente atóxico.

5.- Bajo factor de fricción.- La tubería Quail tiene una superficie interior lisa que mantiene excelentes condiciones de flujo y baja pérdida de fricción, aumentando su capacidad de conducción en un 40% que la del concreto, existiendo la posibilidad de reducir diámetros, además el material es completamente hidrofóbico, por lo que no acumula sarro, se evitan los taponamientos o la formación de hongos.

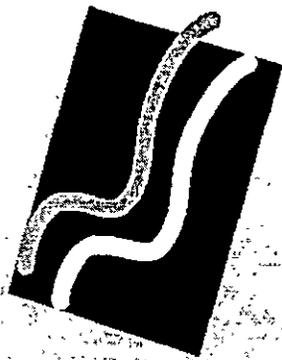


6.- Ligereza.- La tubería de polietileno de alta densidad es 30 veces más ligera que el concreto y la mitad que el PVC de norma, reduciendo el tiempo de instalación y evitando el uso de maquinaria pesada logrando un significativo ahorro.

7.- Durabilidad.- El polietileno de alta densidad garantiza un mínimo de 50 años de vida en condiciones de uso normales.

MARIA DE LOURDES ROMERO CARBAJAL

Laberinto de Creta No. 14 Tepepan Xochimilco C.P. 16020 México D.F.
Tel. 5555 9871 Tel/Fax 5675 8733 e-mail sadmet@yahoo.com.mx



SUMINISTROS APLICADOS AL DESARROLLO METROPOLITAN



AGUA POTABLE

Certificado por la NSF, registro No. NSF-0D220-01

1. Tubería para agua potable de polietileno 3408 de 1/2" a 36" con RD de 7 a 32.5 para termo y electrofusión.

DRENES Y SUBDRENES

1. Tubería de pared sencilla de polietileno fabricada en tamaños de 4" y 6" de diámetro, productos que rebasan los requisitos de ASTM F405 y la AASHTO M252

TELECOMUNICACIONES Y CONDUIT

Certificado por la CFE-LAPEM, registro K31-11027N0078

1. Tubería Conduit de triple pared corrugada y lisa para cableado eléctrico de baja tensión en diámetros de 2" a 48". Ducto en rollo para telecomunicaciones, fibra óptica y líneas de conducción eléctrica.

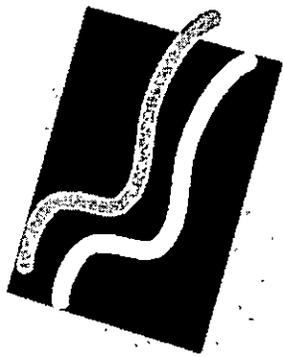
GAS

Certificado por la AMPO, registro No. 4233

1. Tubería para conducción de gas de polietileno 2406 de 1/2" a 1/2" de diámetro para termo y electrofusión.

MARIA DE LOURDES ROMERO CARBAJAL

Laberinto de Greta No. 14, Tepepan, Xochimilco, C.P. 16020, México, D.F.
Tel: 5555 9871 - Tel/Fax: 5675 8733 e-mail: sadmet@yahoo.com.mx



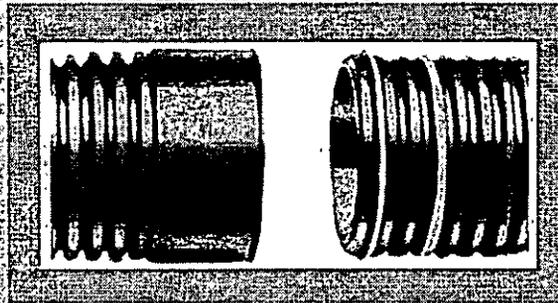
SUMINISTROS APLICADOS AL DESARROLLO METROPOLITANO



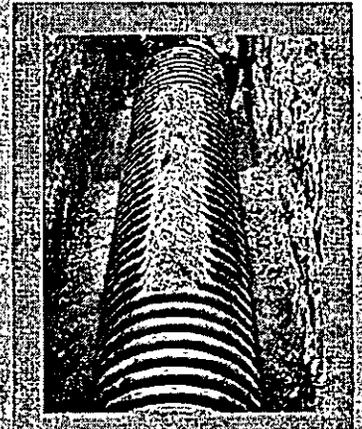
INSTALACION DE TUBERIA DE DRENAJE



1- Aloje la tubería en la zanja tomando los tramos siempre a dos tercios.



2- Retire la protección del empaque, lubrique la campana y la espiga (solamente utilice lubricante recomendado por la fábrica), marque el espacio que entrará la espiga y empuje a tope.



3- Rellene en capas de 20 cm. desde el acostillado y compactelas.



4- El material de relleno debe estar libre de piedras grandes, se recomienda partículas de 1" como máximo.



5- La zanja debe tener un ancho apropiado para que se pueda compactar desde el acostillado.



6- Continúe con el procedimiento anterior en los siguientes tramos.

MARIA DE LOURDES ROMERO CARBAJAL

Laberinto de Creta No. 14, Tepepan Xochimilco C.P. 16020, Mexico D.F.
Tel.: 5555 9871 - Tel./Fax: 5675 8733 e-mail: sadme@yahoo.com.mx

INDICE GENERAL

1	CARACTERISTICAS GENERALES	10
1.1	ALCANCE	10
1.2	NORMAS	11
1.3	TERMINOLOGIA	12
1.4	SIGNIFICADO Y USO	13
1.5	MATERIALES	13
1.6	REQUISITOS	14
1.6.1	DIMENSIONES Y TOLERANCIAS DE LA TUBERÍA	15
1.6.2	PIEZA DE CONEXIÓN Y ACOPLÉS	16
1.6.3	DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE CONEXIÓN	17
2	INTEGRIDAD ESTRUCTURAL – METODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL	18
2.1	INTRODUCCION	18
2.2	RESUMEN DE ASPECTOS ESTRUCTURALES	18
2.3	DIFERENCIAS ENTRE LA TUBERÍA FLEXIBLE Y LA TUBERÍA RIGIDA	19
2.4	LA NATURALEZA VISCO-ELASTICA DE LA TUBERIA CORRUGADA DE POLIETILENO QUAIL	20
2.5	CRITERIO SOBRE EL DISEÑO	23
2.5.1	PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE LA TUBERÍA	24
2.5.2	PROPIEDADES DEL MATERIAL	25
2.5.3	CONDICIONES PARA LA INSTALACIÓN Y FACTORES DE SUELO	26
2.5.3.1	Dimensiones de la Envoltura de Relleno- Ancho de zanja	26
2.5.3.2	Material y Compactación	28
2.5.4	COLOCACIÓN DEL RELLENO	30
2.5.4.1	Encamado	31
2.5.4.2	Acostillado	33
2.5.4.3	Relleno Inicial	33
2.5.4.4	Relleno Final	33
2.5.5	CARGAS	33
2.5.5.1	Cargas Vivas (W_L)	35
2.5.5.2	Cargas Muertas	36
2.6	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	37
2.6.1	DEFLEXIÓN	37
2.6.2	PANDEO	39
2.6.3	FLEXIÓN	41
2.7	LIMITES MÍNIMO Y MÁXIMO DE PROFUNDIDAD	44
2.7.1	PROFUNDIDAD MÍNIMA EN APLICACIONES DE TRÁFICO	44
2.7.2	PROFUNDIDAD MÁXIMA	45
2.8	SENSIBILIDAD DE LA INSTALACION	46
2.8.1	FACTORES DE SEGURIDAD	47
2.8.2	ANCHO DE LA ZANJA	50
2.8.3	INTEGRIDAD DEL RELLENO	48

2.8.4	LIMITACIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS DE PROFUNDIDAD	49
2.9	METODOS ALTERNATIVOS DE DISEÑO PARA TUBERÍA CORRUGADA DE POLIETILENO	51
2.10	CALCULOS – EJEMPLOS	52
3 CONDICIONES FISICAS – RESISTENCIA QUÍMICA Y A LA ABRASIÓN		59
3.1	INTRODUCCION	59
3.2	RESISTENCIA ANTE CONDICIONES QUIMICAMENTE AGRESIVAS	59
3.3	DURABILIDAD BAJO CONDICIONES DE ABRASION	62
3.3.1	PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA ABRASIÓN	62
3.3.2	PRUEBAS COMBINADAS DE ABRASIÓN Y CORROSIÓN QUÍMICA	63
3.4	DURABILIDAD Y VIDA UTIL	65
3.5	RESUMEN	65
4 CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS PARA TUBERIAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD		66
4.1	INTRODUCCION	66
4.2	RESUMEN DE ASPECTOS HIDRAULICOS	66
4.3	CURVAS DE DESCARGA	67
4.4	METODO DE CONDUCCION	68
4.5	VELOCIDADES DE AUTOLIMPIEZA	71
4.6	CONSIDERACIONES SOBRE EL VALOR	73
4.7	EJEMPLOS DE PROBLEMAS	75
5 PRACTICAS RECOMENDADAS PARA LA INSTALACION DE TUBERIAS Y PIEZAS DE CONEXIÓN – QUAIL		78
5.1	RECEPCION Y MANIPULEO EN LA OBRA	78
5.1.1	INSPECCIÓN DEL MATERIAL DURANTE LA ENTREGA	78
5.1.2	IDENTIFICACIÓN DEL PRODUCTO	78
5.1.3	DESCARGA	78
5.1.4	ALMACENAMIENTO	79
5.1.5	COLOCACIÓN EN LÍNEA DE LA TUBERÍA	81
5.2	EXCAVACION Y RELLENO	81
5.2.1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS	81
5.2.2	PREPARACIÓN DE LA FUNDACIÓN O CIMIENTO	83
5.2.3	ENCAMADO	83
5.2.4	COLOCACIÓN Y UNIÓN DE LA TUBERÍA	84
5.2.5	ACOSTILLADO	85
5.2.6	RELLENO INICIAL	86
5.2.7	RELLENO FINAL	86
5.3	CARGAS DE CONSTRUCCION	87
5.4	EQUIPO DE COMPACTACION	87
5.4.1	MÁQUINAS COMPACTADORAS	88

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla No.</i>	<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>Pag.</i>
1.5.1	Condiciones de la resina para la fabricación de tuberías y piezas de conexión	13
1.6.1.1	Rigidez y Dimensiones de la tubería	14
2.5.1.1	Propiedades Representativas de sección para tubería corrugada de polietileno de alta densidad	25
2.5.3.2.1	Clase y calidad de relleno	29
2.5.4.1.1	Valores Constantes de Encamado	32
2.7.1.1	Requisito mínimo de profundidad bajo tierra para tubería corrugada de alta densidad	46
2.7.2.1	Profundidad Máxima de excavación para tubería corrugada de polietileno	47
2.8.4.1	Profundidad Mínima de Relleno s/ diámetro de tuberías	51
2.8.4.2	Profundidades Permisibles para materiales comunes de relleno	52
3.2.1	Resistencia Química de la tubería de polietileno a diferentes químicos	62
3.3.1.1	Resultados de Pruebas de Abrasión bajo condiciones neutrales (pH 7)	64
3.3.2.1	Resultados de Pruebas de Abrasión bajo condiciones moderadamente ácidas (pH 4)	65
4.4.1	Factores de conducción para tubería corrugada de polietileno	72
4.6.1	Comparación de la rugosidad de la pared de la tubería – Coef. Manning “n”	76
5.2.1.1	Anchos característicos de Zanja	84
5.6.4.1	Radio de flexión	96

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

Velocidad máxima

$$\frac{Q_{\text{máx extraordinario}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{8.55 \text{ l/s}}{20.74 \text{ l/s}} = 0.41$$

Consultando el nomograma de la figura III.3 se tiene que:

$$\frac{v_{\text{máx}}}{V_{T.LL.}} = 0.95$$

Por lo tanto la velocidad máxima será igual a

$$v_{\text{máx}} = 0.95 \cdot V_{T.LL.} = 0.95 \cdot 0.66$$

$$v_{\text{máx}} = 0.63 \text{ m/s} \quad \text{que está dentro del rango permisible a tubo lleno}$$

Velocidad mínima

$$\frac{Q_{\text{mín}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{1.5 \text{ l/s}}{20.74 \text{ l/s}} = 0.07$$

Consultando el nomograma de la figura III.3 se tiene que:

$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{T.LL.}} = 0.58$$

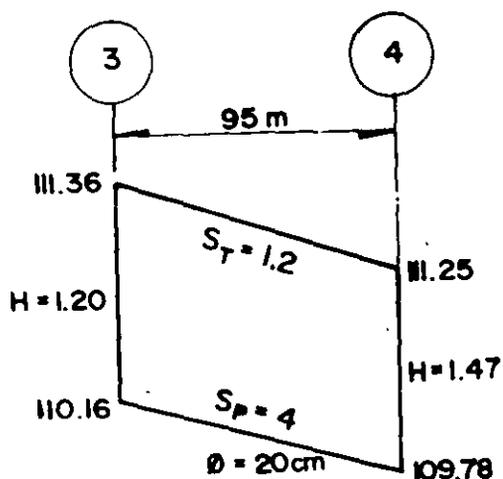
Por lo tanto la velocidad mínima será igual a:

$$v_{\text{mín}} = 0.58 \cdot V_{T.LL.} = 0.58 \cdot 0.66$$

$$v_{\text{mín}} = 0.38 \text{ m/s} \quad \text{que es mayor a la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.}$$

CALCULO DE LAS COTAS DE PLANTILLA

Por tratarse de un tramo inicial se propone la profundidad mínima ($H = 1.0 + \emptyset$).



Cota de plantilla final

$$110.16 - 0.004 \cdot 95 = 109.78$$

Profundidad en el pozo 4

$$111.25 - 109.78 = 1.47 \text{ m}$$

Tramo 4-5

Longitud del tramo = 100

Longitud tributaria = 95

Longitud acumulada = 195

Densidad de población = 0.867 hab/m

Población en el tramo = 169 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{\text{med}} = \frac{169 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lts/hab/día} \cdot 0.8}{86400 \text{ seg/día}} = 0.469 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{mín}} = \frac{0.469}{2} = 0.235 \text{ lts/seg}$$

Por norma:

$Q_{\text{mín}} = 1.5 \text{ lts/seg}$; por lo tanto:

$Q_{\text{med}} = 1.5 \text{ lts/seg}$

$Q_{\text{Máx. instant.}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$

$Q_{\text{Máx. extraord.}} = 1.5 \cdot 5.7 \text{ l/s} = 8.55 \text{ l/s}$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA- 118

ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL

TEMA

PROGRAMA DE AUTOMATIZACIÓN DE LOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN HIDROLOGÍA

**AUTOR: M. I. MARÍA DEL ROSIO RUIZ URBANO
PROFESOR : MSP RAFAEL LOPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MARZO DEL 2004**

U.N.A.M.

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL,
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA.**

DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA.

**PROGRAMA DE AUTOMATIZACIÓN DE LOS
MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN HIDROLOGÍA.**

M.I. MA. DEL ROSIO RUIZ URBANO.

FEBRERO 2002

P R E S E N T A C I Ó N

La Facultad de Ingeniería ha decidido realizar una serie de ediciones provisionales de obras recientemente elaboradas por académicos de la institución, como material de apoyo para sus clases, de manera que puedan ser aprovechadas de inmediato por alumnos y profesores. Tal es el caso del *Programa de automatización de los métodos estadísticos en hidrología*, elaborado por Ma. del Rosío Ruiz Urbano.

Se invita a los estudiantes y profesores a que comuniquen a los autores las observaciones y sugerencias que mejoren el contenido de la obra, con el fin de que se incorporen en una futura edición definitiva.

ÍNDICE

Tema	Nombre	Pág.
	Introducción.	1
I	Métodos estadísticos en Hidrología.	3
1.1	Análisis de Frecuencia.	3
1.2	Distribución Exponencial con dos parámetros.	4
1.3	Distribución General de Valores Extremos (Gumbel)	5
1.4	Método de Nash.	5
1.5	Distribución Gumbel de dos poblaciones (Gumbel 2p)	6
1.6	Distribución Normal.	7
1.7	Distribución Log-Normal.	9
1.8	Distribución Gamma de dos parámetros.	10
1.9	Distribución Gamma de tres parámetros (Pearson tipo III)	11
1.10	Método del error cuadrático mínimo.	12
1.11	Procedimiento de cálculo para correlacionar una Muestra a una distribución de probabilidad.	13
II	Características del programa.	14
III	Ejemplo de aplicación.	18
IV	Bibliografía.	23
	Tablas y gráficas.	24

Introducción.

Uno de los objetivos de la asignatura de Hidrología, es mostrar a los alumnos, las herramientas de cálculo utilizadas en Hidrología Aplicada para diseño de Obras Hidráulicas. Una de esas herramientas de cálculo que se utiliza es a través del uso de las técnicas estadísticas para determinar los eventos de diseño máximos, asociados a diferentes periodos de retorno.

Este procedimiento de cálculo se fundamenta en correlacionar los registros históricos de las estaciones hidrométricas, con las diferentes distribuciones de probabilidad que existen.

Sin embargo, el desarrollar en forma completa un ejemplo de aplicación real, a través de esta técnica, conlleva varias horas clase que en muchos casos hace que el alumno pierda de vista el concepto fundamental, por esa razón, en este trabajo, se plantea utilizar el proceso de automatización de los métodos estadísticos, a través de programar en Visual Basic for Application de Excel, las distribuciones de probabilidad más utilizadas, con el objetivo de que el alumno, interactúe con la computadora para darle solución a un problema y preste más atención a los conceptos básicos del tema, así como pueda utilizar el programa para asignaturas consecuentes.

El trabajo consiste en tres partes fundamentales:

La primera, muestra los aspectos teóricos relacionados con los métodos estadísticos para maximización de eventos hidrológicos, la segunda, presenta las características del programa de automatización y finalmente, la tercera parte, presenta un ejemplo de aplicación a un registro hidrométrico real.

Asimismo, este material didáctico incluye un disco que contiene el archivo "**Análisis de frecuencia.xls**", que sirve para aplicar el proceso de automatización a cualquier registro hidrométrico.

I Métodos estadísticos en Hidrología.

I.1 Análisis de Frecuencia.

Uno de los problemas más importantes en la hidrología consiste en obtener una interpretación de eventos probabilísticos a futuro, asociados a un registro en el pasado.

Ejemplo de este caso, es la estimación de gastos máximos y su procedimiento se conoce con el nombre de análisis de frecuencia.

Muchos procesos en Hidrología deben ser analizados y explicados con base a la ciencia probabilística, por su inherente aleatoriedad. Por lo tanto, no es posible predecir una avenida o una precipitación con base únicamente determinística. Afortunadamente, los métodos estadísticos permiten presentar, organizar y reducir datos para facilitar su interpretación y evaluación. Esta parte del trabajo presenta los gastos máximos anuales cuantificados y presentados con distribuciones de probabilidad continua.

Muchas funciones de densidad de probabilidad continuas son usadas en la Hidrología, sin embargo este trabajo hace énfasis solo en las más comunes. Ellas son:

- Distribución Exponencial con dos parámetros
- Distribución Gamma de dos parámetros.
- Distribución Gamma de tres parámetros (Pearson tipo III)
- Distribución General de Valores Extremos (Gumbel)
- Distribución Gumbel de dos poblaciones (Gumbel 2p)
- Distribución Log-Normal.
- Método de Nash.
- Distribución Normal.

Para poder correlacionar una muestra de registro hidrométrico a una distribución de probabilidad, se requiere de un método de estimación de parámetros que permita relacionar la información muestral con la poblacional, los métodos de estimación de parámetros que se conocen son:

Momentos. Iguala momentos poblacionales con muestrales.

Máxima Verosimilitud. Supone que el mejor parámetro de una función debe ser aquel que maximiza la probabilidad de ocurrencia de la muestra observada.

Mínimos cuadrados. Minimiza la suma de los cuadrados de todas las desviaciones entre los valores calculados y observados.

Probabilidad Pesada. Deriva expresiones para los parámetros de distribuciones cuyas formas inversas se puede definir inversamente.

Sextiles. El rango de la variable es dividida en 6 intervalos, tal que la probabilidad acumulada en cada intervalo es de un sexto.

Este material didáctico, considera el método de momentos para la estimación de parámetros en las funciones de distribución.

Se debe recordar que una variable aleatoria, es aquella que no se puede predecir con certeza al realizar un experimento y su comportamiento se describe mediante su ley de probabilidades, la cual se especifica por su función de densidad de probabilidad $f(x)$, o por su función de densidad acumulada $F(x)$ que representa el área bajo la curva de la función de densidad, representando la probabilidad de ocurrencia del evento.

1.2 Distribución Exponencial con dos parámetros.

La función de distribución exponencial se define como:

$$F(x) = \int_0^x (1 - e^{-\beta x}) dx \quad (1.1)$$

y la función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \beta e^{-\beta x} \quad (1.2)$$

donde, β se conoce como parámetro de escala.

La estimación del parámetro de escala por el método de momentos se hará a través de la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{1}{\hat{x}} \quad (1.3)$$

donde \hat{x} , es la media de la muestra, que se calculará a través de la siguiente expresión:

$$\hat{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (1.4)$$

La ecuación para determinar los gastos calculados a través de la muestra con la distribución Exponencial es:

$$Q_{calc.} = \frac{\text{Ln}\left(\frac{1}{T}\right)}{-\beta} \quad (1.5)$$

donde, T es el periodo de retorno en años y Qcalc, es el gasto de diseño calculado con la distribución exponencial para un periodo de retorno dado.

1.3 Distribución General de Valores Extremos I. (Gumbel)

Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales contiene n eventos. Si se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que n aumenta, la función de distribución de probabilidad de x tiende a:

$$F(x) = \int_0^x e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} dx \quad (1.6)$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (1.7)$$

donde α y β son los parámetros de escala y forma de la función, y se estiman por el método de momentos como $\alpha = 0.78 s$ y $\beta = x - 0.5772\alpha$, donde x representa la media de la muestra y se valúa con la ecuación 1.4 y s es la desviación estándar que se calculará con la siguiente ecuación:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x})^2}{n-1}} \quad (1.8)$$

Despejando "x" de la ec. 1.6, la ecuación para determinar los gastos a través de la distribución Gumbel es:

$$x = Q_{calc} = \beta - \alpha \left[\ln \left(\ln \frac{T}{T-1} \right) \right] \quad (1.9)$$

1.4 Método de Nash.

Utilizando la función de distribución de probabilidad de Gumbel de una población, Nash propone la siguiente metodología para calcular los parámetros de la función:

Sea:

$$Q_{calc} = a + c \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \quad (1.10)$$

Comparando la ec. 1.10 con la 1.9, $a = \beta$ y $c = -\alpha$

Con un cambio de variable, la ec. 1.10 queda:

$$Q_{calc} = a + cx \quad (1.11)$$

$$x = \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \quad (1.12)$$

y "a" y "c" son los parámetros de la función, que se obtendrán a través de un análisis de correlación lineal simple con el criterio de los mínimos cuadrados.

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n y_i \sum_{i=1}^n x_i^2 - \sum_{i=1}^n x_i y_i \sum_{i=1}^n x_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \quad (1.13)$$

$$b = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n y_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \quad (1.14)$$

El subíndice i representa los datos muestrales.

1.5 Distribución Gumbel de dos poblaciones (Gumbel 2p).

En muchos lugares, los gastos máximos anuales pertenecen a dos poblaciones diferentes, la primera es la de los gastos producidos por precipitaciones relacionadas con los fenómenos meteorológicos dominantes en la región en estudio, y la segunda es la de los gastos producidos por precipitaciones ciclónicas, normalmente mayores que los primeros.

Se ha demostrado que, en estos casos, la función de distribución de probabilidad se puede expresar como:

$$F(x) = F_1(x) [p + (1-p)F_2(x)] \quad (1.15)$$

donde $F_1(x)$ y $F_2(x)$ son, respectivamente, las funciones de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales producidos por tormentas ciclónicas y de los producidos por ellas, y p es la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica. El número de parámetros de la función anterior es:

$$n = n_1 + n_2 + 1 \quad (1.16)$$

donde n_1 = número de parámetros de $F_1(x)$, n_2 = número de parámetros de $F_2(x)$ y el parámetro restante es p . El valor de p será entonces:

$$p = \frac{N_n}{N_T} \quad (1.17)$$

donde N_n es el número de años de registro en que el gasto máximo no se produce por una tormenta ciclónica y N_T es el número total de años de registro.

$F_1(x)$ y $F_2(x)$ son del tipo Gumbel, por lo que la función de probabilidad queda así:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[p + (p-1)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right] \quad (1.18)$$

donde α_1 y β_1 son los parámetros correspondientes a la población no ciclónica y α_2 y β_2 corresponden a la ciclónica.

La estimación de parámetros α_1 , β_1 , α_2 y β_2 , por momentos se calculan con el mismo criterio de la distribución Gumbel de 1 población.

En este caso no es posible determinar una ecuación para el cálculo de gastos máximos debido a que la función de distribución de probabilidad de Gumbel de dos poblaciones es implícita, eso implica que la solución de dicha ecuación debe realizarse a través de algún método para determinar raíces en una función.

1.6 Distribución Normal.

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (1.19)$$

donde, μ y σ son los parámetros de la distribución. Estos parámetros determinan la forma de la función $f(x)$ y su posición en el eje x .

Los valores de μ y σ son la media y la desviación estándar de la población y pueden estimarse como la media y desviación estándar de los datos. La función de distribución de probabilidad normal es:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (1.20)$$

Como se sabe, hoy en día no se conoce analíticamente la integral de la ecuación $F(x)$, por lo que es necesario recurrir a métodos numéricos para valuarla. Sin embargo, para hacer esto se requiere una tabla para cada valor de μ y σ , por lo que se ha definido la variable estandarizada:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (1.21)$$

que está normalmente distribuida con media cero y desviación estándar unitaria. Así la función de distribución de probabilidad se puede escribir como:

$$F(x) = F(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (1.22)$$

La función $F(z)$ se ha calculado numéricamente y se han publicado tablas de ella. Debido a que la función $F(z)$ es simétrica, en dicha tabla se encuentran únicamente valores de:

$$\int_0^z \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (1.23)$$

con lo que es posible calcular $F(z)$ para cualquier valor de z .

Otra manera más conveniente de estimar $f(z)$ o $F(z)$, es mediante fórmulas aproximadas. La función de densidad $f(z)$ se aproxima, como:

$$z = w - \frac{C_0 + C_1 w + C_2 w^2}{1 + d_1 w + d_2 w^2 + d_3 w^3} \quad (1.24)$$

Donde

$$C_0 = 2.515517$$

$$C_1 = 0.802853$$

$$C_2 = 0.010328$$

$$d_1 = 1.432788$$

$$d_2 = 0.189269$$

$$d_3 = 0.001308$$

$$w = \sqrt{\ln\left(\frac{1}{(1 - P(t))^2}\right)} \quad (1.25)$$

donde:

$$P(t) = 1 - \frac{1}{T} \quad (1.26)$$

Para calcular los gastos máximos de diseño con esta distribución, se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{calc} = \bar{Q} + s_z \quad (1.27)$$

donde: \bar{Q} y s son respectivamente la media y desviación estándar de la muestra.

1.7 Distribución Log-Normal.

En esta función los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} \quad (1.28)$$

donde α y β son los parámetros de la distribución. Los valores de α y β son respectivamente la media y la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria.

Esta función no necesariamente es simétrica. Los valores de α y β se estiman a partir de n observaciones x_i , $i = 1, 2, 3, \dots, n$, como :

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \frac{\ln(x_i)}{n} \quad (1.29)$$

$$\beta = \sum_{i=1}^n \left(\frac{(\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.30)$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta} \right)^2} dx \quad (1.31)$$

Los valores de la función de distribución de probabilidad, se obtienen usando la misma variable estandarizada, que se define para este como:

$$z = \frac{\ln x - \alpha}{\beta} \quad (1.32)$$

Por lo que para calcular los gastos máximos de diseño se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{calc} = \bar{Q} + s_z \quad (1.33)$$

donde. \bar{Q} y s son respectivamente la media y desviación estándar de los logaritmos de la muestra.

1.8 Distribución Gamma de dos parámetros.

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \left(\frac{x^{\beta-1} e^{\left(\frac{-x}{\alpha}\right)}}{\alpha^{\beta} \Gamma(\beta)} \right) dx \quad (1.34)$$

La función de densidad de probabilidad gamma de dos parámetros se define como:

$$f(x) = \frac{x^{(\beta-1)} e^{-\left(\frac{x}{\alpha}\right)} \alpha^{-\beta} \Gamma(\beta)}{\alpha \beta \Gamma(\beta)} \quad (1.35)$$

donde α y β son los parámetros de escala y forma de la función y $\Gamma(\beta)$ es la función Gamma.

Los parámetros α y β se evalúan por el criterio de momentos a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{s^2}{\hat{x}} \quad (1.36)$$

$$\beta = \left(\frac{\hat{x}}{s}\right)^2 \quad (1.37)$$

donde x y s son la media y desviación estándar de los datos.

Para obtener los eventos de diseño para diferentes periodos de retorno la distribución Gamma puede ser obtenida en forma aproximada utilizando la variable estandarizada z de la distribución Normal a través de la siguiente ecuación de aproximación:

$$Q_{calc.} = (\alpha)(\beta) \left[1 - \frac{1}{9\beta} + z \sqrt{\frac{1}{9\beta}} \right]^3 \quad (1.38)$$

1.9 Distribución Pearson tipo III. (Gamma con tres parámetros)

La función de densidad de probabilidad de la distribución Pearson tipo III se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)} \quad (1.39)$$

donde: α , β y x_0 son los parámetros de escala, de forma y de ubicación respectivamente.

Los parámetros α , β y x_0 se estiman a través del criterio de momentos con las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{gs}{2} \quad (1.40)$$

$$\beta = \frac{4}{g^2} \quad (1.41)$$

$$x_0 = \hat{x} - \alpha\beta \quad (1.42)$$

donde, x , s y g son la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría respectivamente de la muestra.

Para determinar los eventos de diseño para cualquier periodo de retorno la distribución Pearson tipo III puede ser evaluada a través de una aproximación con la variable estandarizada z de la distribución normal, utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{calc.} = (\alpha)(\beta) \left[1 - \frac{1}{9\beta} + z \sqrt{\frac{1}{9\beta}} \right]^3 + x_0 \quad (1.43)$$

1.10 Método del error cuadrático mínimo.

Consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático como:

$$E = \left[\sum_{i=1}^n (Q_{ci} - Q_{mi})^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1.44)$$

Donde, Q_{ci} es el i -ésimo dato calculado con la distribución de probabilidad, Q_{mi} es i -ésimo dato del registro hidrométrico en cuestión y E es el error cuadrático mínimo.

La función de probabilidad de mayor ajuste al registro hidrométrico será entonces aquella que cumpla un valor de E cercano a cero.

I.11 Procedimiento de cálculo para correlacionar una muestra a una distribución de probabilidad.

1. Obtener los valores de la muestra.
2. Ordenar los gastos de la muestra de mayor a menor (Ya que el objetivo es determinar gastos máximos).
3. Calcular el periodo de retorno para cada año de registro, a través de la ecuación:

$$T = \frac{n+1}{m} \quad (1.45)$$

donde

- n, número de años del registro
- m, número de orden que se asigna a la muestra
- T, periodo de retorno.

4. Determinar la probabilidad de excedencia

$$P(x) = \frac{1}{T} \quad (1.46)$$

(En algunos casos será necesario determinar la probabilidad de no excedencia)

5. Calcular el gasto máximo de acuerdo a la distribución de probabilidad elegida.
6. Determinar los errores al cuadrado, con base en las diferencias entre gasto calculado y medido.
7. Finalmente, evaluar la sumatoria de errores al cuadrado.

II Características del programa.

La determinación de los gastos máximos de diseño es una fase muy importante ya que de esta información se inicia el diseño de una obra hidráulica.

El programa permite realizar un análisis de frecuencia de una muestra de gastos máximos anuales para determinar con base en esta herramienta los eventos de diseño asociados a la distribución de probabilidad con mejor ajuste.

El procedimiento de cálculo esta basado en la correlación que se hace de la muestra de un registro hidrométrico con las diferentes distribuciones de probabilidad más usadas en hidrología.

El programa está hecho en un ambiente Windows utilizando la herramienta de cálculo Office 2000 y específicamente con el editor de Visual Basic Applications (VBA).

Para que el programa funcione es necesario tener instalado Microsoft Office versión 97 como mínimo.

El almacenamiento de datos se realiza a través de una ventana que se despliega al momento de abrir el archivo en Excel denominado "Análisis de Frecuencia.xls".

Los datos de salida son almacenados en diferentes hojas de trabajo de Excel.

Para poder correr el programa el usuario requiere introducir los datos de un registro hidrométrico y éstos serán tomados automáticamente por las diferentes hojas de trabajo.

El programa incluye 11 hojas de trabajo que permiten mostrar al usuario los resultados obtenidos del análisis de frecuencia y estas son:

- 1) Datos.**
- 2) Distribución exponencial.**
- 3) Distribución Gamma de 2 parámetros.**
- 4) Distribución Gumbel de 1 parámetro.**
- 5) Distribución Gumbel de 2 parámetros.**
- 6) Distribución Log - Normal.**
- 7) Método de Nash.**
- 8) Distribución Normal.**
- 9) Distribución Pearson de 3 parámetros.**
- 10) Resumen de resultados.**
- 11) Graficación.**

Todos los resultados obtenidos pueden desplegarse en pantalla y ser enviados directamente a la impresora como se acostumbra en el ambiente Windows.

En el programa el usuario interactúa a través de una serie de ventanas que permiten hacer sencillo el uso del paquete.

La ventana principal (Fig. II.1), está provista de tres botones de comando, el primero para abrir la ventana de datos (Fig. II.2), el segundo para desplegar

el menú principal de cálculo (Fig. II.3) y el tercero para calcular otro análisis de frecuencia.

Al activar la ventana de "Entrada de datos" se despliegan tres botones de comando con dos etiquetas de texto, cada uno con las siguientes funciones (Tabla II.1):

Año	Sirve para incluir los años del registro.
Gasto (m³/s)	Sirve para incluir los gastos del registro.
O.K.	El programa entiende que se ha terminado de vaciar el registro hidrométrico.
Continuar	Indica que se vacíe la información de las cajas de texto a la base datos del programa.
Cancelar.	Se sale de la ventana de captura.

(Tabla II.1) Funciones de los botones de comando en la ventana de entrada de datos

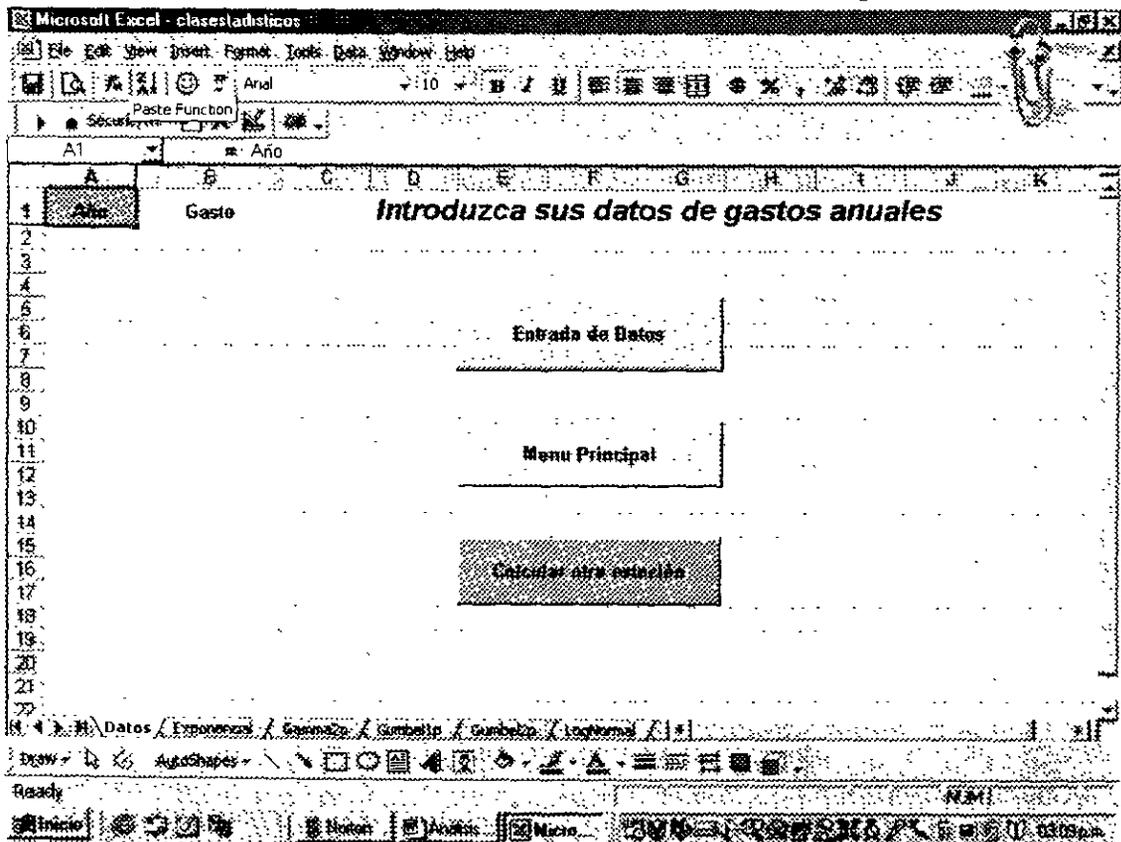


Fig. II.1 Ventana principal del programa.

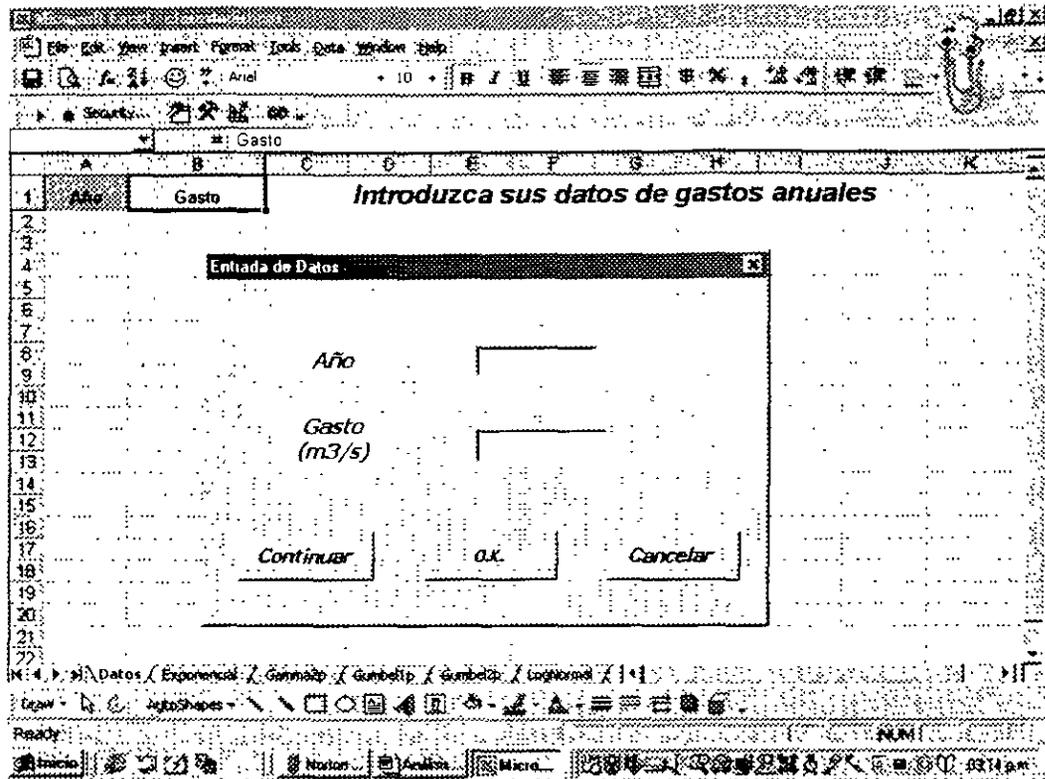


Fig. II.2 Ventana de entrada de datos

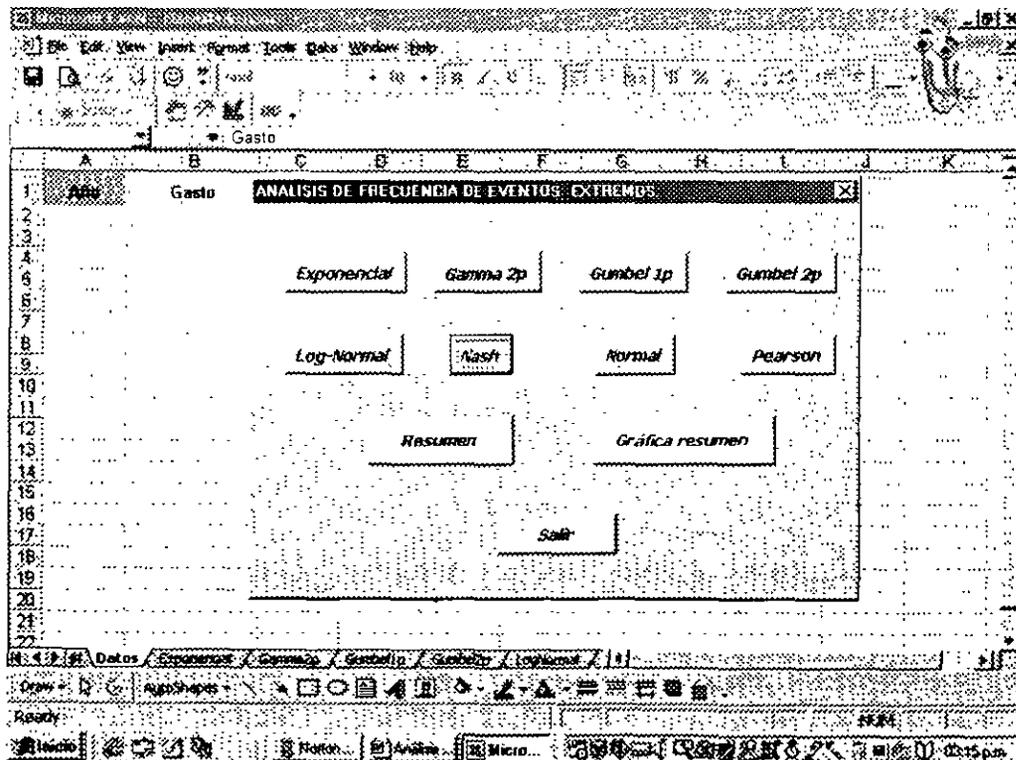


Fig. II.3 Ventana del menú principal.

Terminando el proceso de alimentación de datos se activa el botón de Menú Principal y se despliega la segunda ventana.

Esta forma incluye once botones de comando: ocho corresponden a las distribuciones de probabilidad, uno al cuadro resumen, uno a la graficación y uno a la salida del programa.

Este programa de automatización tiene las siguientes ventajas y limitaciones:

1. Se consideran registros con longitudes mínimas de diez años.
2. La longitud máxima de registro está sujeta al número de renglones máximo que tiene Excel (65536).
3. Los resultados negativos en el gasto calculado por no tener significado físico harán cero.
4. El método para encontrar la raíz en la función de la distribución Gumbel de dos poblaciones es el de Newton Raphson.
5. El programa solo calcula los eventos de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años. Cualquier otro valor diferente a estos se tendrá que realizar por separado.
6. El programa permite realizar el análisis de frecuencia para cualquier número de estaciones, ya que está provisto de una instrucción que permite limpiar las hojas de trabajo de Excel y solicitar nueva información.

III Ejemplo de aplicación.

La región hidrológica número 10 que aparece en la Fig. II.4, se encuentra ubicada al norte de la República Mexicana y cuenta con 21 estaciones hidrométricas, las cuales están localizadas en las cuencas de los ríos: El Fuerte, Sinaloa, Culiacán, San Lorenzo, Elota y Piaxtla, que se ubican en los estados de Chihuahua y Sinaloa.

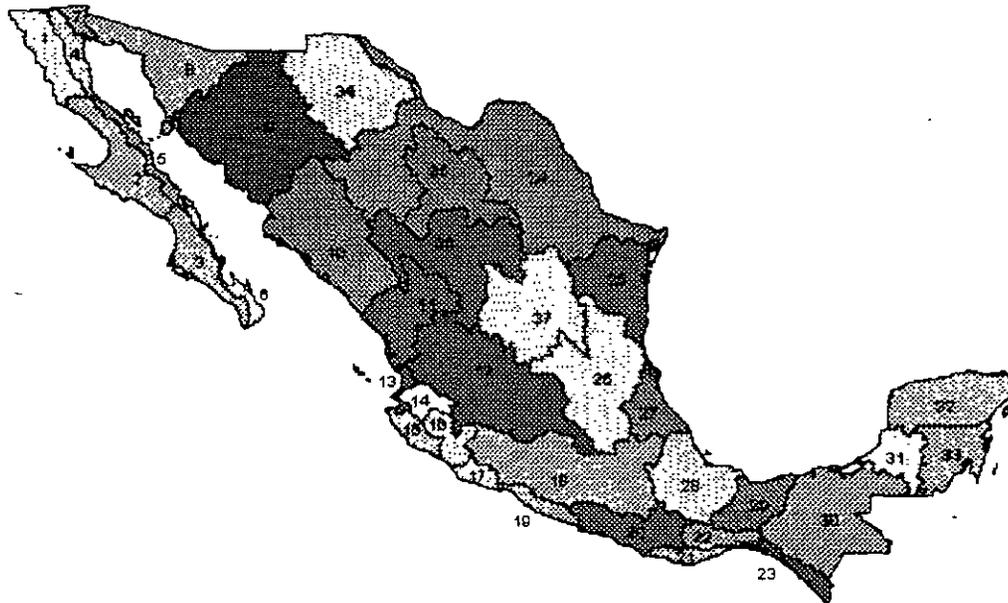
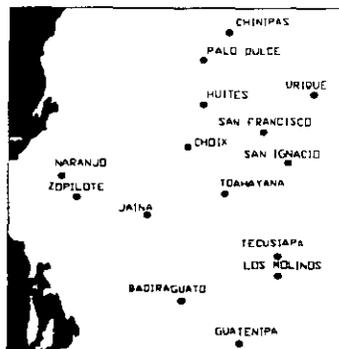


Fig. II.4 Regiones hidrológicas en México.

La Fig. II.5, muestra la localización de las estaciones hidrométricas en esta región.



La tabla III.1 presenta los nombres, ubicación, áreas y periodo de registro de las estaciones en cuestión.

Nombre estación	Ubicación Estado	Area (Km²)	Años de registro.	Periodo de registro.
Acatitan	Sinaloa	1884	26	1955-1980
Badiraguato	Sinaloa	1019	22	1959-1981
Chinipas	Chihuahua	5098	15	1966-1980
Choix	Sinaloa	1403	25	1956-1980
Guatenipa	Sinaloa	8252	16	1965-1980
Huites	Sinaloa	26020	39	1942-1980
Ixpalino	Sinaloa	6166	28	1953-1980
Jaina	Sinaloa	8179	39	1942-1980
La Huerta	Sinaloa	6149	12	1969-1980
Los Molinos	Sinaloa	3763	10	1961-1970
Naranja	Sinaloa	2064	42	1939-1980
Palo Dulce	Chihuahua	6323	23	1958-1980
Piaxtla	Sinaloa	5307	16	1958-1973
San Fco.	Sinaloa	17531	32	1942-1973
San Ignacio	Chihuahua	12166	14	1967-1980
Santa Cruz	Sinaloa	8919	37	1944-1980
Tamazula	Sinaloa	2241	18	1963-1980
Tecusiapa	Sinaloa	3763	15	1959-1973
Toahayana	Sinaloa	5281	23	1958-1980
Urique II	Chihuahua	4000	13	1968-1980
Zopilote	Sinaloa	666	42	1939-1980

Tabla III.1 Características de las estaciones hidrométricas en la región 10

La información contenida en los registros hidrométricos es de gastos máximos anuales.

En este caso, se consideró a la estación Badiraguato como un ejemplo de aplicación para el análisis de frecuencia, ubicada en el estado de Sinaloa con una superficie de 1018 Km² y 22 años de registro que van de 1959 a 1981.

Su registro hidrométrico se muestra en la tabla III.2.

Por lo tanto las interrogantes son:

- a) ¿Cuál es la distribución de probabilidad que mejor se ajusta al registro hidrométrico de la estación Badiraguato con base en el criterio de los mínimos cuadrados?
- b) ¿Cuáles son los eventos de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años, considerando el mejor ajuste?

- c) ¿Cuál es el hidrograma de diseño que se tiene para un gasto máximo asociado a un periodo de retorno de 100 años?. Considere una longitud del río de 10000 m con una pendiente media del cauce de 0.002 m/m.

Año	Gasto (m ³ /s)
1959	361
1960	435
1961	276
1962	4220
1963	420
1964	236
1965	213
1966	922
1967	480
1968	435
1969	64
1970	250
1971	435
1972	470
1973	585
1974	600
1975	290
1976	320
1977	250
1978	245
1979	890
1980	434
1981	516

Tabla III.2 Registro hidrométrico de la estación Badiraguato.

Solución

- a) Para dar solución a este inciso, se utilizará el programa de automatización de ajuste a las distribuciones de probabilidad explicadas en el tema I

El procedimiento es el siguiente:

1. Se abre el programa Excel, versión 1997 o 2000.
2. Se abre el archivo llamado "**Análisis de frecuencia**", del disco "A".
3. El programa pregunta si se habilitan o no los macros, se contesta que si.
4. Aparece la ventana principal del programa. (Fig. II.1)

5. Se salva con el mismo nombre pero en el disco duro de la computadora. Para efectos de rapidez en el cálculo.
6. Se introducen los datos del registro de la estación hidrométrica Badiraguato. Este paso se lleva a cabo haciendo un click en el botón de comando llamado **“Entrada de Datos”** que despliega la segunda ventana (Fig. II.2)
7. Se alimenta el programa introduciendo cada uno de los años como su correspondiente gasto, cuidando de hacer click en el botón de comando **“Continuar”** para ingresar el nuevo año y gasto de la estación, al finalizar el registro, se hará un click en el botón de comando llamado **“O.K.”**.
8. Se regresa a la pantalla principal del programa (Fig. II.1) y se observa que el archivo de datos este correctamente escrito, en su defecto, se puede corregir directamente en la hoja de trabajo de Excel.
9. Se hace un click en el botón de comando **“Menú Principal”**.
10. Se despliega la ventana de la Fig. II.3.
11. Se hace click en todos y cada uno de los botones de comando correspondientes a las distribuciones de probabilidad. En este punto se tendrá especial atención en observar que el proceso de cálculo de una distribución de probabilidad deberá finalizarse, antes de iniciar otro cálculo con alguna otra distribución. Este punto es fácil establecerlo, ya que en el ángulo inferior izquierdo aparecerá la palabra **“ready”**, cuando el programa ha finalizado su cálculo.
12. Posteriormente se puede hacer click en el botón **“Resumen”** y **“Gráfica resumen”**, donde aparecerá información de la distribución de probabilidad de mejor ajuste, de acuerdo con el criterio de los mínimos cuadrados.
13. Finalmente, se podrá abrir las hojas de trabajo y observar los resultados obtenidos de la muestra.
14. Salvar con otro nombre, el archivo que se generó.

Los resultados correspondientes a la estación Badiraguato se presentan al final del trabajo, y de acuerdo a la información obtenida del cuadro resumen la mejor distribución para esta estación fue **“Gumbel de dos poblaciones”** con una sumatoria de errores de **1885.19** unidades.

- b) La solución a este inciso depende de la información obtenida en el inciso a), por lo que basta con abrir exclusivamente la hoja de trabajo **“Gumbel de dos poblaciones”** del archivo que se generó y obtener los eventos de diseño para los periodos de retorno solicitado, tal como aparece en la tabla III.3

EVENTOS DE DISEÑO					
DIST. DOBLEGUMBEL					
T (años)	F(Q)	F1(Q)	F2(Q)	F(Q)calc.	Qcalc. (m3/s)
2	0.50	0.82133468	0.89656883	-0.000894259	418.16
5	0.80	0.97830797	0.15816073	-0.000730742	698.65
10	0.90	0.99999998	0.53833509	-0.000361962	2026.54
20	0.95	1	0.76565176	-0.0004527	3060.18
50	0.98	1	0.90753856	-0.000100748	4282.18
100	0.99	1	0.95138454	-0.000568579	5092.84
500	1.00	1	0.98723799	-0.000774351	6742.78
1000	1.00	1	0.99361663	-0.000388993	7588.58
5000	1.00	1	0.99618339	-0.000634045	8210.81
10000	1.00	1	0.99644395	-0.000673054	8303.39

Tabla III.3 Resultados obtenidos de la estación Badiraguato para diferentes periodos de retorno (Dist. Gumbel de 2 poblaciones)

- c) Para dar respuesta a este inciso, se utilizará el criterio del Hidrograma Adimensional de la Soil Conservation Service (SCS), para darle forma al hidrograma de diseño para un periodo de retorno de 100 años.

El valor del tiempo pico se determinará con base en las siguientes ecuaciones:

$$t_p = 0.5d_e + 0.6t_c$$

$$d_e = 2\sqrt{t_c}$$

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

- t_c , tiempo de concentración en horas
- L, longitud del cauce principal en metros.
- S, pendiente del cauce principal en m/m.
- d_e , duración en exceso en horas.
- t_p , tiempo pico en horas.

Sustituyendo valores en las ecuaciones anteriores, se tiene:

$$\begin{aligned} t_c &= 4.275 \text{ h} \\ d_e &= 4.135 \text{ h} \\ t_p &= 4.625 \text{ h} \end{aligned}$$

Sustituyendo el valor de t_p y $Q_p = 5092.84 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T = 100$ años), en la tabla adimensional de la SCS, se tiene: (Tabla III.3).

Hidrograma adimensional		Hidrograma de diseño	
t/t_p	Q/Q_p	t (h)	Q (m^3/s)
0.0	0.000	0.00	0.00
0.1	0.015	0.46	76.39
0.2	0.075	0.93	381.96
0.3	0.160	1.39	814.85
0.4	0.280	1.85	1426.00
0.5	0.430	2.31	2189.92
0.6	0.600	2.78	3055.70
0.8	0.890	3.70	4532.63
1.0	1.000	4.63	5092.84
1.2	0.920	5.55	4685.41
1.4	0.750	6.48	3819.63
1.6	0.560	7.40	2851.99
1.8	0.420	8.33	2138.99
2.0	0.320	9.25	1629.71
2.2	0.240	10.18	1222.28
2.4	0.180	11.10	916.71
2.6	0.130	12.03	662.07
2.8	0.098	12.95	499.10
3.0	0.075	13.88	381.96
3.5	0.036	16.19	183.34
4.0	0.018	18.50	91.67
4.5	0.009	20.81	45.84
5.0	0.004	23.13	20.37

Tabla III.3 Hidrograma adimensional de la Soil Conservation Service e Hidrograma de Diseño para $T = 100$ años.

Su representación gráfica se encuentra al final del trabajo.

Bibliografía.

- 1.- Aparicio M. F. (1989) "Fundamentos de hidrología de superficie." Editorial LIMUSA México, D.F.
- 2.- Nelson R. (1993) "Guía completa de VISUAL BASIC para windows" Editorial Mc Graw Hill México, D.F.
- 3.- Kite G. W. (1977) "Frequency and Risk Analyses in Hydrology" Water Resources Publications Littleton, Colorado 80161, USA.
- 3.- Bloch S.C. "EXCEL for engineers and scientists" ed. Wiley, U.S.A.
- 4.- Miller y Freund "Probabilidad y estadística para ingenieros" ed. Reverté Mexicana, México D.F.

Tablas y gráficas.

Distribución Exponencial

Año	Gasto	Gasto ord.	No. Orden	T	1/T	Q calc.	Error ^ 2
1959	361	4220	1	24	0.0416667	1844.238	13170.21
1960	435	922	2	12	0.0833333	1442.002	268321.8
1961	276	890	3	8	0.125	1206.709	568955
1962	4220	600	4	6	0.1666667	1039.766	850515.9
1963	420	585	5	4.8	0.2083333	910.2746	1108231
1964	236	516	6	4	0.25	804.4726	1344504
1965	213	480	7	3.428571	0.2916667	715.0183	1562454
1966	922	470	8	3	0.3333333	637.5295	1764834
1967	480	435	9	2.666667	0.375	569.1795	1953902
1968	435	435	10	2.4	0.4166667	508.0383	2131488
1969	64	435	11	2.181818	0.4583333	452.7294	2299077
1970	250	434	12	2	0.5	402.2363	2457883
1971	435	420	13	1.846154	0.5416667	355.7872	2608912
1972	470	361	14	1.714286	0.5833333	312.782	2753004
1973	585	320	15	1.6	0.625	272.7451	2890867
1974	600	290	16	1.5	0.6666667	235.2932	3023101
1975	290	276	17	1.411765	0.7083333	200.1124	3150226
1976	320	250	18	1.333333	0.75	166.9432	3272687
1977	250	250	19	1.263158	0.7916667	135.5677	3390873
1978	245	245	20	1.2	0.8333333	105.802	3505125
1979	890	236	21	1.142857	0.875	77.48885	3615745
1980	434	213	22	1.090909	0.9166667	50.49308	3722997
1981	516	64	23	1.043478	0.9583333	24.69753	3827119

MEDIA DE Q: 580.304
 BETA: 0.002
 SUMA DE ERROR: 6946.717

EVENTOS DE DISEÑO DIST. EXPONENCIAL	
T (años)	Q (m ³ /s)
2.00	402.24
5.00	933.96
10.00	1336.20
20.00	1738.44
50.00	2270.16
100.00	2672.40
500.00	3606.36
1000.00	4008.60
5000.00	4942.56
10000.00	5344.80

Distribución Gamma de 2 parámetros

Año	Gasto	Gasto ord.	No. Orden	T	F(Q)	w	z	Q calc.	Error ^ 2
1959	361	4220	1	24	0.9583333	2.521132	1.732022	2347.183	3507444.6
1960	435	922	2	12	0.9166667	2.229308	1.3832	1694.397	596597
1961	276	890	3	8	0.875	2.039334	1.1504	1334.164	197281.86
1962	4220	600	4	6	0.8333333	1.893018	0.9673	1089.778	239882.69
1963	420	585	5	4.8	0.7916667	1.771223	0.8120	907.4685	103985.94
1964	236	516	6	4	0.75	1.665109	0.6742	763.7879	61398.821
1965	213	480	7	3.428571	0.7083333	1.569805	0.5481	646.4478	27704.857
1966	922	470	8	3	0.6666667	1.482304	0.4303	548.2295	6119.8526
1967	480	435	9	2.666667	0.625	1.400592	0.3182	464.5487	873.12662
1968	435	435	10	2.4	0.5833333	1.32323	0.2100	392.326	1821.074
1969	64	435	11	2.181818	0.5416667	1.249127	0.1044	329.4049	11150.333
1970	250	434	12	2	0.5	1.17741	0.0000	274.2286	25526.887
1971	435	420	13	1.846154	0.4583333	1.107343	-0.1043	225.6493	37772.202
1972	470	361	14	1.714286	0.4166667	1.038264	-0.2095	182.8102	31751.596
1973	585	320	15	1.6	0.375	0.96954	-0.3168	145.0724	30599.657
1974	600	290	16	1.5	0.3333333	0.900517	-0.4277	111.9678	31695.467
1975	290	276	17	1.411765	0.2916667	0.83047	-0.5436	83.17158	37182.798
1976	320	250	18	1.333333	0.25	0.758528	-0.6669	58.4896	36676.234
1977	250	250	19	1.263158	0.2083333	0.683542	-0.8004	37.8593	45003.677
1978	245	245	20	1.2	0.1666667	0.603857	-0.9491	21.36641	50011.982
1979	890	236	21	1.142857	0.125	0.516781	-1.1208	9.278124	51402.809
1980	434	213	22	1.090909	0.0833333	0.41716	-1.3319	2.065091	44493.536
1981	516	64	23	1.043478	0.0416667	0.291752	-1.6262	0.001697	4095.7828

MEDIA DE Q: 580.304
 DESV. EST. 818.554
 ALFA: 1154.618
 BETA: 0.503
 SUMA DE ERROR **3276.065**

EVENTOS DE DISEÑO DISTRIBUCION GAMMA 2P				
T (años)	F(Q)	W	z	Q (m3/s)
2.00	0.50	1.18	0.00	274.23
5.00	0.80	1.79	0.84	940.31
10.00	0.90	2.15	1.28	1530.27
20.00	0.95	2.45	1.65	2171.32
50.00	0.98	2.80	2.05	3082.24
100.00	0.99	3.03	2.33	3812.63
500.00	1.00	3.53	2.88	5626.40
1000.00	1.00	3.72	3.09	6452.97
5000.00	1.00	4.13	3.54	8466.19
10000.00	1.00	4.29	3.72	9370.86

Distribución Gumbel

Año	Gasto	Gasto ord.	No. Orden	T	Xi	Q calc.	Error ^ 2
1959	361	4220	1	24	-3.156849494	2227.337654	3970703.225
1960	435	922	2	12	-2.441716399	1770.745381	720368.722
1961	276	890	3	8	-2.013418678	1497.289389	368800.4022
1962	4220	600	4	6	-1.701983355	1298.446736	487827.8432
1963	420	585	5	4.8	-1.454081455	1140.168378	308211.9278
1964	236	516	6	4	-1.245899324	1007.24997	241326.533
1965	213	480	7	3.4285714	-1.064673327	891.5422924	169367.0584
1966	922	470	8	3	-0.902720456	788.1399603	101213.0343
1967	480	435	9	2.6666667	-0.755014863	693.8341129	66995.09798
1968	435	435	10	2.4	-0.6180462	606.3834925	29372.30148
1969	64	435	11	2.1818182	-0.489219929	524.1315584	7944.434711
1970	250	434	12	2	-0.366512921	445.7866012	138.9239678
1971	435	420	13	1.8461538	-0.248258101	370.2842406	2471.656737
1972	470	361	14	1.7142857	-0.132995836	296.6925415	4135.449213
1973	585	320	15	1.6	-0.019356889	224.1372847	9189.66019
1974	600	290	16	1.5	0.094047828	151.731578	19118.15653
1975	290	276	17	1.4117647	0.208755483	78.49398157	39008.62732
1976	320	250	18	1.3333333	0.32663426	3.23171331	60894.58732
1977	250	250	19	1.2631579	0.45019365	0	62500
1978	245	245	20	1.2	0.583198081	0	60025
1979	890	236	21	1.1428571	0.732099368	0	55696
1980	434	213	22	1.0909091	0.910235093	0	45369
1981	516	64	23	1.0434783	1.156269006	0	4096

MEDIA DE Q:	580.304
DESV. EST.	818.554
ALFA	638.472
BETA	211.778
SUMA DE ERROR	2614.340

EVENTOS DE DISEÑO DIST. GUMBEL	
T (años)	Q (m ³ /s)
2.00	445.79
5.00	1169.45
10.00	1648.57
20.00	2108.16
50.00	2703.06
100.00	3148.84
500.00	4178.99
1000.00	4621.87
5000.00	5649.70
10000.00	6092.29

Distribución Gumbel de dos poblaciones.

Año	Gasto	Gasto ord.	No. Orden	T	F(Q)	F1(Q)	F2(Q)	F(Q) calc.	Q calc.	Error ^ 2
1959	361	4220	1	24	0.9583333	1	0.8077901	-0.000118	3322.685132	805173.9722
1960	435	922	2	12	0.9166667	1	0.6163889	-6.04E-05	2326.767312	1973371.202
1961	276	890	3	8	0.875	0.9999999	0.4248949	-2.38E-05	1632.730021	551647.8838
1962	4220	600	4	6	0.8333333	0.9989741	0.2330149	-0.000924	985.6780606	148747.5665
1963	420	585	5	4.8	0.7916667	0.970366	0.1511333	-0.000368	669.0193819	7059.256533
1964	236	516	6	4	0.75	0.9243814	0.1307108	-0.000304	578.9451455	3962.091342
1965	213	480	7	3.428571	0.7083333	0.8753956	0.1201584	-0.000375	529.6172493	2461.87143
1966	922	470	8	3	0.6666667	0.8263291	0.113206	0.0003617	495.8610836	668.795644
1967	480	435	9	2.666667	0.625	0.7752652	0.1077974	-0.000103	468.8180973	1143.663702
1968	435	435	10	2.4	0.5833333	0.7243782	0.103473	-0.000134	446.654249	135.8215196
1969	64	435	11	2.181818	0.5416667	0.6733606	0.0998181	-7.71E-05	427.5147375	56.02915535
1970	250	434	12	2	0.5	0.6213347	0.0965688	-0.000694	410.1631562	568.1951247
1971	435	420	13	1.846154	0.4583333	0.5705558	0.0937274	-0.000186	394.7137261	639.3956481
1972	470	361	14	1.714286	0.4166667	0.5204351	0.0911544	0.0009434	380.4889867	379.8206033
1973	585	320	15	1.6	0.375	0.4676789	0.0886258	2.013E-05	366.2800626	2141.844197
1974	600	290	16	1.5	0.3333333	0.4161696	0.086281	0.0001706	352.8894855	3955.08739
1975	290	276	17	1.411765	0.2916667	0.3641653	0.0839911	-1.84E-05	339.6029198	4045.331402
1976	320	250	18	1.333333	0.25	0.3116693	0.0817128	-0.000549	326.1670263	5801.41589
1977	250	250	19	1.263158	0.2083333	0.2610725	0.0795009	0.0004963	312.9061214	3957.180106
1978	245	245	20	1.2	0.1666667	0.208451	0.0771199	-3.64E-05	298.3792855	2849.348122
1979	890	236	21	1.142857	0.125	0.1562345	0.0745762	-0.000197	282.5545926	2167.330094
1980	434	213	22	1.090909	0.0833333	0.1033278	0.0716144	-0.000859	263.7045214	2570.948492
1981	516	64	23	1.043478	0.0416667	0.051184	0.0677591	-0.000856	238.4275924	30424.98499

	Promedio	Desv. est.	Alfa	Beta
Pob. ciclónica	5	1443.4	1560.1115	0.0008218
Pob. No ciclónica	18	340.5556	120.18722	0.0106671
				1443.3995
				340.5494

P inicial 0.8 SUMA DE E **1885.187**
P ajustada 0.782608696

EVENTOS DE DISEÑO					
DISTR. DOBLEGUMBEL					
T (años)	F(Q)	F1(Q)	F2(Q)	F(Q)calc.	Qcalc. (m3/s)
2	0.50	0.821334678	0.086588838	-0.000694258	410.16
5	0.80	0.978307866	0.158180735	-0.000730742	698.66
10	0.90	0.999999985	0.538336086	-0.000381962	2026.54
20	0.95	1	0.765851756	-0.00094527	3050.19
50	0.98	1	0.90753856	-0.000180748	4282.18
100	0.99	1	0.951384537	-0.000568579	5092.84
500	1.00	1	0.987237885	-0.000774351	8742.78
1000	1.00	1	0.993810632	-0.000388893	7588.58
5000	1.00	1	0.996163392	-0.000634045	8210.8
10000	1.00	1	0.99644395	-0.000673854	8303.39

Distribución Log-Normal

Año	Gasto	Gasto ord.	No. Orden	T	F(Q)	w	z	LnQ	Q calc.	Error ^ 2
1959	361	4220	1	24	0.9583333	2.521132	1.732022	8.34759	1485.8572	2204801
1960	435	922	2	12	0.9166667	2.229308	1.3832	6.826545	1143.9521	1304055
1961	276	890	3	8	0.875	2.039334	1.1504	6.791221	960.75544	917295.5
1962	4220	600	4	6	0.8333333	1.893018	0.9673	6.39693	837.54348	694794.7
1963	420	585	5	4.8	0.7916667	1.771223	0.8120	6.371612	745.47463	548302.7
1964	236	516	6	4	0.75	1.665109	0.6742	6.246107	672.28678	443938.1
1965	213	480	7	3.428571	0.7083333	1.569805	0.5481	6.173786	611.66541	365620.3
1966	922	470	8	3	0.6666667	1.482304	0.4303	6.152733	559.94513	304643.4
1967	480	435	9	2.666667	0.625	1.400592	0.3182	6.075346	514.81376	255847.6
1968	435	435	10	2.4	0.5833333	1.32323	0.2100	6.075346	474.71931	215964
1969	64	435	11	2.181818	0.5416667	1.249127	0.1044	6.075346	438.56757	182814
1970	250	434	12	2	0.5	1.17741	0.0000	6.073045	405.55465	154885.3
1971	435	420	13	1.846154	0.4583333	1.107343	-0.1043	6.040255	375.06766	131093
1972	470	361	14	1.714286	0.4166667	1.038264	-0.2095	5.888878	346.62233	110637.6
1973	585	320	15	1.6	0.375	0.96954	-0.3168	5.768321	319.82114	92915.93
1974	600	290	16	1.5	0.3333333	0.900517	-0.4277	5.669881	294.32304	77463.72
1975	290	276	17	1.411765	0.2916667	0.83047	-0.5436	5.620401	269.81869	63917.29
1976	320	250	18	1.333333	0.25	0.758528	-0.6669	5.521461	246.00642	51986.93
1977	250	250	19	1.263158	0.2083333	0.683542	-0.8004	5.521461	222.56247	41437.68
1978	245	245	20	1.2	0.1666667	0.603857	-0.9491	5.501258	199.09356	32074.5
1979	890	236	21	1.142857	0.125	0.516781	-1.1208	5.463832	175.04014	23728.36
1980	434	213	22	1.090909	0.0833333	0.41716	-1.3319	5.361292	149.42087	16236.08
1981	516	64	23	1.043478	0.0416667	0.291752	-1.6262	4.158883	119.83818	9377.633

MEDIA DE LnQ: 6.005
 DESV. EST. DE LnQ: 0.750
 SUMA DE ERROR: 2871.207

EVENTOS DE DISEÑO DISTRIBUCION LOG-NORMAL				
T (años)	F(Q)	w	z	Q (m3/s)
2.00	0.50	1.18	0.00	405.55
5.00	0.80	1.79	0.84	762.10
10.00	0.90	2.15	1.28	1080.13
20.00	0.95	2.45	1.65	1392.21
50.00	0.98	2.80	2.05	1891.74
100.00	0.99	3.03	2.33	2320.67
500.00	1.00	3.53	2.88	3509.49
1000.00	1.00	3.72	3.09	4114.09
5000.00	1.00	4.13	3.54	5763.62
10000.00	1.00	4.29	3.72	6590.77

Método de Nash

Año	Gasto	Gasto ord.	No. Orden	T	Xi	XiQi	Xi^2	Q calc.	Q^2
1959	361	4220	1	24	-3.15685	-13321.9	9.965699	1952.068	5143516
1960	435	922	2	12	-2.44172	-2251.26	5.961979	1578.87	431478.8
1961	276	890	3	8	-2.01342	-1791.94	4.053855	1355.36	216560.1
1962	4220	600	4	6	-1.70198	-1021.19	2.896747	1192.835	351453.8
1963	420	585	5	4.8	-1.45408	-850.638	2.114353	1063.466	228929.7
1964	236	516	6	4	-1.2459	-642.884	1.552265	954.8247	192567.1
1965	213	480	7	3.428571	-1.06467	-511.043	1.133529	860.2506	144590.5
1966	922	470	8	3	-0.90272	-424.279	0.814904	775.7343	93473.48
1967	480	435	9	2.666667	-0.75501	-328.431	0.570047	698.6531	69512.96
1968	435	435	10	2.4	-0.61805	-268.85	0.381981	627.175	36931.24
1969	64	435	11	2.181818	-0.48922	-212.811	0.239336	559.9461	15611.53
1970	250	434	12	2	-0.36651	-159.067	0.134332	495.9106	3832.919
1971	435	420	13	1.846154	-0.24826	-104.268	0.061632	434.1984	201595.8
1972	470	361	14	1.714286	-0.133	-48.0115	0.017688	374.048	170.2503
1973	585	320	15	1.6	-0.01936	-6.1942	0.000375	314.7447	27.61821
1974	600	290	16	1.5	0.094048	27.27387	0.008845	255.5636	1185864
1975	290	276	17	1.411765	0.208755	57.61651	0.043579	195.7026	6447.67
1976	320	250	18	1.333333	0.326634	81.65856	0.10669	134.1867	13412.71
1977	250	250	19	1.263158	0.450194	112.5484	0.202674	69.70637	32505.79
1978	245	245	20	1.2	0.583198	142.8835	0.34012	0.29705	59879.53
1979	890	236	21	1.142857	0.732099	172.7755	0.535969	0	55696
1980	434	213	22	1.090909	0.910235	193.8801	0.828528	0	45366
1981	516	64	23	1.043478	1.156269	74.00122	1.336958	0	4096

Promedio de Q:	580.304
Promedio de X:	-0.528
Suma XiQi:	-21080.139
Suma Xi^2:	33.302
c =	-521.857
a =	304.643
Suma de errores	2673.472

VENTOS DE DISEÑO MÉTODO DE NASH	
T (años)	Q (m3/s)
2	495.9106
5	1087.398
10	1479.014
20	1854.661
50	2340.898
100	2705.264
500	3547.259
1000	3909.244
5000	4749.35
10000	5111.099

Distribución Normal

Año	Gasto	Gasto ord.	No. Orden	T	F(Q)	w	z	Q calc.	Error ^ 2
1959	361	4220	1	24	0.9583333	2.521132	1.732022	1998.057	4937029
1960	435	922	2	12	0.9166667	2.229308	1.3832	1712.53	624938.1
1961	276	890	3	8	0.875	2.039334	1.1504	1521.972	399389
1962	4220	600	4	6	0.8333333	1.893018	0.9673	1372.117	596164.3
1963	420	585	5	4.8	0.7916667	1.771223	0.8120	1244.966	435555.4
1964	236	516	6	4	0.75	1.665109	0.6742	1132.137	379624.4
1965	213	480	7	3.428571	0.7083333	1.569805	0.5481	1028.955	301352
1966	922	470	8	3	0.6666667	1.482304	0.4303	932.4924	213899.2
1967	480	435	9	2.666667	0.625	1.400592	0.3182	840.7386	164623.8
1968	435	435	10	2.4	0.5833333	1.32323	0.2100	752.2081	100621
1969	64	435	11	2.181818	0.5416667	1.249127	0.1044	665.7214	53232.34
1970	250	434	12	2	0.5	1.17741	0.0000	580.2735	21395.94
1971	435	420	13	1.846154	0.4583333	1.107343	-0.1043	494.9447	5616.714
1972	470	361	14	1.714286	0.4166667	1.038264	-0.2095	408.8283	2287.542
1973	585	320	15	1.6	0.375	0.96954	-0.3168	320.9612	0.923984
1974	600	290	16	1.5	0.3333333	0.900517	-0.4277	230.2444	3570.737
1975	290	276	17	1.411765	0.2916667	0.83047	-0.5436	135.3306	19787.88
1976	320	250	18	1.333333	0.25	0.758528	-0.6669	34.44988	46461.85
1977	250	250	19	1.263158	0.2083333	0.683542	-0.8004	0	62500
1978	245	245	20	1.2	0.1666667	0.603857	-0.9491	0	60025
1979	890	236	21	1.142857	0.125	0.516781	-1.1208	0	55696
1980	434	213	22	1.090909	0.0833333	0.41716	-1.3319	0	45369
1981	516	64	23	1.043478	0.0416667	0.291752	-1.6262	0	4096

MEDIA DE Q: 580.304
 DESV. EST. 818 554
 SUMA DE ERROR **2921.170**

EVENTOS DE DISEÑO DISTRIBUCION NORMAL				
T (años)	F(Q)	w	z	Q (m3/s)
2.00	0.50	1.18	0.00	580.27
5.00	0.80	1.79	0.84	1269.05
10.00	0.90	2.15	1.28	1629.44
20.00	0.95	2.45	1.65	1926.98
50.00	0.98	2.80	2.05	2261.75
100.00	0.99	3.03	2.33	2484.88
500.00	1.00	3.53	2.88	2936.50
1000.00	1.00	3.72	3.09	3110.05
5000.00	1.00	4.13	3.54	3478.17
10000.00	1.00	4.29	3.72	3624.59

Distribución Gamma de 3 parámetros (Pearson Tipo III)

Año	Gasto	Gasto ord.	No. Orden	T	F(Q)	w	z	Q calc.	Error ^ 2
1959	361	4220	1	24	0.9583333	2.521132	1.732022	595.9295	13133887
1960	435	922	2	12	0.9166667	2.229308	1.3832	592.7341	108416.1
1961	276	890	3	8	0.875	2.039334	1.1504	590.6111	89633.69
1962	4220	600	4	6	0.8333333	1.893018	0.9673	588.9471	122.1667
1963	420	585	5	4.8	0.7916667	1.771223	0.8120	587.5389	6.446137
1964	236	516	6	4	0.75	1.665109	0.6742	586.2922	4940.997
1965	213	480	7	3.428571	0.7083333	1.569805	0.5481	585.1545	11057.47
1966	922	470	8	3	0.6666667	1.482304	0.4303	584.0929	13017.19
1967	480	435	9	2.666667	0.625	1.400592	0.3182	583.0849	21929.15
1968	435	435	10	2.4	0.5833333	1.32323	0.2100	582.1141	21642.56
1969	64	435	11	2.181818	0.5416667	1.249127	0.1044	581.1673	21364.87
1970	250	434	12	2	0.5	1.17741	0.0000	580.2333	21384.19
1971	435	420	13	1.846154	0.4583333	1.107343	-0.1043	579.3023	25377.21
1972	470	361	14	1.714286	0.4166667	1.038264	-0.2095	578.3641	47247.17
1973	585	320	15	1.6	0.375	0.96954	-0.3168	577.4086	66259.17
1974	600	290	16	1.5	0.3333333	0.900517	-0.4277	576.4237	82038.50
1975	290	276	17	1.411765	0.2916667	0.83047	-0.5436	575.3951	89637.40
1976	320	250	18	1.333333	0.25	0.758528	-0.6669	574.3039	105170.00
1977	250	250	19	1.263158	0.2083333	0.683542	-0.8004	573.1236	104408.00
1978	245	245	20	1.2	0.1666667	0.603857	-0.9491	571.8132	106806.00
1979	890	236	21	1.142857	0.125	0.516781	-1.1208	570.3029	111758.00
1980	434	213	22	1.090909	0.0833333	0.41716	-1.3319	568.4523	146.00
1981	516	64	23	1.043478	0.0416667	0.291752	-1.6262	565.8828	186.00

MEDIA DE Q: 580.304
 DESV. EST. 818.554
 ASIMETRIA 4.343
 BETA: 0.212
 GAMMA: 1777.579
 Xo: 203.370
 SUMA DE ERROR **3816.326**

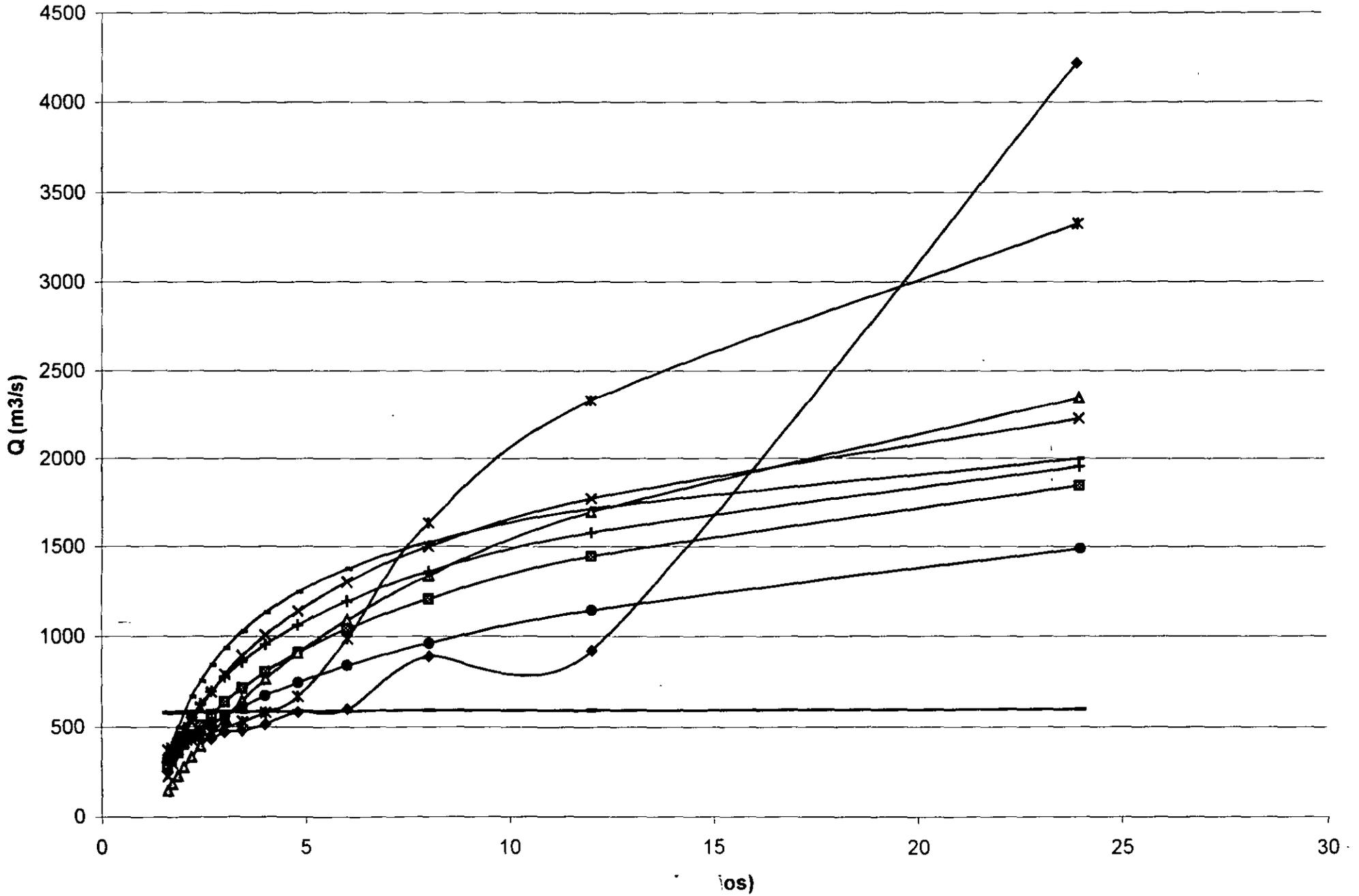
EVENTOS DE DISEÑO DISTRIBUCION PEARSON III				
T (años)	F(Q)	w	z	Q (m3/s)
2.00	0.50	1.18	0.00	580.2
5.00	0.80	1.79	0.84	587.8
10.00	0.90	2.15	1.28	591.8
20.00	0.95	2.45	1.65	595.1
50.00	0.98	2.80	2.05	598.9
100.00	0.99	3.03	2.33	601.4
500.00	1.00	3.53	2.88	606.5
1000.00	1.00	3.72	3.09	608.5
5000.00	1.00	4.13	3.54	612.7
10000.00	1.00	4.29	3.72	614.4

Resumen de errores al cuadrado

Distribución	Error
Exponencial	6946.72
Gamma2p	2276.07
Gumbel1p	2614.34
Gumbel2p	1885.19
LogNormal	2871.21
Nash	2673.47
Normal	2921.17
Pearson III	3816.33

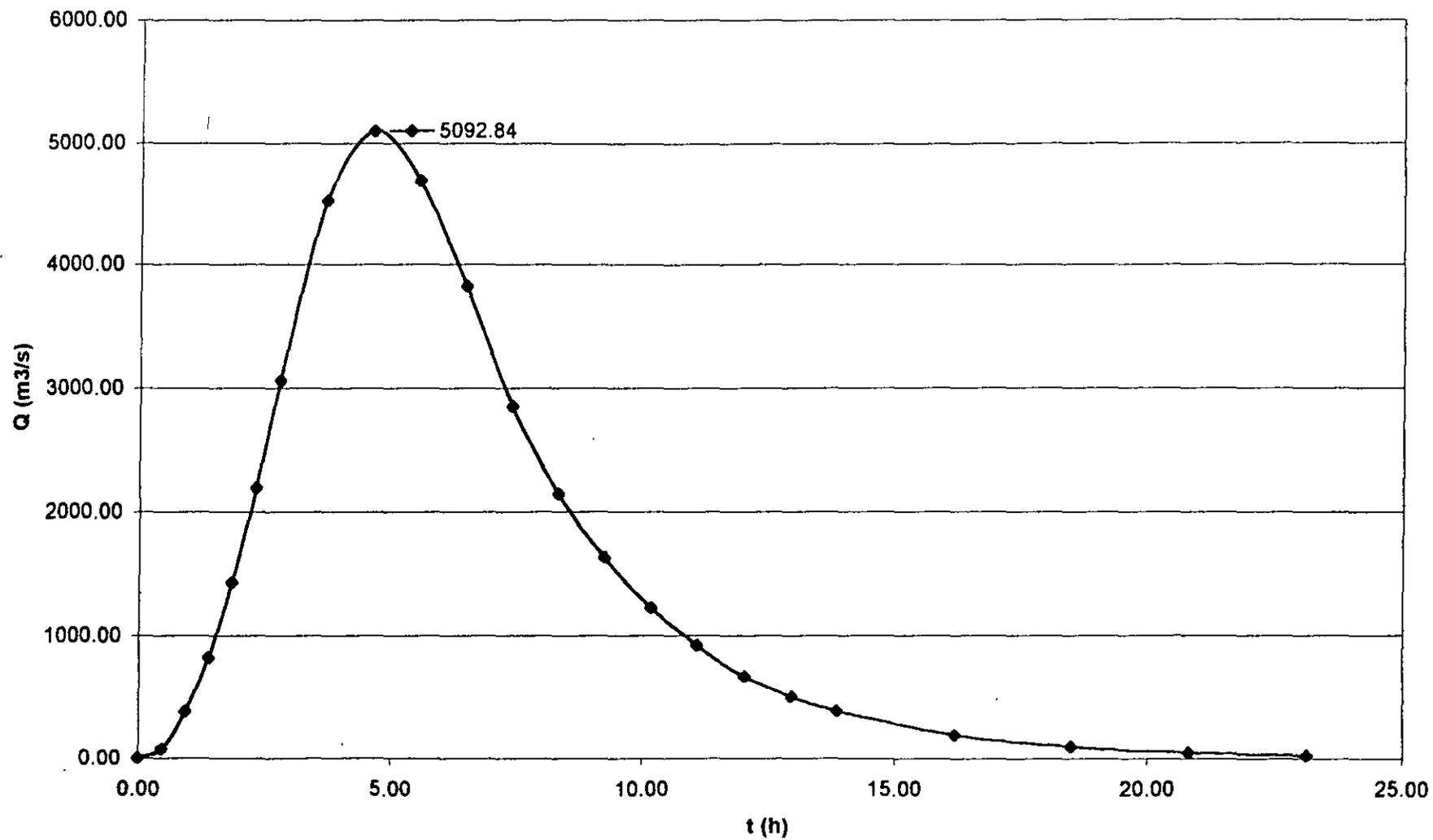
Mejor Distribución: 1885.19

Gastos medidos y calculados.



▲ Datos medidos
 ■ Exponencial
 ▲ Gamma2p
 × Gumbel1p
 * Gumbel2p
 ● LogNormal
 + Nash
 — Normal
 — Pearson III

Hidrograma de diseño (T = 100 años)



Esta obra se terminó de imprimir
en mayo de 2002
en el taller de imprenta del
Departamento de Publicaciones
de la Facultad de Ingeniería,
Ciudad Universitaria, México, D.F.
C.P. 04510

Secretaría de Servicios Académicos

El tiraje consta de 500 ejemplares
más sobrantes de reposición.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA-118 ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL

22 AL 26 DE MARZO

TEMA

IV

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA
AGUAS PLUVIALES**

**COORDINADOR: MSP Rafael López Ruiz
PROFESOR: Ing. Jorge Luis Grajales Escarpulli
PALACIO DE MINERÍA**

Marzo 2004

TEMA IV

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS PLUVIALES

IV.1 DESCRIPCION Y APLICACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS Y PLUVIOGRAFICOS

La función de un sistema de alcantarillado para aguas pluviales es la remoción del agua de lluvia que se capta en calles y áreas verdes para prevenir daños e inundaciones. El ingeniero sanitario se encuentra ante el problema de elegir la tormenta adecuada para poder diseñar el sistema de alcantarillado pluvial ya que no es común proyectar para la tormenta más severa, considerándose más económico el aceptar los daños y molestias que resulten de vez en cuando. Además el problema de proyecto se complica por el hecho de que a medida que una ciudad se edifica, las áreas impermeables se incrementan y el escurrimiento de las lluvias futuras también aumenta.

Para conocer la cantidad de agua de lluvia se utilizan los pluviómetros o los pluviógrafos.

El pluviómetro en su forma usual consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la de la tapa.

Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una

aproximación hasta décimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas por lo cual sus datos no se pueden relacionar con el tiempo de lluvia.

Por medio del pluviógrafo se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando. La gráfica trazada por un pluviógrafo se llama pluviograma.

IV.2.1 Intensidad de lluvia

La cantidad promedio de lluvia que cae en una tormenta, se mide al dividir el volumen total de lluvia precipitada entre el tiempo de duración de la tormenta, pero no proporciona la información necesaria para proyectar un sistema de alcantarillado pluvial, para poder proyectar el sistema se requiere la rapidez de la variación de la altura de lluvia con respecto al tiempo que se le suele llamar intensidad de lluvia. En general, la intensidad de una lluvia se refiere al valor medio de la misma y corresponde a la relación entre la altura total de precipitación ocurrida y el tiempo de duración de la tormenta, es decir:

$$I = \frac{h}{t}$$

en donde

I = intensidad de lluvia en mm/hora

h = altura de lluvia (cm)

t = tiempo de duración de la lluvia (min)

IV.2.2 Coeficientes de escurrimiento

No toda el agua que cae en una lluvia escurre por la superficie. Primeramente en los lugares donde hay vegetación, es detenida por las hojas, después se evapora de acuerdo a la temperatura ambiente. Enseguida se satura el suelo y por

último escurrirá por la superficie. A esta parte de la lluvia se le llama lluvia en exceso y representa sólo una parte del total de lluvia que cae.

El coeficiente de escurrimiento es la relación que hay entre el volumen de agua que escurre por la superficie y el volumen llovido, y se le representa por la letra "C".

$$C = \frac{\text{Agua que escurre}}{\text{Agua llovida}}$$

Los principales factores que determinan el coeficiente de escurrimiento son: la permeabilidad, evaporación, vegetación y la distribución no uniforme de la lluvia.

Existen fórmulas para determinar el coeficiente de escurrimiento en función del tiempo de duración de la lluvia, entre las que se mencionan las siguientes:

a) Fórmula de Gregory $C = 0.175 \sqrt[3]{t}$

b) Fórmula de McGee:

Superficies impermeables $C = \frac{t}{8 + t}$

Superficies permeables $C = \frac{t}{15 + t}$

Superficies muy permeables $C = \frac{t}{20 + t}$

Para fines prácticos se le han asignado valores a C, puesto que para alcantarillado, no es necesaria tanta precisión como las que dan las fórmulas anteriores.

En la tabla IV.1 se observan los valores de "C" para diferentes superficies:

TABLA IV.1

1.	Techos impermeables	0.75 a 0.95
2.	Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 a 0.90
3.	Pavimentos empedrados o de adoquín <u>juntea</u> dos con cemento	0.75 a 0.85
4.	Pavimentos de adoquín sin cemento	0.50 a 0.70
5.	Pavimentos de terracería	0.25 a 0.60
6.	Pavimentos de grava	0.15 a 0.30
7.	Superficies sin pavimentar como patios de ferrocarril y terrenos sin construir.....	0.10 a 0.30
8.	Parques, jardines y prados dependiendo de su superficie, de su pendiente y caracte- rísticas del suelo	0.05 a 0.25
9.	Áreas boscosas dependiendo de su pendien- te y del suelo	0.10 a 0.20
10.	Zonas citadinas densamente pobladas	0.70 a 0.90

En algunas poblaciones, es difícil determinar el tipo de superficies, por lo que se recomienda utilizar la tabla IV.2 en donde se observan valores de "C" para diferentes zonas.

TABLA IV.2

1.	Zonas mercantiles	0.70 a 0.90
2.	Zonas comerciales	0.60 a 0.85
3.	Zonas industriales	0.55 a 0.80
4.	Zonas residenciales:	
	a) Departamentos	0.50 a 0.70
	b) Casas de tipo residencial	0.25 a 0.50
	c) Parques	0.05 a 0.25
	d) Áreas no desarrolladas	0.10 a 0.25

IV.3 ESTUDIO ESTADISTICO DE LAS INTENSIDADES DE LLUVIA

Con los datos que se obtienen de los pluviógrafos, durante períodos de muchos años, se forman registros que permiten llegar al conocimiento de las lluvias y la frecuencia con que acontecen.

En una lluvia lo que interesa es conocer las intensidades máximas ya que son las que tienen influencia en el diseño, los tiempos para los cuales se calculan las intensidades máximas conviene sistematizarlos para efectos estadísticos. Se acostumbra tomar únicamente los datos correspondientes a los siguientes tiempos en minutos: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100, 120, 150, 180.

Para obtener las intensidades máximas de cualquier lluvia ordinaria se utiliza un método analítico dado que la precipitación pluvial es, frecuentemente, más intensa al principio de las tormentas y que por convención, las intensidades de las tormentas se expresan como gastos aritméticos medios de la precipitación durante períodos especificados.

El método analítico para ordenar las lluvias máximas se puede resumir en los pasos siguientes:

- a) Para una lluvia dada, separe en intervalos de 5 en 5 minutos y sus múltiplos, enseguida obtenga la altura de lluvia para los intervalos de tiempo encontrados.

Ejemplo IV.1

Dada la siguiente lluvia separe sus intervalos de tiempo y sus alturas de lluvia respectivas.

TABLA IV.3

t (min)	h (cm)	Δt (min)	Δh (cm)
5	0.8	5	0.8
10	1.5	5	0.7
15	2.2	5	0.7
20	3.4	5	1.2
25	4.0	5	0.6
30	5.3	5	1.3
35	6.7	5	1.4
40	8.0	5	1.3
45	8.7	5	0.7
50	9.2	5	0.5
60	9.7	10	0.5
80	10.4	20	0.7
100	11.1	20	0.7
120	11.5	20	0.4

Para mostrar la variación de la lluvia respecto a los intervalos de tiempo, en la tabla IV.3 se hace el análisis para intervalos de 5 y 10 minutos, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso respectivamente.

Para obtener la altura de lluvia en cada intervalo se requiere restar al valor que se desea calcular, el valor anterior, es decir, en el ejemplo si se requiere calcular el Δh , para el tiempo de 5 minutos se toma $h_1 = 0.8$ y $h_0 = 0$ cm por lo que $\Delta h_1 = 0.8 - 0 = 0.8$ cm para calcular Δh_2 en el tiempo de 10 minutos $h_2 = 1.5$ cm y $h_1 = 0.8$ cm por lo tanto $\Delta h_2 = 1.5 - 0.8 = 0.7$ cm.

Así se continúa con este procedimiento hasta calcular todos los valores de Δh .

- b) Cuando ya se conoce la altura de lluvia para cada intervalo se procede a obtener las máximas alturas para los tiempos elegidos.

Como el análisis es de maximización, se deben buscar las condiciones más desfavorables: La máxima relación entre las lluvias y el tiempo. Para el primer intervalo se procura el máximo incremento, para una duración de dos intervalos se busca la máxima combinación de dos alturas de lluvia consecutivas y así sucesivamente hasta terminar con los tiempos elegidos.

Ejemplo IV.2

Tomando los datos de la tabla IV.3 proceda a obtener la lluvia máxima.

TABLA IV.3

t (min)	h (cm)	Δt (min)	Δh (cm)
5	0.8	5	0.8
10	1.5	5	0.7
15	2.2	5	0.7
20	3.4	5	1.2
25	4.0	5	0.6
30	5.3	5	1.3
35	6.7	5	1.4
40	8.0	5	1.3
45	8.7	5	0.7
50	9.2	5	0.5
60	9.7	10	0.5
80	10.4	20	0.7
100	11.1	20	0.7
120	11.5	20	0.4

Dado que la lluvia es de 120 minutos se tomarán los siguientes tiempos para calcular la lluvia máxima: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos.

Para calcular la máxima altura pluvial para el tiempo de 5 minutos se tomará de la tabla IV.3 el valor para el tiempo de 35 minutos que corresponde a 1.4 cm de lluvia en un intervalo de 5 minutos, este punto representa el pivote a partir del cual se procederá a la acumulación de alturas de lluvia consecutivas.

Para calcular el valor de 10 minutos, se toma el anterior y el mayor de los consecutivos; en el ejemplo los consecutivos tienen igual valor por lo que se puede tomar cualquiera. Suponga que se toma el anterior a 1.4 cm por lo tanto el valor para 10 minutos será $1.4 + 1.3 = 2.7$ cm.

Para 15 minutos se toma el mayor consecutivo al bloque ya calculado; en este punto se tienen dos valores, uno de 0.7 cm y otro de 1.3 cm por lo que se toma el valor de 1.3 cm, por lo tanto el valor para 15 minutos será $2.7 \text{ cm} + 1.3 \text{ cm} = 4.0$ cm. Continuando con el procedimiento anterior se llega a la tabla IV.4.

TABLA IV.4

t (min)	h _{máx} (cm)	i mm/hora
5	1.4	168
10	2.7	162
15	4.0	160
20	4.7	141
30	6.5	130
45	8.7	116
60	9.7	97
80	10.4	78
100	11.1	66.6
120	11.5	57.5

La columna 3 ($i = \text{mm/hora}$) de la tabla IV.4 se obtiene dividiendo la altura máxima acumulada entre el tiempo respectivo y de acuerdo a las unidades que se utilicen se obtiene la intensidad en mm/hora para el caso de $t = 5 \text{ min}$ y $h_{\text{máx}} = 1.4 \text{ CM}$

$$I = \frac{1.4 \text{ cm}}{5 \text{ min}} \cdot 600 = 168 \text{ mm/hora}$$

para $t = 30 \text{ min}$ y $h_{\text{máx}} = 6.5 \text{ cm}$

$$I = \frac{6.5 \text{ cm}}{30 \text{ min}} \cdot 600 = 130 \text{ mm/hora, etc.}$$

Calculadas las intensidades para cada lluvia interesa conocer la frecuencia de las intensidades más grandes, para ello se recomienda hacer el siguiente análisis que se resume como sigue:

- a) De acuerdo con las condiciones particulares de la lluvia de la población en estudio, pueden descartarse aquellas de baja intensidad, para lo cual se emplea la siguiente relación empírica:

$$i = 10 \cdot \frac{3t + 45}{t}$$

Donde:

i = intensidad en mm/hora

t = tiempo en minutos

- b) Con los datos restantes se puede hacer una tabulación de lluvias de una duración-intensidad dadas.

La elección de los intervalos de la intensidad depende de las variaciones de intensidad obtenidas.

Ejemplo IV.3

Tabule las máximas intensidades para la lluvia obtenida en la tabla IV.4.

Para lograr la tabulación es necesario descartar las lluvias de baja intensidad utilizando la relación

$$i = 10 \cdot \frac{3t + 45}{t}$$

t (min)	$i = \left(\frac{3t + 45}{t}\right) \cdot (10)$	i mm/hora
5	120	168
10	75	162
15	60	160
20	52.5	141
30	45	130
45	40	116
60	37.5	97
80	35.6	78
100	34.5	66.6
120	33.8	57.5

Los valores de las intensidades de la tabla IV.4 son mayores a las que se obtienen utilizando la relación empírica

$$i = 10 \left(\frac{3t + 45}{t} \right)$$

por lo que no se descarta ningún valor y se procede a tabular los resultados de la lluvia.

Observando el valor de las intensidades del ejemplo se utilizará un intervalo de variación de 25 mm/hora para lograr la tabulación y poder archivar los valores de intensidad de lluvia para el ejemplo propuesto.

TABLA IV.5
REGISTRO DE LLUVIAS

DURACION (min)	DURACION mm/hora						
	1 - 25	26-50	51-75	76-100	101-125	126-150	151-175
5							1
10							1
15							1
20						1	
30						1	
45					1		
60				1			
80				1			
100			1				
120			1				

Una vez que se ha elegido la tabla en la cual se registrarán las lluvias máximas, se procede a llenarla cada vez que se ordene una lluvia, en la tabla IV.5 representa el registro de lluvias y en ella se muestra la lluvia del ejemplo IV.2.

Curvas de frecuencia

La lluvia, como cualquier otro fenómeno, se presenta cíclicamente y entre más intensa es, más rara vez se presenta. Por otra parte, se puede relacionar la intensidad con el tiempo en una gráfica llamada "Curva de Precipitación".

En esta curva, se toman las intensidades como ordenadas y los tiempos como abscisas; así cada intensidad estará representada por un punto. Uniendo estos puntos, se tendrán las intensidades en un determinado período de tiempo.

Se acostumbra hacer una tabla, de la que se obtienen los datos para el dibujo de esta curva.

En esta tabla se tienen, en la primera columna, las duraciones en minutos de las lluvias; en la segunda, se tienen las alturas de lluvia que han sido igualadas o excedidas una vez durante el tiempo indicado; en la tercera, las que han sido igualadas o excedidas dos veces; en la cuarta, tres veces, etc. Dividiendo el número de años del período entre el número de veces que han sido alcanzadas o excedidas las lluvias, se obtiene la frecuencia. Obteniéndose la frecuencia de 20, 10, 6, 4 años, etc., ésta nos indica que esas lluvias solo podrán presentarse una, dos, etc., veces, durante el período que nos indique la misma.

Estas curvas sirven para que el ingeniero que estudia un alcantarillado, escoja entre ellas la más conveniente para su problema. Por ejemplo, se tienen las curvas de lluvia muy intensa, que se presentan una vez cada 20 años, pueden desecharse, pues si la red de alcantarillado se proyecta para eliminar el caudal que proporcionarían estas lluvias, solo una vez cada 20 años funcionarían los conductos a su capacidad máxima; en caso contrario, solamente una vez cada 20 años, la red sería insuficiente para desalojar rápidamente el agua llovida. Por lo tanto, se escogen las curvas relativas a máximas lluvias normales que pueden acontecer una o dos veces cada cinco años. Esta recomendación solo es válida para poblaciones pequeñas, pues para poblaciones mayores se escogerá el tiempo de recurrencia que mejor se adapte a las condiciones específicas de cada problema.

La resolución de las ecuaciones correspondientes a estas curvas, pueden servir en lugar de ellas. Como se ha visto anteriormente, a mayores intensidades menor es la duración con que se presentan y viceversa, para tiempos mayores, la intensidad es menor, por lo que se puede decir que:

La relación entre la intensidad y el tiempo queda expresada por la función:

$$I = f(t)$$

IV.4 METODOS PARA DETERMINAR LAS CURVAS DE FRECUENCIA E INTENSIDAD DE LLUVIA

IV.4.1 Método aproximado

Aproximadamente las intensidades de lluvia más altas de duración establecida que se han consignado en un registro pluviográfico de n años, tiene una frecuencia de una vez en n años y se llama lluvia de n años.

El valor más próximo de intensidad tiene una frecuencia de 2 veces en n años o una vez en $n/2$ años y se llama lluvia de $n/2$ años, etc.

Sin embargo, esta aproximación, no toma en cuenta variaciones en las magnitudes observadas.

Si se dispone de m registros igualmente seguros de n años, el valor promedio de la magnitud más grande sería la media de las m magnitudes más grandes observadas en cada registro de n años. De esta forma se llega a la conclusión que la intensidad más alta asociada a una duración establecida en un registro de n años puede probablemente ser excedida en promedio únicamente una vez en $n/(1-0.5) = 2n$ años y el valor más próximo a la mayor intensidad una vez en $n/(2-0.5) = 0.67n$ años. Por lo tanto, generalizando, la observación de K ésima magnitud más grande de un arreglo es probable que sea igualada o excedida pero sólo una vez en $n/(K-0.5)$ años, donde K es el número de observaciones que igualan o exceden esa magnitud en el arreglo del registro. Este método de cálculo de frecuencias, estadísticamente es lógico, pero los resultados obtenidos son más conservadores que los de la primera aproximación descrita.

IV.4.2 Método estadístico

Este método consiste en formar con los datos de intensidades

La lluvia de un número n de años, una distribución de frecuencia. El intervalo de clase que se utiliza son los valores de las intensidades mm/h 0-4.9, 5-9.9, 10-14.9, etc., y el número de grupos está determinado por los tiempos en los cuales se considera uniforme la intensidad de lluvia es decir, 5, 10, 15, 20 ..., 120 minutos.

La distribución de frecuencia se forma, anotando para cada grupo e intervalo de clase, el número de lluvias correspondiente, obtenido del conteo realizado en el registro. Esto se puede tabular como se muestra en la tabla IV.6.

La tabla de distribución de frecuencia que se forma es:

t (duración en minutos) Intervalo de clase i (mm/hr)	5	10	15	20	...	120
0 - 4.9	X_1	X_1'	X_1''	X_1'''	...	X_1^n
5.0 - 9.9	X_2	X_2'	X_2''	X_2'''	...	X_2^n
10.0 - 14.9	X_3	X_3'	X_3''	X_3'''	...	X_3^n
15.0 - 19.9	X_4	X_4'	X_4''	X_4'''	...	X_4^n
20 - 24.9	X_5	X_5'	X_5''	X_5'''	...	X_5^n
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	...	⋮
200 ó más	X_n	X_n'	X_n''	X_n'''	...	X_n^n

TABLA IV.6

Al dividir el número n de años que abarca el registro entre el número de lluvias correspondientes a cada grupo e intervalo de clase, se obtiene la frecuencia de esas lluvias para un tiempo de duración t y una intensidad de lluvia i .

Si se dibuja en un sistema coordinado de ejes, en el cual el eje de las abscisas es el tiempo de duración t en minutos y el eje de las ordenadas es la intensidad i de la lluvia, los datos correspondientes para una frecuencia de lluvia determinada. Se unen dichos puntos por medio de una curva, de esta manera se obtiene la curva de frecuencia de las lluvias para una frecuencia establecida.

IV.4.3 Curvas teóricas de probabilidad.

Los registros de precipitación forman distribuciones de frecuencia de desviación derecha, que pueden generalizarse en forma aproximada como series normales geométricas; pero que son ajustadas mejor por ecuaciones que contienen gran número de coeficientes. El tipo de curva de frecuencia identificada por Pearson, ha sido puesta en forma conveniente por H. A. Foster y Allen Hazen, para ser usada con ventaja en estudios hidrológicos. La ecuación a seguir depende del tamaño e importancia de la localidad.

Ejemplo IV.4

El número de tormentas de intensidad y duración variable registradas en 45 años figuran en la tabla IV.7. Determinése los valores tiempo-intensidad para la tormenta de 5 años.

Para poder calcular los valores de la tormenta de 5 años, es necesario conocer la frecuencia F .

Se entiende por frecuencia el número de veces que se repite un evento en un período determinado.

Si durante un período de observación de "n" años, se ha registrado "m" veces un determinado tipo de lluvia, la frecuencia estará dada por:

$$F = \frac{n}{m} = F = \frac{\text{Registro de 45 años}}{\text{Tormenta de 5 años}} = 9$$

En la tabla IV.7 se debe de localizar el número 9, en caso de no encontrarlo se pueden interpolar los valores de tiempo-intensidad tomando en cuenta lo siguiente:

- a) Para cada intensidad especificada, la duración que es igualada o excedida por nueve tormentas.

TABLA IV.7

t (min)	INTENSIDADES (mm/hora)								
	25	50	75	100	125	150	175	200	225
5			123	47	22	14	4	2	1
10		122	48	15	7	4	2	1	
15		83	21	10	3	2	1		
20		44	13	5	2	2			
30	99	21	6	3	2				
45	69	11	3	1					
60	52	4	2						
80	18	2	1						
100	13	1							
120	8								

- b) Para cada duración especificada, la intensidad que es igualada o excedida por nueve tormentas.

La interpolación prosigue a lo largo de una línea diagonal quebrada, tanto horizontal como verticalmente.

Como en nuestro ejemplo no se encuentra el valor nueve en la tabla IV.7 es necesario interpolar iniciando por las intensidades:

Para $t = 5$ minutos.

Se supone que entre las frecuencias 14 y 4 debe de estar la frecuencia 9 entre las intensidades 175 y 150 por lo tanto al interpolar resulta que

$$i = 175 + \left[\frac{175 - 150}{4 - 14} \right] \cdot (9-4) = 162.50 \text{ mm/hora}$$

Para $t = 10$ minutos, se supone que entre las frecuencias 15 y 7 debe estar la frecuencia 9 entre las intensidades 125 y 100 por lo tanto al interpolar resulta que:

$$i = 125 + \left[\frac{125-100}{7-15} \right] (9-7) = 118.75 \text{ mm/hora}$$

continuando con el procedimiento se tienen los resultados siguientes:

t (min)	i (mm / Hora)
5	162.50
10	118.75
15	103.57
20	87.50
30	70.00
45	56.25
60	47.40
80	39.06
100	33.33
120	--

Terminada la interpolación de las intensidades, se inicia la interpolación de los tiempos manteniendo constante las intensidades.

Siguiendo la secuencia empleada anteriormente, se tiene para $i = 150$ mm/hora

$$t_1 = 5 ; F_1 = 14 \text{ y } t_2 = 10; F_2 = 4$$

$$t = 10 + \left[\frac{10 - 5}{4 - 14} \right] (9-4) = 7.50 \text{ min}$$

corresponde un tiempo de 7.50 minutos.

Continuando con el procedimiento se tienen los resultados siguientes:

i (mm/hora)	t (min)
25	116.00
50	49.29
75	25.71
100	16.00
125	9.33
150	7.50
175	--
200	--
225	--

Ordenando los resultados obtenidos de las dos tablas anteriores en una sola se tendrá el total de puntos mediante los cuales se puede obtener la curva de valores tiempo-intensidad para la tormenta de 5 años.

t (min)	i (mm/hora)
5.00	162.50
7.50	150.00
9.33	125.00
10.00	118.75
15.00	103.57
16.00	100.00
20.00	87.50
25.71	75.00
30.00	70.00
45.00	56.25
49.29	50.00
60.00	47.40
80.00	39.06
100.00	33.33
116.00	25.00
120.00	--

Graficando los valores de la tabla se obtiene la curva de la figura IV.1.

Las curvas tiempo-intensidad son de utilidad inmediata en el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial. Las curvas pueden formularse en ecuaciones individuales que expresen las relaciones tiempo-intensidad para frecuencias específicas sólomente o bien, en una ecuación que generalice las relaciones intensidad-duración-frecuencia, como un conjunto.

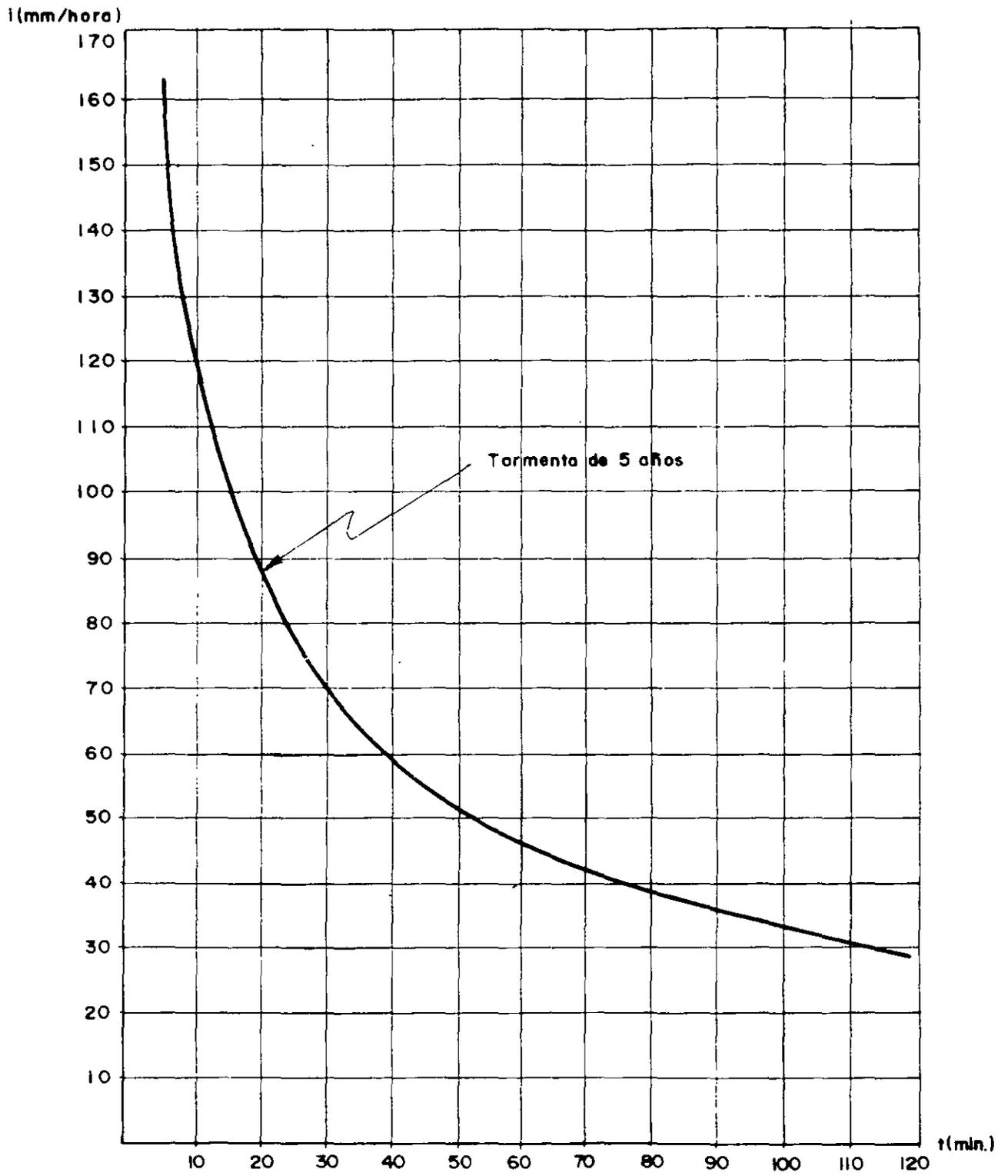


Figura IV.1

Generalmente se obtienen buenos ajustes mediante una ecuación de la forma:

$$i = \frac{c T^m}{(t+d)^n}$$

en donde:

i = intensidad en mm/hora

T = frecuencia de acontecimientos en años

C, d, m, n = coeficientes y exponentes regionales

Existen dos formas de ecuaciones para valuar la intensidad de lluvia.

La primera para tormentas ordinarias que son las que se presentan una vez cada 10 años y tiene la forma

$$i = \frac{a}{t + b}$$

en donde

i = intensidad de lluvia, en mm/hora

t = tiempo de duración de la tormenta, en min.

a, b = constantes regionales

La segunda para tormentas extraordinarias que son aquellas que se presentan una vez cada 20 años y tiene la forma:

$$i = \frac{a}{t^k}$$

en donde

i = intensidad de lluvia en mm/hora

t = tiempo de duración de la tormenta en min

a, k = constantes regionales

Si se desea conocer la intensidad de lluvia para tormentas ordinarias se procede a obtener el recíproco de la ecuación

$$i = \frac{a}{b + t}$$

es decir

$$\frac{1}{i} + \frac{b}{a} + \frac{t}{a}$$

cuya expresión representa una línea recta y mediante un ajuste de mínimos cuadrados se determinan los valores de las constantes a y b.

Si se desea conocer la intensidad de lluvia para tormentas extraordinarias se saca el logaritmo de base diez a la ecuación

$$i = \frac{a}{t^k}$$

obteniéndose:

$$\log i = \log a - K \log t$$

cuya expresión representa una línea recta y mediante un ajuste de mínimos cuadrados se determinan los valores de las constantes a y k.

Ejemplo IV.5

Determine las ecuaciones para tormentas ordinarias y tormentas extraordinarias empleando los valores de la tabla IV.1.

Solución:

Ecuación para tormentas ordinarias.

Utilizando las fórmulas para el ajuste por mínimos cuadrados y efectuando las operaciones necesarias se tiene

$$a = \frac{-n \cdot (\sum t^2) - (\sum t)^2}{n \sum (t \cdot 1/i) - (\sum t) \cdot (\sum 1/i)}$$

en donde:

n = número de datos utilizados

i = intensidad de lluvia, en mm/hora

t = tiempo de duración de la tormenta, en minutos

t (min)	i ($\frac{\text{mm}}{\text{Hora}}$)	1/i	(t)(1/i)	t ²
5.00	162.50	0.0062	0.0308	25.00
7.50	150.00	0.0067	0.0500	56.25
9.33	125.00	0.0080	0.0746	87.05
10.00	118.75	0.0084	0.0842	100.00
15.00	103.53	0.0097	0.1449	225.00
16.00	100.00	0.0100	0.1600	256.00
20.00	87.50	0.0114	0.2286	400.00
25.71	75.00	0.0133	0.3428	661.00
30.00	70.00	0.0143	0.4286	900.00
45.00	56.25	0.0178	0.8000	2025.00
49.29	50.00	0.0200	0.9858	2429.50
60.00	47.40	0.0211	1.2658	3600.00
80.00	39.06	0.0256	2.0481	6400.00
100.00	33.33	0.0300	3.0003	10,000.00
116.00	25.00	0.0400	4.640	13456.00
Σ 588.83	----	0.2425	14.2872	40620.80

n = 15

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene

$$a = \frac{15 \cdot (40\,620.80) - (588.83)^2}{15 \cdot (14.2872) - (588.83) \cdot (0.2425)}$$

$$a = 3671.75$$

Para calcular el valor de b

$$b = a \cdot \frac{(\sum 1/i) \cdot (\sum t^2) - (\sum t) \cdot \sum (t \cdot 1/i)}{n \cdot (\sum t^2) - (\sum t)^2}$$

$$b = 3671.75 \cdot \frac{(0.2425) \cdot (40620.80) - (588.83) \cdot (14.2872)}{15 \cdot (40620.80) - (588.83)^2}$$

$$b = 20.10$$

Finalmente sustituyendo los valores en la ecuación para tormentas ordinarias se tiene

$$i = \frac{3671.75}{20.10 + t}$$

que representa los valores de intensidad para la curva de 5 años.

Solución para la ecuación de tormentas extraordinarias, empleando nuevamente el método de los mínimos cuadrados, se obtiene lo siguiente:

t (min)	i ($\frac{\text{mm}}{\text{hora}}$)	log t	log i	$\frac{\log t \cdot \log i}{\log i}$	$(\log t)^2$
5.00	162.50	0.6990	2.2109	1.5453	0.4886
7.50	150.00	0.8751	2.1761	1.9042	0.7657
9.33	125.00	0.9699	2.0969	2.0338	0.9407
10.00	118.75	1.0000	2.0746	2.0746	1.0000
15.00	103.57	1.1761	2.0152	2.3701	1.3832
16.00	100.00	1.2041	2.0000	2.4082	1.4499
20.00	87.50	1.3010	1.9420	2.5266	1.6927
25.71	75.00	1.4101	1.8751	2.6440	1.9884
30.00	70.00	1.4771	1.8451	2.7254	2.1819
45.00	56.25	1.6532	1.7501	2.8933	2.7331
49.29	50.00	1.6928	1.6990	2.8759	2.8654
60.00	47.40	1.7782	1.6758	2.9798	3.1618
80.00	39.06	1.9031	1.5917	3.0292	3.6218
100.00	33.33	2.0000	1.5228	3.0457	4.0000
116.00	25.00	2.0645	1.3979	2.8860	4.2620
Σ	--	21.2042	27.8732	37.9421	32.5352

n = 15

Utilizando las fórmulas para el ajuste por mínimos cuadrados se tiene

$$K = - \frac{n \sum (\log t \cdot \log i) - (\sum \log t) \cdot (\sum \log i)}{n \sum [(\log t)^2] - (\sum \log t)^2}$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene

$$K = - \frac{(15) \cdot (37.9421) - (21.2042) \cdot (27.8732)}{(15) \cdot (32.5352) - (21.2042)^2}$$

$$K = 0.57$$

Para calcular el valor de "a" se utiliza la siguiente fórmula

$$a = \text{Antilog} \frac{(\sum \log i) \cdot \sum [(\log t)^2] - (\sum \log t) \sum (\log t \cdot \log i)}{n \sum [(\log t)^2] - (\sum \log t)^2}$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene

$$a = \text{Antilog} \frac{(27.8732) \cdot (32.5352) - (21.2042) \cdot (37.9421)}{15 \cdot 32.5352 - (21.2042)^2}$$

$$a = 461.44$$

Para finalizar se sustituyen los valores de a y K en la ecuación para tormentas extraordinarias teniendo que

$$i = \frac{461.44}{t^{0.57}}$$

que representa los valores de intensidad para la curva de 5 años.

Existen ecuaciones de intensidad para diversas ciudades importantes por ejemplo:

Chicago -----	$i = \frac{120}{t + 15}$
San Francisco -----	$i = \frac{7}{t^{0.5}}$
Nueva Orleans -----	$i = \frac{19}{t^{0.5}}$
Ciudad de México (lluvias ordinarias) -----	$i = \frac{448}{t+22} \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$
Ciudad de México (lluvias extraordinarias) ---	$i = \frac{500}{t^{0.5}} \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$

IV.4 ESTIMACION DE GASTOS. FORMULAS EMPIRICAS

Existen varios métodos para estimar los gastos pluviales, los cuales consideran el área de captación, la intensidad de lluvia, que a su vez es función del tiempo de concentración.

El tiempo de concentración es el tiempo que teóricamente tardaría la gota más alejada que cae en el área de aportación, en llegar al punto de concentración.

En los sistemas de alcantarillado el tiempo de concentración está formado por dos tiempos, el primero llamado tiempo de ingreso (t_i) y el segundo llamado tiempo de escurrimiento (t_e).

El tiempo de ingreso (t_i) se define como el tiempo que tarda teóricamente en escurrir una gota, desde el punto más alejado del área de captación, hasta entrar a la primer coladera de una atarjea. Este tiempo depende de la rugosidad de la superficie del terreno, de la capacidad de infiltración del terreno y de la inclinación de la pendiente del área, del tamaño de las manzanas entre otros factores.

W. S. Kerby propuso la fórmula siguiente para evaluar el tiempo de ingreso:

$$t_i = \left[\frac{2}{3} l \left(\frac{n}{\sqrt{s}} \right) \right]^{0.467}$$

en donde

t_i = es el tiempo de ingreso, en minutos

l = distancia hasta el punto tributario más alejado, en metros (debe ser menor de 360 m)

s = pendiente promedio del terreno

n = coeficiente de rugosidad de la superficie

Se sugieren los siguientes valores para n :

Tipo de superficie -----	n
Superficies impermeables -----	0.02
Suelo desnudo, empacado, liso-----	0.10
Superficies desnudas, moderadamente rugosas	0.20
Césped pobre y cosechas cultivadas en surco -----	0.20
Pastos forrajeros o comunes -----	0.40
Tierras madereras -----	0.60
Tierras madereras con lecho profundo --	0.80
Bosque de coníferas -----	0.80
Pastos densos -----	0.80

Como es imposible conocer el tiempo de ingreso con exactitud, se acostumbra tomarlo con una duración de 3 a 20 minutos, sin embargo suelen utilizarse los siguientes valores prácticos de (t_i).

En poblaciones pavimentadas $T_i = 5$ minutos

- b) En zonas comerciales con pendientes suaves y distancias grandes entre coladeras.
 $T_i =$ de 10 a 15 minutos
- c) En áreas residenciales planas. $T_i =$ 20 hasta 30 minutos en casos excepcionales.

El tiempo de escurrimiento (t_e) se define como el tiempo que tarda en escurrir la gota de agua dentro de la atarjea, generalmente se toma el tiempo entre dos pozos de visita consecutivos (figura IV.2).

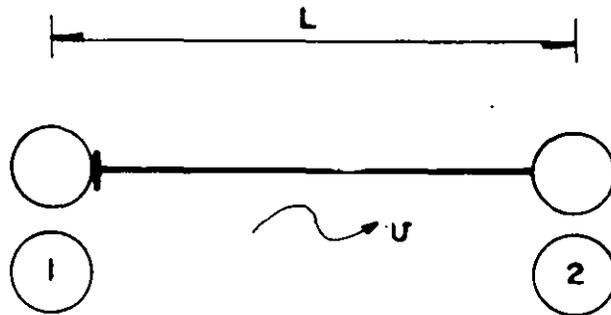


Fig. IV.2

El tiempo de escurrimiento (t_e) se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_e = \frac{L}{60 v}$$

en donde

t_e = tiempo de escurrimiento en la tubería en minutos.

L = longitud del tramo de tubería en metros

v = velocidad media del agua en la tubería (m seg).

Como la velocidad media del agua no se puede establecer a priori se pueden hacer tanteos y suponerla de acuerdo a la pendiente del terreno, la cual está sujeta a revisión.

Teniendo el tiempo de concentración (t) se sustituye el valor en las ecuaciones de intensidad obtenidas con anterioridad.

Para el caso de la ciudad de México, se utiliza la fórmula para tormentas ordinarias del ingeniero Roberto Gayol.

$$i = \frac{448}{t + 22} \text{ en mm/hora}$$

o bien, la fórmula para tormentas extraordinarias del Ing. Raúl E. Ochoa.

$$i = \frac{500}{t^{0.5}} \text{ en mm/hora}$$

Fórmulas empíricas

Algunos autores han propuesto expresiones en función de C, i; S y A para evaluar el gasto pluvial.

Entre otros se tienen a:

$$\text{Havskley} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S}{A}$$

$$\text{Adams} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S}{A^2 i^2}$$

$$\text{Mc Math} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S}{A}$$

$$\text{Hering} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S^{0.27}}{A^{0.15}}$$

$$\text{Parmley} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S^{0.15}}{A}$$

$$\text{Gregory} \text{-----} Q = CAi \frac{S^{0.186}}{A^{0.14}}$$

IV.5 METODO RACIONAL AMERICANO

El método consiste en aplicar la fórmula axiomática expresada como sigue:

$$Q = 2.778 CiA$$

en donde:

Q = Gasto pluvial en lts/seg

C = Coeficiente de escurrimiento

i = Intensidad de lluvia en mm/hora

A = Area por drenar en hectáreas

2.778 = Constante que uniformiza las unidades utilizadas para obtener el gasto en litros/segundo.

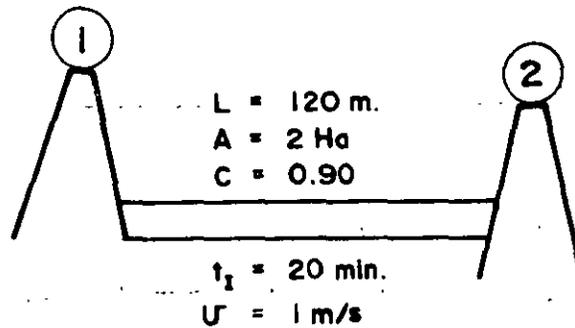
De la expresión se deduce que Q es máximo cuando la totalidad del área por drenar es tributaria al punto de concentración, de los factores incluidos en la ecuación C se estima con base en las características del área por drenar, i se determina para una tormenta de duración igual al tiempo de concentración y "A" se obtiene a partir de un plano regional topográfico.

Para obtener el tiempo de concentración se procede como se explicó anteriormente a encontrar el tiempo de ingreso y después el tiempo de escurrimiento y se suman

$$t = t_i + t_e$$

Ejemplo IV.6

Determine el gasto pluvial i en el tramo que tiene las siguientes características.



Para poder determinar el gasto es necesario calcular el tiempo de concentración en el tramo para lo cual se calcula el tiempo de escurrimiento.

$$t_e = \frac{L}{v}$$

$$t_e = \frac{120 \text{ m}}{1 \text{ m/s}} = 120 \text{ seg} = 2 \text{ minutos}$$

tiempo de concentración

$$t = t_i + t_e = 20 + 2 = 22 \text{ minutos}$$

Si utilizamos la ecuación de intensidades para tormentas ordinarias en la ciudad de México se tendrá:

$$i = \frac{448}{t + 22} = \frac{448}{22 + 22} = 10.18 \text{ mm/hora}$$

Ahora con los datos del problema se puede calcular el gasto pluvial

$$Q = 2.778 C_i A$$

$$Q = 2.778 \cdot 0.90 \cdot 10.18 \cdot 2 = 50.90 \text{ l/s}$$

$$Q = 50.90 \text{ l/s}$$

Método Gráfico Alemán

Fundamentos del método.-

Este método se fundamenta en la expresión axiomática:

$$Q = CiA$$

La diferencia fundamental con el Método Racional Americano, estriba en que en lugar de un método analítico se emplea un artificio gráfico para determinar la influencia del retardo en el escurrimiento de los distintos tramos de la red de alcantarillado.

Considere un área A, cuyo coeficiente de escurrimiento sea C, sobre la que lloverá; un tiempo t_d mayor que el tiempo de concentración T_c . Observando los gastos que pasan por el desfogue, se nota lo siguiente: al empezar la lluvia, comienza un cierto escurrimiento que va aumentando hasta convertirse en el gasto total $Q = CiA$, si el tiempo de duración de lluvia (T_d) es igual al tiempo de concentración T_c del área.

Si como se ha supuesto, el tiempo de duración de lluvia (T_d) es mayor que el tiempo de concentración (T_c), el gasto máximo $Q = CiA$ se mantendrá durante un tiempo igual a la diferencia del tiempo de duración (T_d) y el tiempo de concentración (T_c). Cuando la lluvia termina el caudal empieza a disminuir hasta llegar a cero cuando transcurra el tiempo de concentración después de que terminó la lluvia.

La representación gráfica de los gastos que pasan por el punto de salida o sea el hidrográma de los escurrimientos, sería como el que se muestra en la figura IV.3. En la figura IV.4 se registrarían los gastos cuando la lluvia tuviera una duración igual al tiempo de concentración.

En el caso que el tiempo de duración de lluvia (T_d) fuera menor que el tiempo de concentración (T_c), es un caso hipotético puesto que el mayor caudal que se acumula es menor que el máximo que puede ocurrir en el área, esto se representa en la figura IV.5.

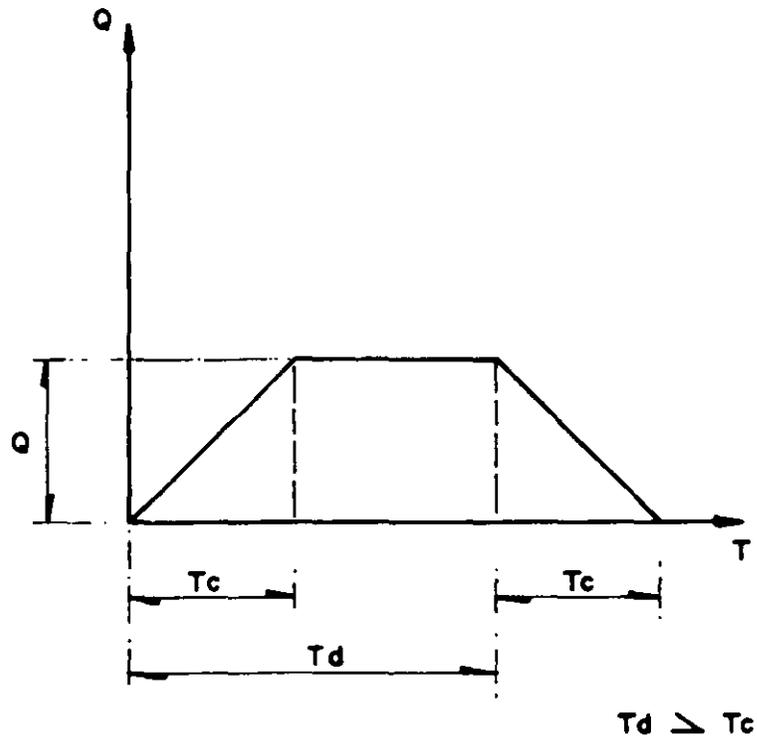


Figura IV.3.

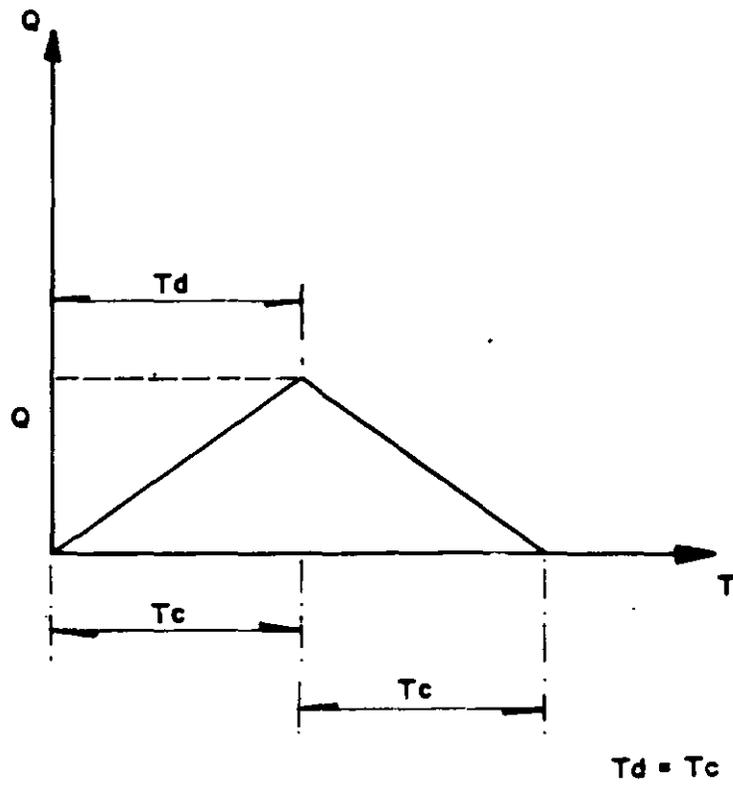


Figura IV.4

Método Gráfico Alemán

Fundamentos del método.-

Este método se fundamenta en la expresión axiomática:

$$Q = CiA$$

La diferencia fundamental con el Método Racional Americano, estriba en que en lugar de un método analítico se emplea un artificio gráfico para determinar la influencia del retardo en el escurrimiento de los distintos tramos de la red de alcantarillado.

Considere un área A, cuyo coeficiente de escurrimiento sea C, sobre la que lloverá; un tiempo t_D mayor que el tiempo de concentración T_C . Observando los gastos que pasan por el desfogue, se nota lo siguiente: al empezar la lluvia, comienza un cierto escurrimiento que va aumentando hasta convertirse en el gasto total $Q = CiA$, si el tiempo de duración de lluvia (T_D) es igual al tiempo de concentración T_C del área.

Si como se ha supuesto, el tiempo de duración de lluvia (T_D) es mayor que el tiempo de concentración (T_C), el gasto máximo $Q = CiA$ se mantendrá durante un tiempo igual a la diferencia del tiempo de duración (T_D) y el tiempo de concentración (T_C). Cuando la lluvia termina el caudal empieza a disminuir hasta llegar a cero cuando transcurra el tiempo de concentración después de que terminó la lluvia.

La representación gráfica de los gastos que pasan por el punto de salida o sea el hidrográma de los escurrimientos, sería como el que se muestra en la figura IV.3. En la figura IV.4 se registrarían los gastos cuando la lluvia tuviera una duración igual al tiempo de concentración.

En el caso que el tiempo de duración de lluvia (T_D) fuera menor que el tiempo de concentración (T_C), es un caso hipotético puesto que el mayor caudal que se acumula es menor que el máximo que puede ocurrir en el área, esto se representa en la figura IV.5.

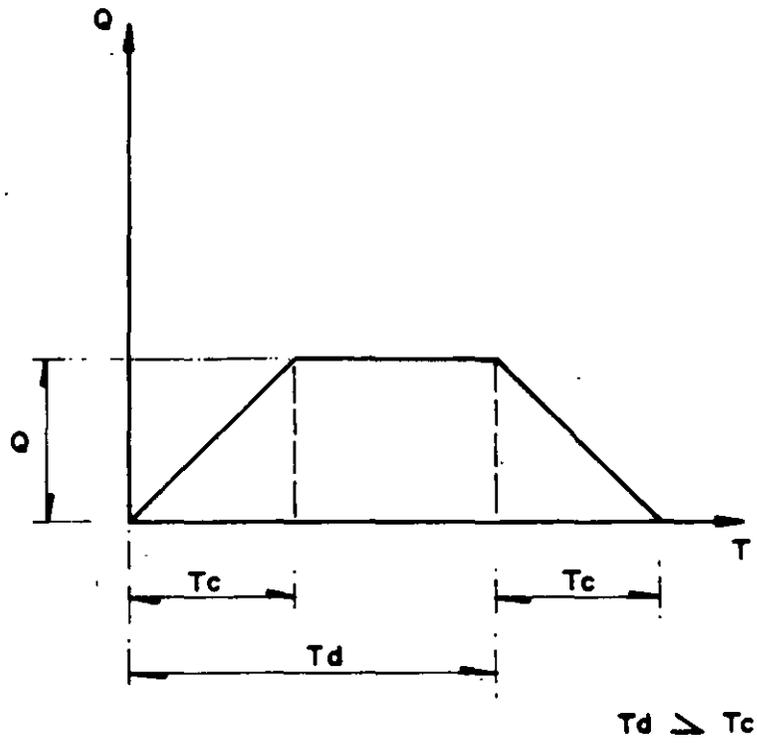


Figura IV.3.

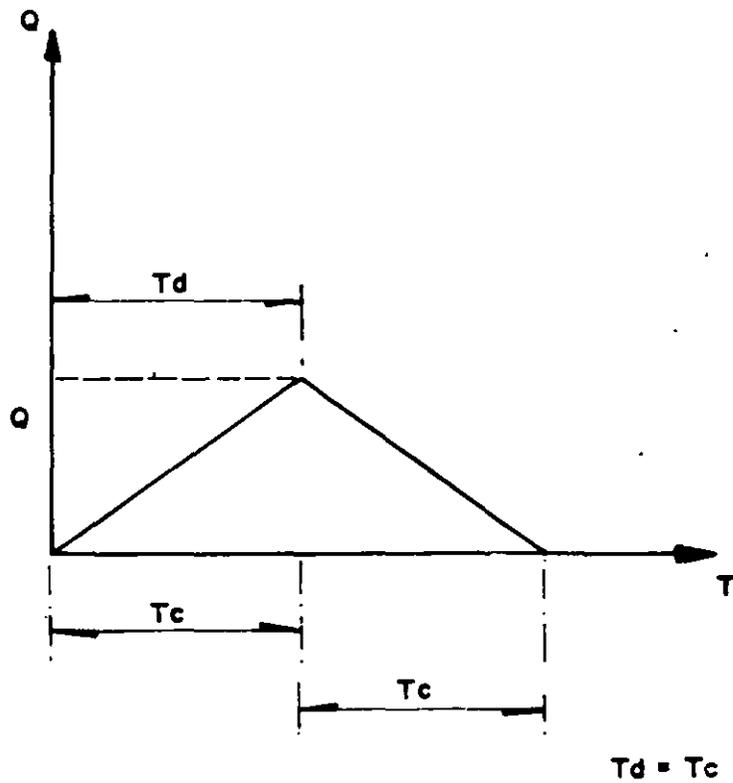


Figura IV.4

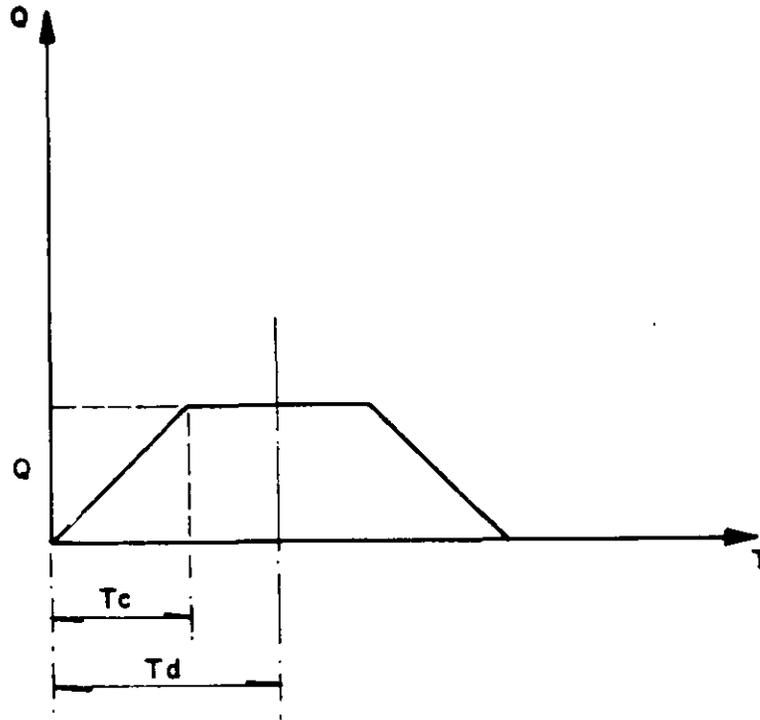
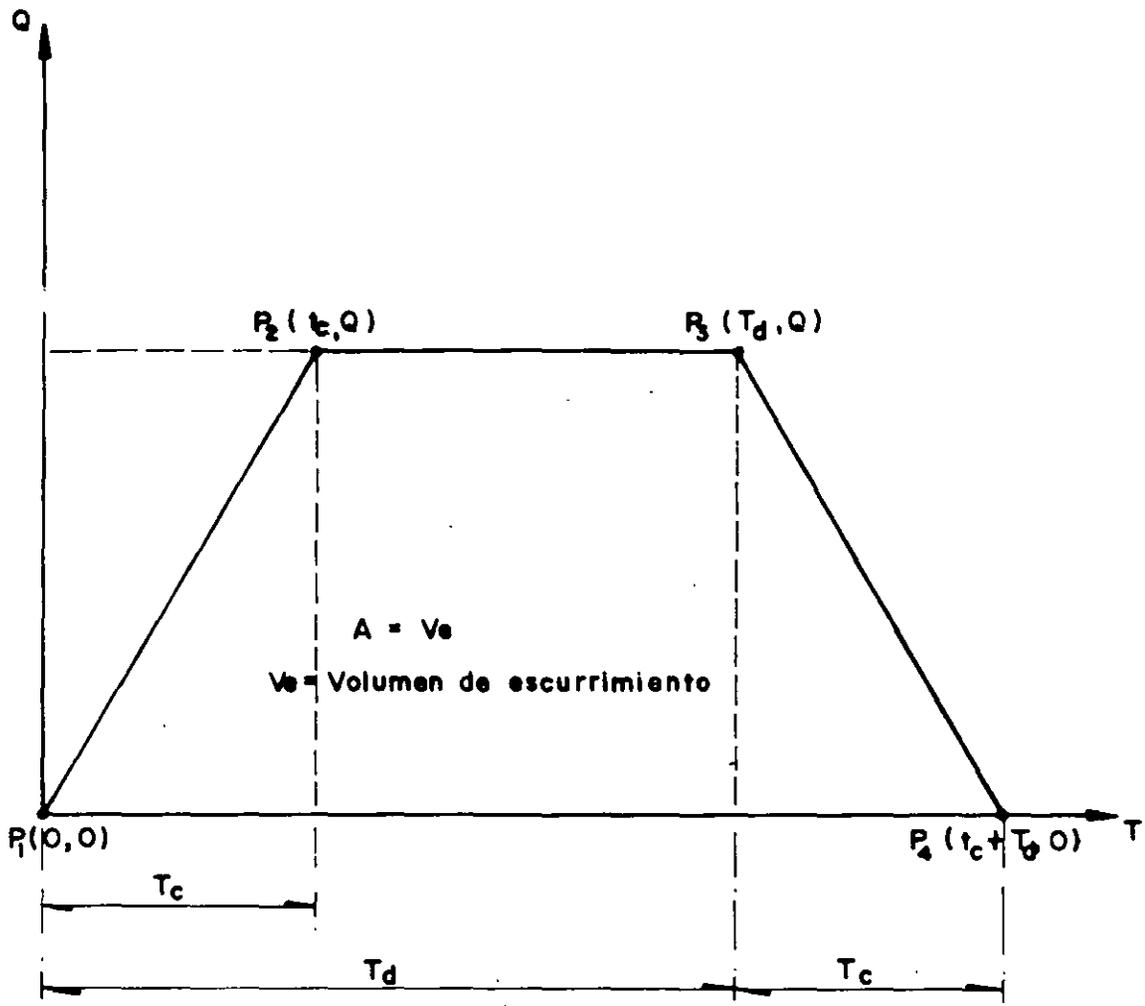


Figura IV.5

El método se basa en la representación gráfica del escurrimiento del agua en el tramo, la figura típica que resulta es un trapecio formado de la siguiente manera:

1. En un sistema de ejes coordenados, en el eje de las abscisas se llevan los tiempos y en el eje de las ordenadas se llevan los gastos.
2. El gasto se determina empleando la fórmula $Q = CiA$, considerando la intensidad de lluvia constante para toda la población.
3. Se determina el tiempo de concentración y el tiempo de duración de la lluvia.
4. Para el primer tramo se localizan cuatro puntos formados por: el primero por el origen de los ejes coordenados, el segundo por el tiempo de concentración y el gasto; el tercero por el tiempo de duración de la tormenta y el gasto y el cuarto por la suma del tiempo de duración y el tiempo de concentración para $Q = \text{cero}$.



Al unir los cuatro puntos anteriores se obtiene un trapecio cuya figura nos indica que al inicio se efectúa la acumulación de agua escurrida hasta llegar al máximo en el tiempo de concentración, a partir de ese punto se mantiene constante hasta el tiempo de duración de la tormenta para disminuir hasta agotarse, en un tiempo igual al de concentración.

El área del trapecio representa el volumen de escurrimiento.

Cuando se estudia una red de alcantarillado, se presentan dos situaciones:

1. Que los tramos sean consecutivos.
2. Que los tramos sean concurrentes.

Para acumular los gastos según el caso, el procedimiento es el siguiente:

Se obtiene el gasto asociado al área de cada subcuenca y a

la intensidad correspondiente a toda la zona analizada.

Este gasto se mantiene hasta un tiempo igual al tiempo de concentración (T_c) de toda la región considerada, ya que se supone que el tiempo de duración de lluvia (T_d) es igual al tiempo de concentración (T_c) de la cuenca.

La forma en que se incrementa el gasto hasta llegar al máximo en las subcuencas depende del tiempo de concentración (T_c) de cada subcuenca individualmente. El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca que aporta gasto hacia aguas arriba.

Si los colectores son concurrentes se supone que empieza a contribuir con el gasto simultáneamente. Para simular esto gráficamente se suman los dos hidrogramas, principiando ambos al mismo tiempo, ver figura IV.6.

Si los colectores son consecutivos, se considera que la subcuenca de aguas arriba comienza a aportar gasto inmediatamente aguas abajo, con objeto de conseguir este efecto, el hidrograma se sumará, pero a partir del tiempo de concentración de la cuenca próxima aguas abajo, ver figura IV.7.

Con estas bases al integrar todos los hidrogramas de la cuenca se obtendrá el hidrograma en el punto considerado.

De este hidrograma se considera el gasto pico para diseñar la atarjea o colector.

A continuación se ilustra el método con un ejemplo: tramos concurrentes.

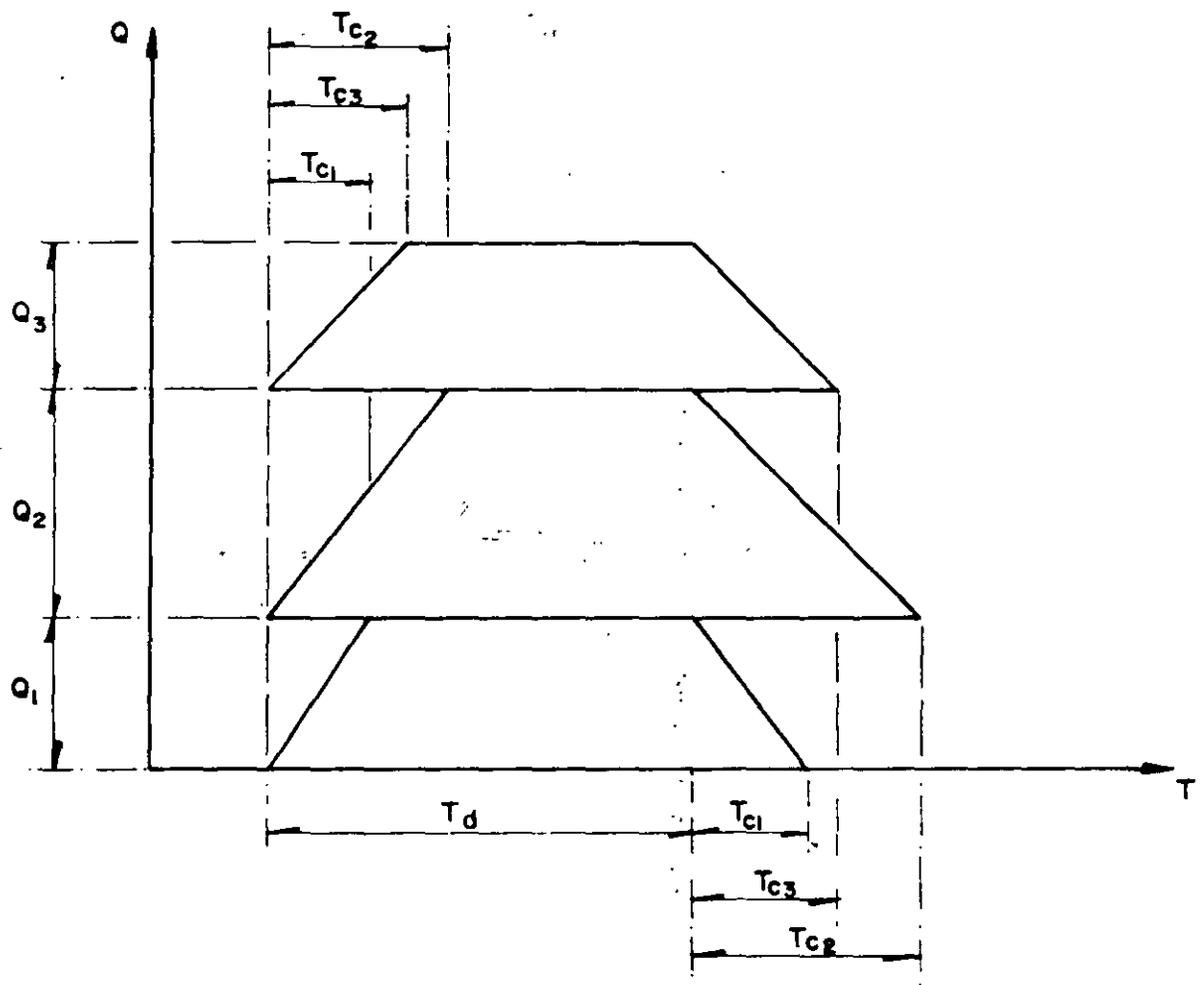
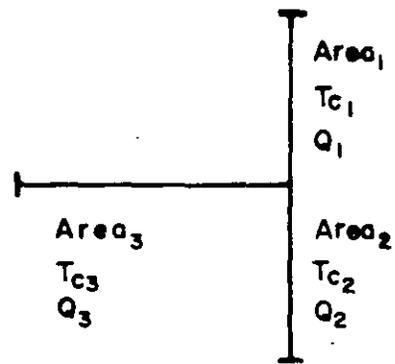
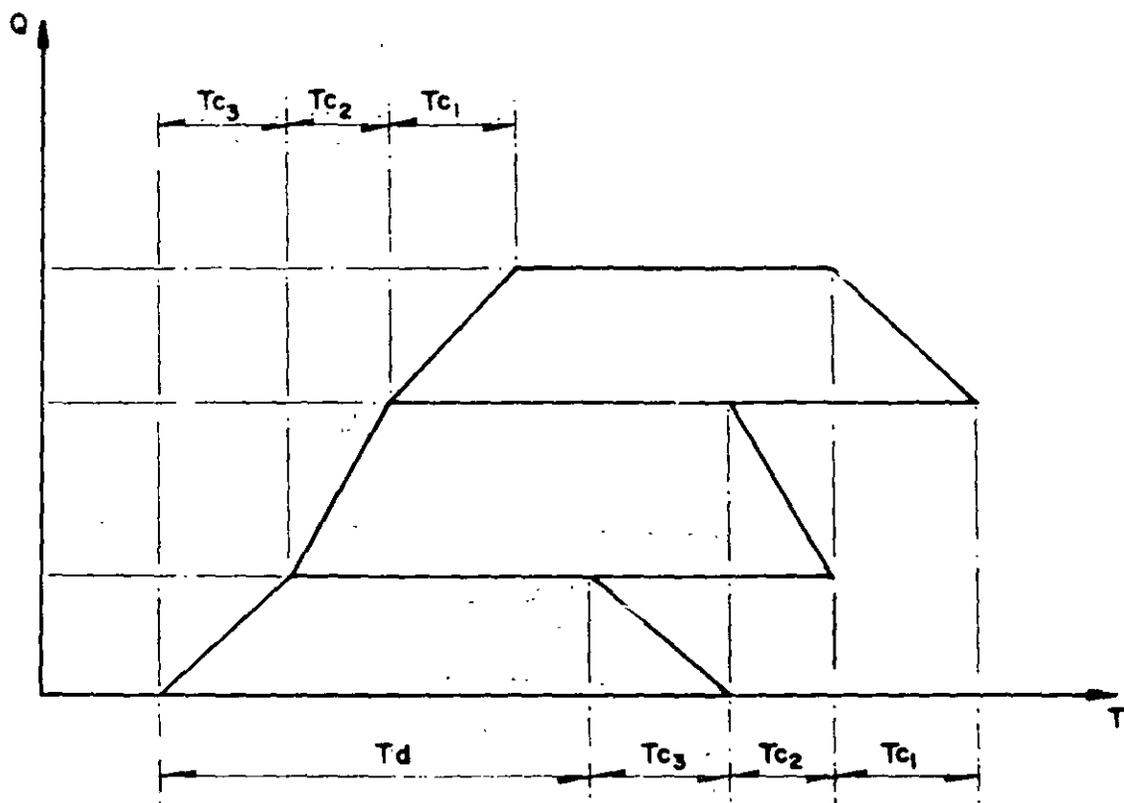


Figura IV.6



Procedimiento para sumar Hidrogramas en colectores consecutivos.

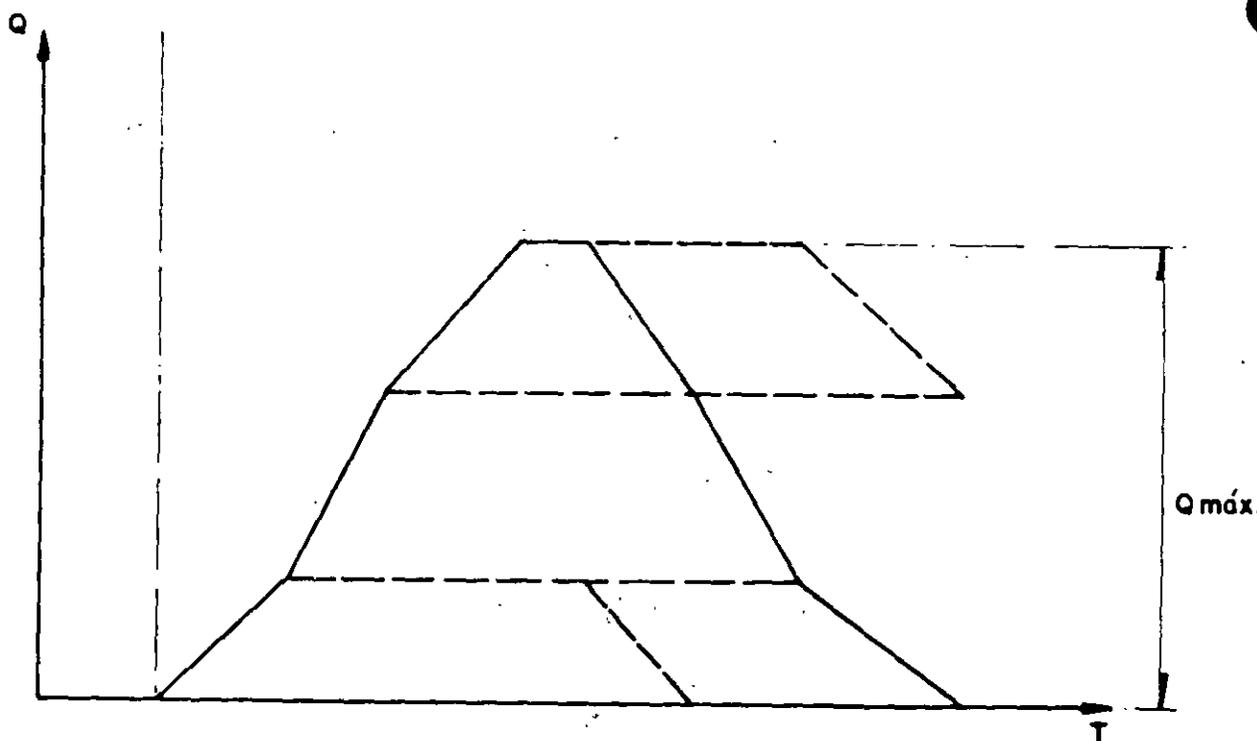


Figura IV.7

En el cálculo hidráulico se utilizan las fórmulas de continuidad y de Darcy-Weisbach, para conocer las pérdidas y elevaciones de entrada y salida en el sifón, respetando las restricciones de velocidad marcadas.

6.4.4 Cruces elevados

Cuando por necesidad del trazo, se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca anchura, generalmente se logra por medio de una estructura que soporta la tubería. La estructura por construir puede ser un puente ligero de acero, de concreto o de madera, según el caso.

El paso de este conducto por un puente vial o ferroviario, debe ser de acero y estar suspendido del piso del puente por medio de soportes que eviten la transmisión de las vibraciones a la tubería, la que debe colocarse en sitio que permita su fácil inspección o reparación. A la entrada y a la salida del puente, se deben construir cajas de inspección o pozos de visita, sin olvidar que entre esa estructura y el conducto, debe existir cierta flexibilidad. La tubería se debe proteger interior y exteriormente contra la corrosión.

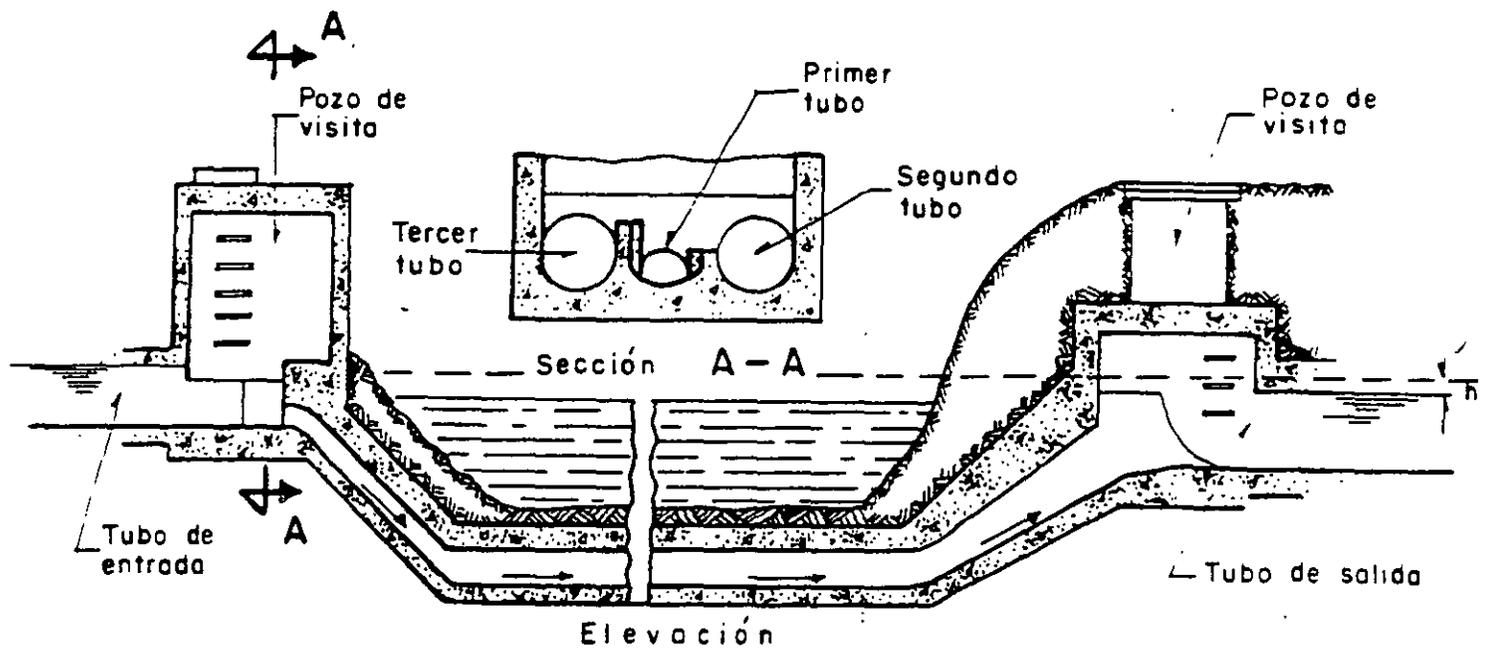


Figura 6.6 Ejemplo de un sifón invertido, utilizando tres tuberías

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Comisión Nacional del Agua, "Guía para la Elaboración de Planes Maestros para el mejoramiento de los Servicios de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento", México, D.F., 1993.
2. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana", México, D.F., 1979.
3. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, Subsecretaría de Bienes Inmuebles y Obras Urbanas, Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, "Guía General para la Elaboración de Proyectos de Ingeniería de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado", México, D.F., 1979.
4. Fair, Geyer y Okun, "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", primera edición, quinta reimpresión, LIMUSA, México, D.F., 1983.
5. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, Ing. Jorge Luis Lara González, "Alcantarillado", segunda edición, México, D.F., 1991.
6. Ven Te Chow, "Open-Channel Hydraulics", McGRAW-HILL, 1981.
7. J. M. de Azevedo Netto y G. Acosta Alvarez, "Manual de Hidráulica", HARLA, Brasil, 1975.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA-118 ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL 22 AL 26 DE MARZO

TEMA

**Elaboración de un proyecto para un sistema de
alcantarillado de aguas residuales**

**COORDINADOR: MSP Rafael López Ruiz
PROFESOR: Ing. Jorge Luis Grajales Escarpulli
PALACIO DE MINERÍA
Marzo 2004**

El encamado tipo "C" tiene un factor de carga de 1.5 por lo que la resistencia del tubo será:

$$\text{Resistencia} = \frac{W}{\text{Factor de carga}}$$

$$R = \frac{14,548.06}{1.5} = 9,698.71 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto y según la Tabla I. 10 de resistencias, se necesita colocar una tubería de concreto reforzado clase IV.

Ejemplo III.17

Calcular el tipo de encamado para una tubería de 45 cm de diámetro si la zanja se va a llenar con material de las siguientes características:

Arena seca	:	17%
Tierra vegetal húmeda	:	15%
Arcilla húmeda	:	68%

La profundidad de la plantilla es de 3.5 m y la resistencia del tubo es del tipo normal.

1. Obtención del peso volumétrico del relleno.

Arena seca	:	$0.17 \times 1600.0 = 272.0$
Tierra vegetal húmeda	:	$0.15 \times 1440.0 = 216.0$
Arcilla húmeda	:	$0.68 \times 1600.00 = 1088.0$
		<u>1576.0 kg/m³</u>

$$\omega = \text{Peso volumétrico} = 1576.0 \text{ kg/m}^3$$

Obtención del valor del coeficiente C_1

$$\frac{H}{B} = \frac{3.5 \text{ m}}{1.0 \text{ m}} = 3.5$$

Para esta relación H/B obtenemos los siguientes valores de

C_1 para materiales de relleno de nuestro problema y calculamos el valor C_1 promedio de la siguiente forma:

$$C_1 \text{ promedio} = 0.17 \times 2.08 + 0.15 \times 2.08 + 0.68 \times 2.28$$

$$C_1 \text{ promedio} = 2.22$$

La capacidad de carga del tubo es la siguiente:

$$W = 2.22 \times 1576.0 (1.0)^2$$

$$W = 3,498.72 \text{ kg/m}$$

La resistencia del tubo de concreto simple del tipo normal para un diámetro de 45 cm es de:

$$R = 2,976.0 \text{ kg/m}$$

El factor de carga se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$F.C. = \frac{W}{R} = \frac{3,498.72 \text{ kg/m}}{2,976.00 \text{ kg/m}}$$

$$F.C. = 1.18$$

Para este caso se recomienda el uso de la plantilla tipo "C" en virtud de que la de tipo "D" no es recomendable.

III.5 ELABORACION DE UN PROYECTO PARA UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE AGUAS RESIDUALES

El cálculo de la red tiene por objeto determinar el diámetro de las atarjeas y de los colectores para que el agua residual tenga las velocidades recomendables que están en función de las pendientes de la tubería.

Para efectuar los cálculos, se debe tener previamente el trazo de la red, con la numeración de los pozos con objeto de hacer referencia a cualquier tramo comprendido entre ellos.

Por facilidad se consignan en forma tabular tanto los datos como los resultados, para obtener el buen funcionamiento hidráulico de cada tramo.

La tabla de cálculo puede ser la que mejor convenga, pero se sugiere usar la siguiente:

Columna 1 Tramo.

Indica el tramo comprendido entre dos pozos de visita consecutivos, el sentido de la corriente quedará indicado por la numeración de los pozos, en el cual, el primer número representa al pozo inicial y el segundo número representa al pozo final.

Columna 2 Longitud propia

Representa la distancia horizontal del tramo.

Columna 3 Longitud tributaria

Se obtiene sumando progresivamente la longitud de los tramos anteriores.

Columna 4 Longitud acumulada

Es la longitud de diseño y se obtiene sumando las columnas 2 y 3.

Columna 5 Densidad. (Hab/m)

Se obtiene dividiendo la población de proyecto entre la longitud total de la red.

Columna 6 Población (Hab.)

Es la población de proyecto en el tramo y se obtiene multiplicando las columnas 4 y 5.

Columna 7 Coeficiente de Harmon

Representa al coeficiente de variación instantánea y se obtiene mediante la fórmula

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Columna 8 Gasto de infiltración (l/s)

Es el gasto que se introduce a las tuberías de la red de alcantarillado cuando se encuentran debajo del nivel freático.

Columna 9 Gasto mínimo (l/s)

Se obtiene dividiendo el resultado de la columna 10 entre dos y sumando el valor de la columna 8.

Columna 10 Gasto medio (l/s)

Se obtiene utilizando la fórmula

$$\frac{\text{Aportación} \times \text{Habitantes}}{86400}$$

- Columna 11 Gasto máximo instantáneo (l/s)
Se obtiene multiplicando las columnas 7 y 10.
- Columna 12 Gasto máximo extraordinario (l/s)
Se obtiene multiplicando la columna 11 por 1.5 y sumando el valor de la columna 8.
- Columna 13 Cota de terreno inicial
Representa la cota de terreno en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.
- Columna 14 Cota de terreno final
Representa la cota de terreno en el pozo de visita final del tramo que se está calculando.
- Columna 15 Pendiente del terreno
Se calcula restando el valor de la columna 14 menos el valor de la columna 13 y el resultado se divide entre el valor de la columna 2. Generalmente se da en milésimos, es decir, el resultado obtenido se multiplica por mil.
- Columna 16 Pendiente de plantilla
El resultado de la columna 15 se ajusta a un número entero y se propone como valor de pendiente de plantilla y representa a la pendiente de proyecto.
- Columna 17 Diámetro comercial (cm)
Representa el diámetro de la tubería, en los primeros tramos se colocan tubos con diámetro de 20 cm; en los tramos subsecuentes se coloca el diámetro que resulte adecuado para conducir el gasto máximo.
- Columna 18 Velocidad a tubo lleno (m/s)
Es la velocidad del agua cuando la tubería trabaja llena. Se obtiene mediante la fórmula
- $$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$
- Columna 19 Gasto a tubo lleno (l/s)
Es el caudal que puede conducir la tubería con el diámetro y la pendiente anotados en las columnas 17 y 16 respectivamente.

- Columna 20 Velocidad mínima (m/s)
Es la velocidad con la cual se transporta el agua en la tubería cuando está pasando por ella el gasto mínimo.
- Columna 21 Velocidad Máxima (m/s)
Es la velocidad con la cual se transporta el agua en la tubería cuando está pasando por ella el gasto máximo.
- Columna 22 Cota de plantilla inicial
Representa la cota de plantilla en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.
- Columna 23 Cota de plantilla final
Representa la cota de plantilla en el pozo de visita final del tramo que se está calculando.
- Columna 24 Ancho de zanja (m)
Es el ancho que tiene la zanja y está en función del diámetro de tubería utilizada en el tramo.
- Columna 25 Profundidad del pozo (m)
Es la profundidad que tiene el pozo de visita inicial y se obtiene restando las columnas 13 menos 22.
- Columna 26 Profundidad media (m)
Es la profundidad media en el tramo y se obtiene sumando la profundidad del pozo inicial más la profundidad del pozo final dividida entre dos.
- Columna 27 Volumen de excavación (m³)
Es el volumen del material producto de excavación en el tramo y se obtiene multiplicando las columnas 2 por 24 por 26.
- Columna 28 Volumen de plantilla (m³)
Es el volumen del material utilizado en la plantilla de la tubería y se obtiene multiplicando el espesor de la plantilla que está en función del tipo de plantilla utilizado, por las columnas 2 y 24.
- Columna 29 Volumen de relleno (m³)
Se obtiene restando a la columna 27 el valor de

la columna 28 y el valor del volumen de la tubería utilizada en el tramo.

Columna 30 Observaciones

En esta columna se hacen comentarios para aclarar algunos conceptos.

III.5.1 Cálculo hidráulico de la red

Para poder calcular hidráulicamente el sistema de alcantarillado, es necesario contar con el plano topográfico de la localidad en el cual se pueda observar la planimetría (figura III.12) a continuación se localizan en el plano topográfico los puntos relevantes (figura III.13) para después obtener las cotas del terreno (figura III.14).

Teniendo las cotas de terreno en los puntos relevantes se procede a trazar geoméricamente la red de tuberías, tratando de tener una configuración en peine o en bayoneta, siguiendo el escurrimiento natural del terreno, es decir, se traza la red de tuberías a partir de los puntos altos y llegando a los puntos bajos (figura III.15)

III.5.2 Memoria descriptiva

El fraccionamiento está formado por 16 manzanas donde se ubican 739 lotes, además de una manzana de área de donación (zona verde).

El uso del suelo se destinará a casas habitación unifamiliares resueltas en dos niveles.

El plano de las curvas de nivel obtenidas se encuentran en la figura III.12 donde predominan zonas con pendientes suaves y partes con cambios bruscos de pendiente.

El funcionamiento del sistema de alcantarillado estará basado en el aprovechamiento de las condiciones topográficas favorables, por lo que se seguirá el escurrimiento de los cauces naturales, proponiéndose para tal fin, un sistema de recolección de peine, que permitirá hacer las descargas rápidas de las atarjeas a los subcolectores, como se observa en la figura III.15.

Las pendientes de las planillas se propondrán de tal manera que respeten las velocidades mínima y máxima permisible, pero siguiendo en lo posible la pendiente del terreno, tratán-

do de llevar un paralelismo que evite excavaciones profundas.

Se utilizará como material para las tuberías el concreto simple, con los diámetros comerciales necesarios resultantes del cálculo.

DATOS DE PROYECTO

Número de lotes (7.5 x 30 m) -----	739 lotes
Número de habitantes por lote -----	5 Hab/lote
Población de proyecto -----	3695 Hab.
Densidad de población lineal -----	0.867 Hab/m
Dotación -----	300 lts/Hab/día
Coefficiente de aportación -----	0.80
Aportación -----	240 lts/Hab/día
Longitud total de la red -----	4260 m
Sistema de eliminación -----	Separado
Velocidad mínima -----	0.6 m/s
Velocidad máxima -----	3.0 m/s
Fórmulas -----	Manning y Harmon

Gastos de proyecto:

$$Q_{\text{medio}} = \frac{300 * 0.8 * 3695}{86\ 400} = \text{-----} \quad 10.26 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{mínimo}} = \frac{10.26}{2} = \text{-----} \quad 5.13 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{máximo inst.}} = 1 + \left[\frac{14}{4 + \sqrt{3.695}} \right] * 10.26 = \text{-----} \quad 34.53 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{máx. extraor.}} = 1.5 * 34.53 = \text{-----} \quad 51.79 \text{ l/s}$$

Coefficiente de previsión o seguridad --- 1.5

El cálculo hidráulico de la red se realiza empleando la fórmula de Manning, revisando que las velocidades reales que se presentan con el gasto calculado para el tramo en estudio esté dentro del rango permisible para la pendiente y el diámetro propuesto.

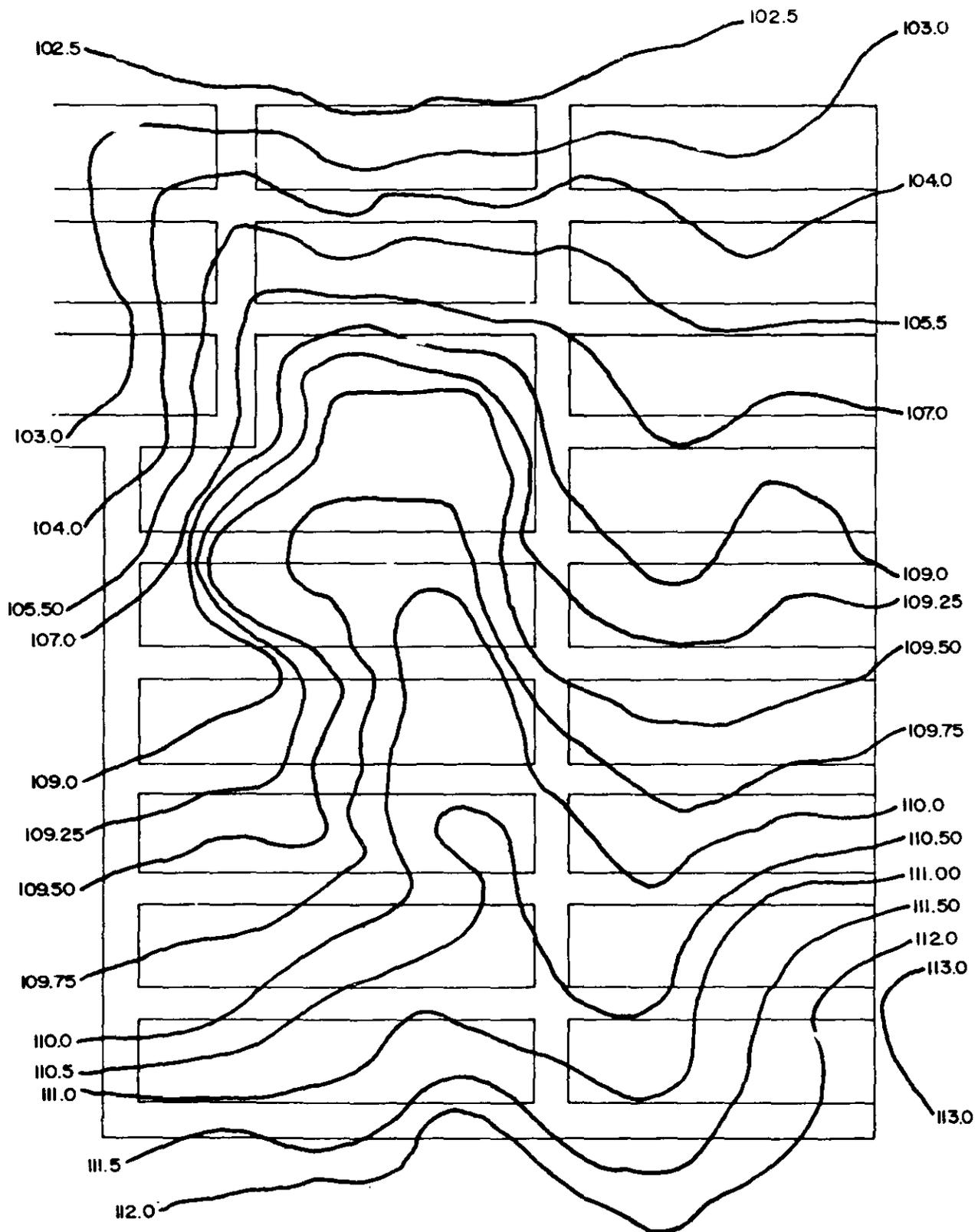


FIG. III.12

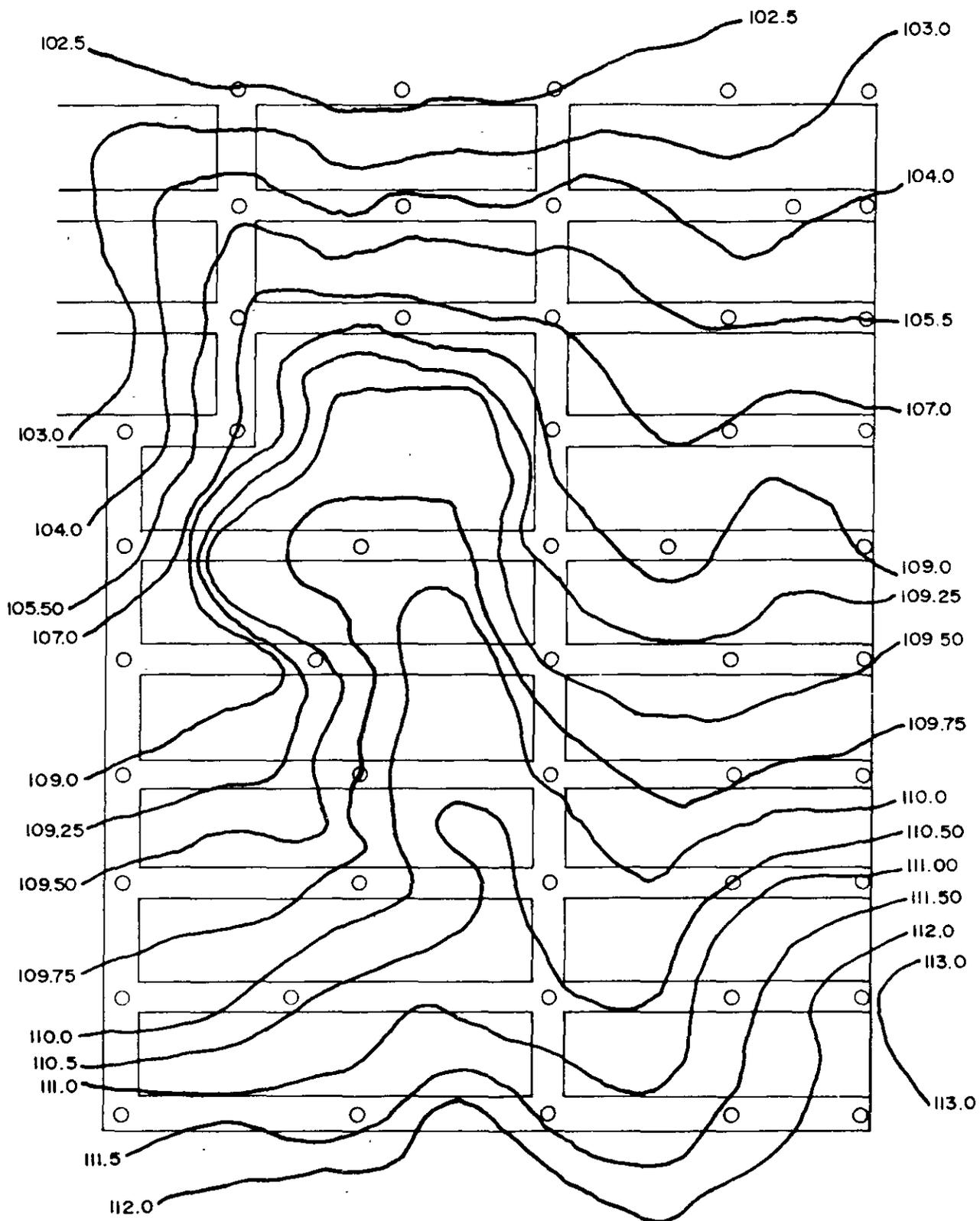


FIG. III.13

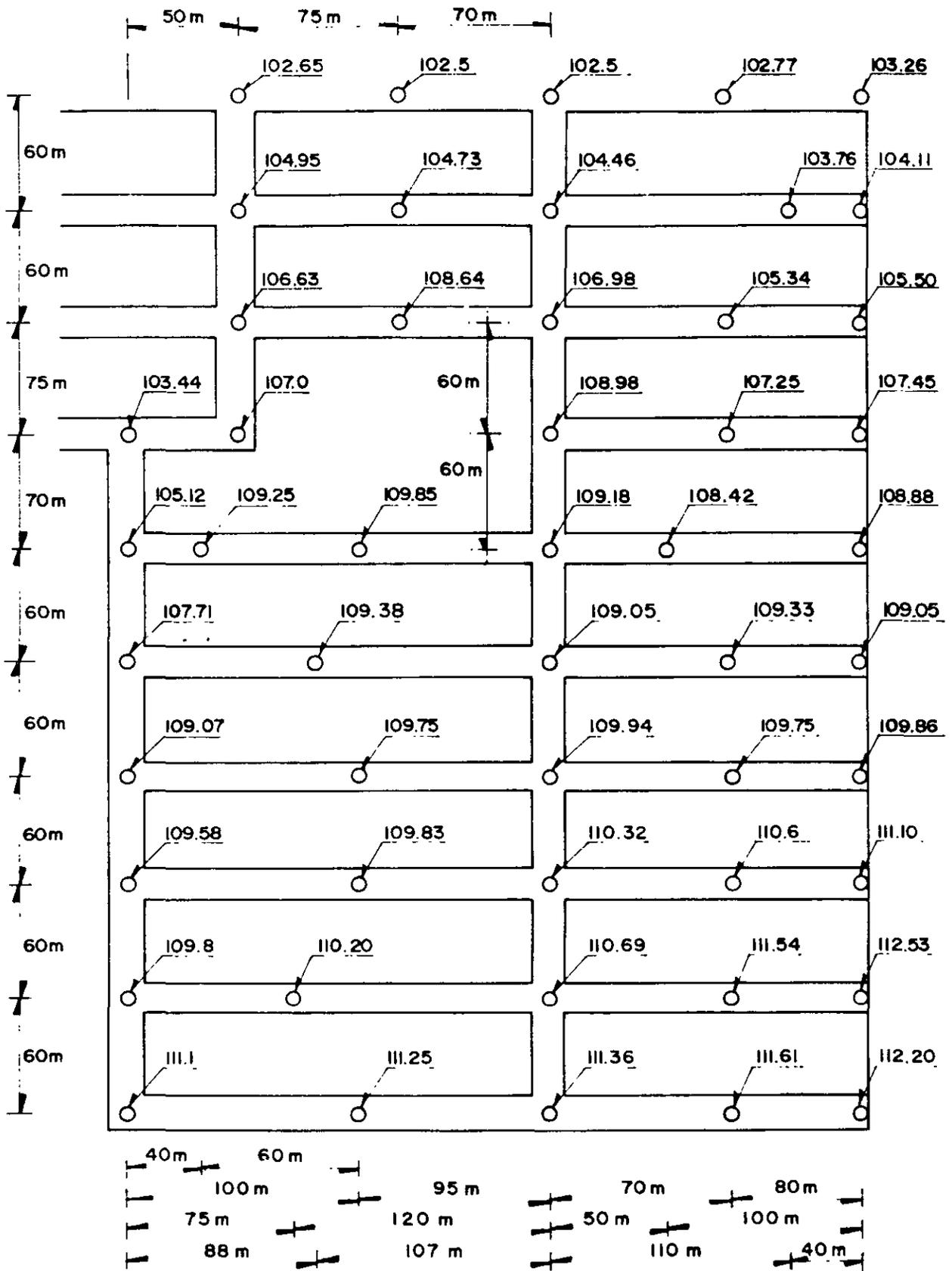


FIG III.14

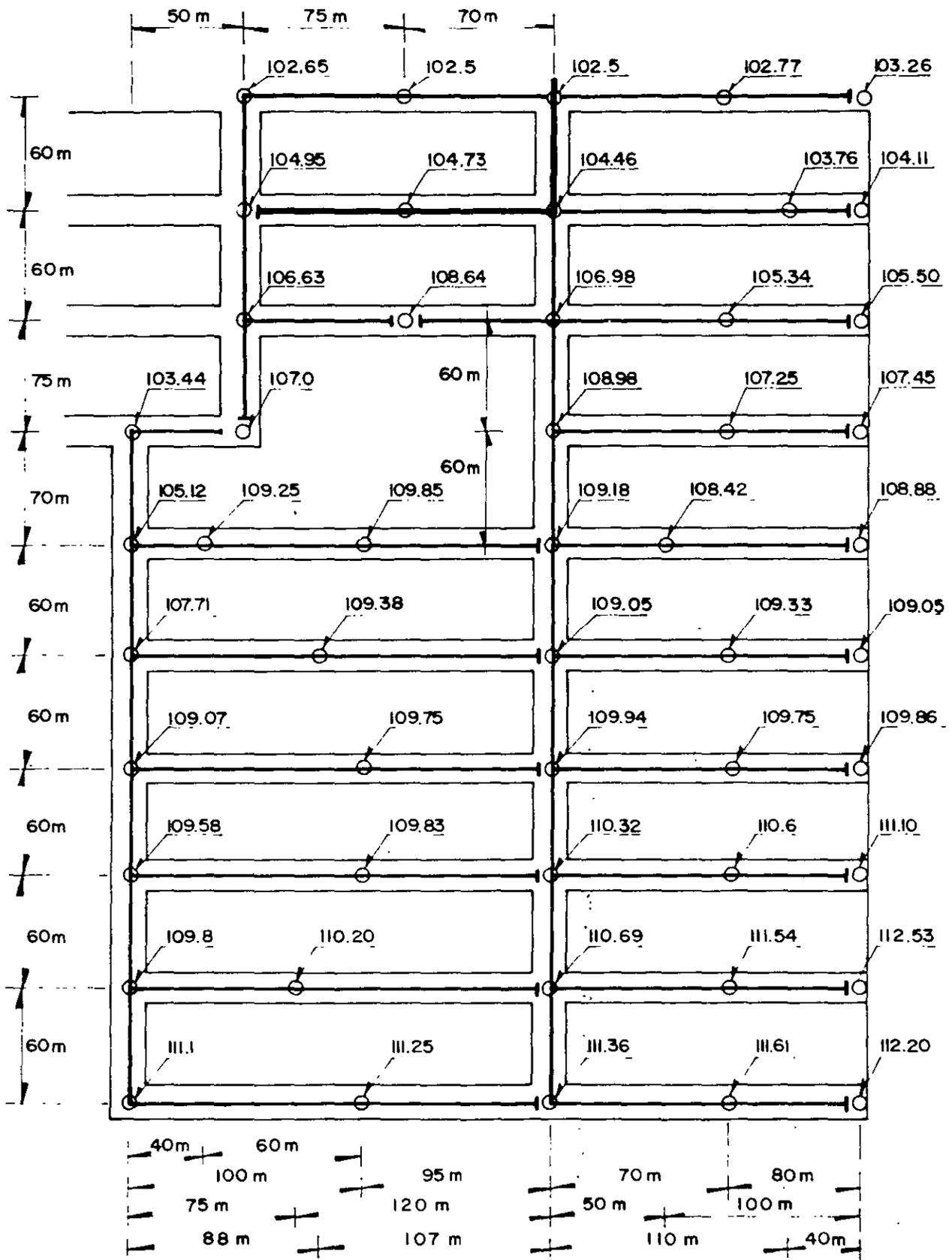


FIG. III. 15

TABLA DE CALCULO PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLAJO SANITARIO

HOJA 1 DE 6

TRA. NO	LONGITUDES (M)			DENSIDAD (HAB/M)	POBLACION	COEFICIENTE DE HARRON	G A S T O S (L/S)					COTAS DE TERRENO		PERDIENTE DE TERRENO (‰)	PERD. EN PLANTA (‰)	VARIACION (‰)	VELOCIDAD DE TRABAJO		COTAS DE ALCANTARILLA		ANCHO DE ZANJA (M)	PROFUNDIDAD (M)	COSTO UNIDAD	COSTO TOTAL	OBSERVACIONES				
	PROPIA	TANIA	ACURADA				INFILTRACION	REINIR	MEDIO	MAXIMO TMS SANEADO	MARTO EX TRADOPIN.	INICIAL	FINAL				INFLUENCIA	GASTO (m/s)	REINTRA (m/s)	REINTRA (m/s)						COTA INICIAL	COTA FINAL		
																												PROFUNDIDAD (m)	VELOCIDAD (m/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
8-9	120		120	0.867	104	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	110.69	110.20	4.1	5	20	3.74	23.19	0.40	0.69	109.40	108.9	0.45	1.20	1.255	77.89	7.80	86.32	Case I
11-12	75	126	215	0.867	136	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	110.20	109.30	5.3	5	20	0.81	25.41	0.45	0.73	108.89	108.4	0.45	1.21	1.255	65.18	4.94	67.54	
13-14	95		95	0.867	82	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	110.12	109.83	5.2	6	20	0.81	25.41	0.45	0.73	109.12	108.55	0.55	1.25	1.24	75.57	6.14	67.41	Case I
14-15	100	95	195	0.867	169	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.83	109.58	2.5	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	108.55	108.15	0.45	1.28	1.355	88.08	6.50	78.44	Case II
18-19	95		95	0.867	82	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.94	109.75	2.0	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	108.74	108.36	0.45	1.20	1.295	79.97	6.18	70.25	Case III
17-18	140	95	195	0.867	169	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.75	109.07	6.8	7	20	0.87	27.44	0.47	0.77	108.36	107.65	0.65	1.39	1.40	91.00	5.20	81.34	
23-24	107		107	0.867	93	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.50	109.38	1.1	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	109.10	107.97	0.45	1.20	1.355	94.24	6.96	83.92	Case II
24-25	88	107	195	0.867	169	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.38	107.71	19.0	19	20	1.44	45.21	0.65	1.07	107.37	106.20	0.85	1.51	1.51	88.37	5.72	77.89	
28-29	95		95	0.867	82	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.18	109.85	-7.1	4	20	0.58	20.74	0.38	0.63	107.98	107.60	0.45	1.20	1.725	108.57	6.18	97.36	Case III
27-28	60	95	155	0.867	134	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.85	109.25	10.0	10	20	1.04	32.80	0.54	0.87	107.50	107.00	0.65	2.25	2.655	103.55	3.90	77.77	
27-26	40	155	195	0.867	169	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.25	105.12	103.1	8.3	20	3.00	94.49	1.05	1.86	107.00	106.00	0.87	3.06	2.655	69.03	2.60	65.17	Case IV

TABLA DE CALCULO PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

HOJA 2 DE 6

TRA. NO	LONGITUDES (M)			DENSIDAD (HAB/M)	POBLA CIÓN	COEF. CORRE. DE HARMON.	G A S I D O S (L/S)					COTAS DE TERRENO		PENDIENTE DE TERRENO (S)	PENDIENTE DE PLANILLA (‰)	LITAM. (CM)	PUNTEL. DE TUBO LLENO		VELOCIDADES		C. A. V.		ANCHO DE ZANJA (R)	PROFUNDIDAD (R)	VOL. DE HERRAM.		OBSERVACIONES			
	PROPIA	TRIBU TARIA	ACURU (ASA)				MIN. TRACCIÓN	MINIMO	MEDIO	MAXIMO (M) TANTANEO	MAXIMO (L) TRAORDIN.	INICIAL	FINAL				MIN. (M/S)	MAX. (M/S)	MIN. (M/S)	MAX. (M/S)	AN. (R)	FINAL (R)			CAVACION	PLANT. (M)				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
34-35	50	-	50	0.867	43	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	107.00	101.44	71.2	72	20	2.80	88.0	1.12	1.79	175.84	127.7	1.45	1.20	1.72	39.45	1.25	10.83	Caso 1	
37-38	75		75	0.867	55	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	108.64	108.83	28.5	27	20	1.72	53.89	0.77	1.26	107.44	105.41	0.85	1.75	1.21	58.99	1.22	51.75	Caso 1	
39-40	75		95	0.867	82	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	111.38	111.25	1.2	4	20	0.68	20.74	0.38	0.63	110.14	109.74	0.85	1.20	1.335	82.44	8.19	73.28	Caso 11	
41-42	100	75	195	0.867	119	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	111.25	111.10	1.5	4	20	0.68	20.74	0.38	0.63	109.74	109.38	0.85	1.47	1.595	103.68	6.50	94.04	Caso 12	
51-52	50	155	255	0.867	221	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	111.10	109.80	21.7	22	20	1.55	48.85	0.70	1.16	109.38	108.68	0.65	1.72	1.73	87.47	3.90	81.69		
61-62	50	150	510	0.867	442	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.80	109.58	3.7	4	20	0.68	20.74	0.38	0.53	108.05	107.87	0.65	1.74	1.75	88.25	3.30	82.47	Caso 11	
151-152	60	705	765	0.867	653	3.8	-	1.5	1.84	7.0	10.50	109.58	109.07	8.5	9	20	0.79	31.12	0.51	0.79	107.82	107.28	0.55	1.78	1.775	84.23	3.90	83.45		
153-154	60	780	1020	0.867	884	3.8	-	1.5	2.46	9.33	14.00	109.07	107.71	22.7	23	20	1.58	48.74	0.71	1.36	107.28	105.90	0.85	1.79	1.80	76.20	3.60	84.42		
251-252	70	1215	1275	0.867	1105	3.77	-	1.53	3.07	11.57	17.36	107.71	105.12	43.2	44	20	2.19	68.80	0.83	1.82	105.90	103.26	0.55	1.81	1.835	71.57	3.90	65.79		
261-262	70	1470	1540	0.867	1335	3.72	-	1.85	3.71	13.80	20.69	105.12	103.44	24.0	24	20	1.82	50.81	0.81	1.54	102.87	101.14	0.65	1.88	2.25	7.06	93.50	4.55	86.75	Caso IV
CAR-CAMO	1540	50	1590	0.867	1379	3.71	-	1.92	3.83	14.21	21.32	103.44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Ver Caso 11	

TABLA DE CALCULO PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADO - HABITARIO

HOJA 3 DE 6

TRA NO	LONGITUDES (M)			DENSIDAD (HAU/M)	POBLA CION	COEF FICIENTE DE MARNON	C A S I D O S (L/S)					COTAS DE TIERRENO		PENDIENTE DE TIERRENO (%)	PENDIENTE DE PLANTA (%)	DISME TRIO (cm)	CONDICION DE TUBO LLENO		VELOCIDADES (m/s)				COTAS DE TUBO LLENO		ANCHO DE ZARZA (M)	PROFUNDIDAD (M)		VOLUMENES m ³			OBSERVACIONES	
	PROPIA	TRIBU TARIA	ACURU LADA				MINIMO	MAXIMO	MEDIO	MAXIMO INS TANTANEO	MAXIMO EX TRAORDIN.	INICIAL	FINAL				VELOC. (m/s)	GASTO (l/s)	MINIMA	MAXIMA	INI CIAL	FINAL	INICIAL	FINAL		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL		FINAL
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30			
34-36	75	1590	1665	0.867	1444	1.69		2.01	4.01	14.80	22.20	107.00	108.63	4.9	5	20	0.74	23.19	0.46	0.84	105.10	105.425	0.65	1.20	1.20	26.40	4.44	51.21	Case V			
36-45	60	1740	1800	0.867	1561	3.67		2.17	4.34	15.91	23.87	106.63	104.95	28.0	28	20	1.75	54.88	0.84	1.68	105.10	103.73	0.65	1.22	1.22	27.54	3.90	42.46	Case 14			
45-46	60	1800	1860	0.867	1613	2.66		2.24	4.48	16.40	24.60	104.95	102.65	38.3	39	20	2.06	64.77	0.74	1.52	103.73	101.19	0.65	1.22	1.24	48.36	3.40	27.58				
46-47	75	1860	1935	0.867	1678	3.64		2.33	4.66	16.97	25.45	102.65	102.50	2.0	7	20	0.87	27.44	1.52	0.94	101.19	100.665	0.65	1.25	1.45	70.57	4.48	83.33	Case 11			
47-48	70	1935	2005	0.867	1738	3.83		2.41	4.83	17.52	26.29	102.50	102.50	0	7	20	0.87	27.44	0.54	0.99	100.665	100.375	0.65	1.615	1.68	45.54	4.55	74.79	Case 11			
10-9	80		80	0.867	69	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	112.53	111.54	12.4	13	20	1.19	37.40	0.60	0.74	111.54	110.29	0.65	1.70	1.225	63.70	5.20	55.99	Case 1			
9-8	70		150	0.867	130	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	111.54	110.69	12.1	13	20	1.19	37.40	0.60	0.74	110.29	109.38	0.65	1.25	1.28	58.24	4.55	51.49				
11-12	80		80	0.867	69	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	111.10	110.80	8.2	7	20	0.87	27.44	0.47	0.77	109.38	109.54	0.65	1.20	1.23	63.96	5.20	55.25	Case 1			
12-13	70		80	0.867	130	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	110.80	110.52	4.0	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	109.54	109.06	0.65	1.26	1.26	57.33	4.55	57.58				
20-19	80		80	0.867	69	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	109.88	109.75	1.4	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	109.06	108.14	0.65	1.20	1.305	67.46	5.20	60.15	Case 11			
19-18	70		80	0.867	130	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	109.75	109.74	2.7	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	108.14	108.06	0.65	1.41	1.645	74.85	4.55	68.10	Case 111			

TABLA DE CALCULO PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

HOJA 4 DE 6

LÍNEA NO.	LONGITUDES (M)			DENSIDAD (HAB/M)	POBLACION	COEFICIENTE DE PAVIMENTO	C A S I D O S (L/S)					COTAS DE TERRENO		PENDIENTE DE TERRENO (%)	PENDIENTE DE PLANILLA (%)	DISEÑO (Ø)	CONDICION DE TUBO LLENO		VELOCIDADES DE FLUJO		LUBRIFICACION		ANCHO DE ZANJA (M)	PROFUNDIDAD (M)		VALORES			COSTO UNITARIO	
	PROPIA	TERCENARIA	ACUMULADA				INICIAL	MINIMO	MEDIO	MAXIMO INS. TANTAREO	MAXIMO EXTRAORDIN.	INICIAL	FINAL				VELOC. (m/s)	GASTO (l/s)	MINIMA (m/s)	MAXIMA (m/s)	INICIAL	FINAL		PIZOS	RIOLAS	ALABRACION	PLANILLAS	RELLENO		
21-22	80	-	80	0.867	69	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.05	107.33	-4.1	4	20	0.66	20.74	0.38	0.65	107.85	107.5	0.65	1.20	1.50	78.00	5.20	70.25	Caso III	
22-23	70	80	150	0.867	130	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	109.33	109.50	-2.4	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	107.4	107.25	0.65	1.80	2.025	42.14	4.55	65.39	Caso III	
30-2	100	-	100	0.867	87	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	108.98	108.42	4.8	5	20	0.74	23.19	0.40	0.69	107.50	107.18	0.65	1.20	1.22	79.39	6.50	69.56	Caso I	
29-28	50	100	150	0.867	130	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	108.42	109.18	-15.2	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	107.14	106.98	0.65	1.24	1.70	55.25	3.75	50.4	Caso III	
31-32	80	-	80	0.867	69	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	107.45	107.25	2.5	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	106.24	106.11	0.65	1.20	1.28	65.52	5.20	57.81	Caso III	
32-33	70	80	150	0.867	130	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	107.25	108.98	-24.7	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	105.93	105.65	0.55	1.32	2.325	105.79	4.55	112.54	Caso III	
40-37	80	-	80	0.867	69	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	105.50	105.34	2.0	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	104.30	104.38	0.65	1.20	1.28	51.56	5.20	56.25	Caso III	
39-36	70	80	150	0.867	130	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	105.34	106.98	-23.4	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	103.94	103.70	0.65	1.36	2.12	105.58	4.55	98.81	Caso III	
41-42	40	-	40	0.867	35	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	104.11	103.74	3.3	10	20	1.04	32.80	0.54	0.87	102.91	102.51	0.65	1.20	1.215	74.60	2.40	70.74	Caso I	
42-43	110	40	150	0.867	130	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	103.74	104.46	-6.5	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	102.54	102.07	0.55	1.23	1.81	129.42	7.15	118.91	Caso III	

Para poder resolver el sistema, es necesario numerar los pozos y la solución total de la red se detalla en la tabla III.8. En la solución de la red se distinguen los siguientes casos:

Caso 1: Tramo inicial con gasto mínimo

Tramo 1-2

Longitud del tramo = 80 m
Longitud tributaria = 0
Longitud acumulada = 80 m
Densidad de población = 0.867 hab/m
Población en el tramo = 69 hab.

Cálculo de los gastos de proyecto

$$Q_{med} = \frac{69 \text{ hab} * 360 \text{ lts/hab/día} * 0.8}{86400}$$

$$Q_{med} = 0.192 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín} = \frac{0.192}{2} = 0.096 \text{ lts/seg}$$

Por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla III.1 por lo que se considera que el gasto mínimo será igual a la descarga de un inodoro, es decir igual a 1.5 lts/seg.

$$Q_{mín} \text{ por norma} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

Sin embargo el gasto mínimo no puede ser mayor que el gasto medio por lo tanto se considera igual al mínimo, es decir:

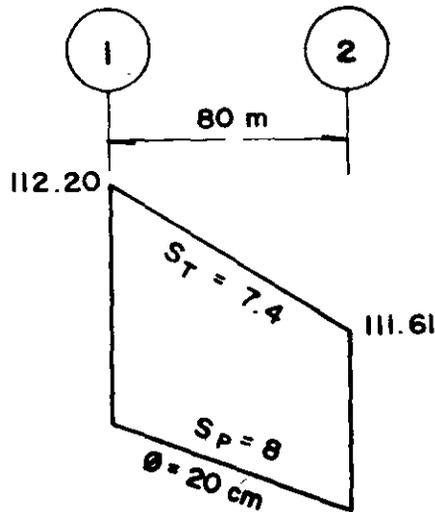
$$Q_{med} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

Por norma el coeficiente de Harmon se aplica en tramos que tienen 1000 o más habitantes, en caso contrario se considera constante e igual a 3.8.

$$Q_{máx. inst.} = 3.8 * 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$$

$$Q_{máx. extrao.} = 1.5 * 5.7 \text{ l/seg} = 8.55 \text{ l/seg}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO CON LA PENDIENTE Y DIAMETRO PROPUESTOS.



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{112.20 - 111.61}{80} \cdot 1000$$

$$S_T = 7.4 \text{ milésimas}$$

Se propone:

$$S_P = 8 \text{ milésimas}$$

Normalmente las pendientes de plantilla propuestas para el cálculo hidráulico de la red, se expresan en enteros, debido a que en la práctica es difícil dar en el campo pendientes con aproximaciones a la décima.

Por tratarse de un tramo inicial se propone el diámetro mínimo, que basado en la experiencia en la conservación y operación de los sistemas, atendiendo a evitar las frecuentes obstrucciones, es el de 20 centímetros.

Velocidad a tubo lleno:

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.008)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 0.93 \text{ m/s, que cumple con la mínima permisible a tubo lleno.}$$

Gasto a tubo lleno

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi (0.20)^2}{4} \cdot 0.93 \text{ m/s} \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 29.34 \text{ l/s que es mayor al gasto máximo extraordinario.}$$

TABLA DE CALCULO PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

TRA- NO	LONGITUDES (M)			DENSIDAD (N/M ³)	PUNTA CICLO	COTAS DE MARGEN	G A S I O S (L/S)					COTAS DE TERRENO		PENDIENTE DE TERRENO (%)	PENSANTE DE PLANTILLA (%)	DIAM. TUBO (cm)	CONDICION DE TUBO LLENO		VELOCIDADES DE FLUJO		COTAS DE MARGEN		ANCHO DE CANAL (M)	PUNTO INDICIA (M)		COTAS DE MARGEN			OBSERVACIONES		
	PROPIA	DE CARRIA	ACURU LADA				MINIMO	MEDIO	MAXIMO	INICIAL	FINAL	VEL. MIN.	VEL. MAX.				INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL		INICIAL	FINAL						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
17-18	70	-	70	0.867	61	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	108.64	106.98	23.7	24	20	1.82	50.81	0.73	1.20	107.44	105.75	0.55	1.70	1.21	55.06	4.55	44.11		Caso I	
																							1.22								
15-44	75	-	75	0.867	65	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	104.95	109.73	2.9	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	103.72	103.45	0.65	1.20	1.24	80.45	4.87	53.21		Caso II	
44-43	70	75	145	0.867	126	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	104.73	104.46	3.9	4	20	0.56	20.74	0.38	0.63	103.45	103.17	0.65	1.23	1.25	58.47	4.55	51.72		Caso II	
																							1.29								
50-49	80	-	80	0.867	69	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	103.26	102.77	6.1	7	20	0.87	27.44	0.47	0.77	102.06	101.50	0.65	1.20	1.25	64.42	4.20	56.51		Caso I	
49-48	70	80	150	0.867	120	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	102.77	102.50	3.9	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	101.50	101.22	0.65	1.27	1.25	50.21	4.55	42.26		Caso II	
																							1.29								
1-2	80	-	80	0.867	69	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	112.20	111.61	7.4	8	20	0.93	29.34	0.49	0.81	111.00	110.16	0.55	1.20	1.25	63.70	5.20	55.39		Caso I	
2-1	70	80	150	0.867	130	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	111.61	111.36	3.6	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	110.36	110.08	0.65	1.25	1.25	57.56	4.55	50.81		Caso II	
3-8	60	150	210	0.867	182	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	111.36	110.99	11.2	12	20	1.14	35.93	0.57	0.93	110.00	109.36	0.55	1.28	1.20	56.90	3.90	55.12		Caso IV	
8-13	60	150	210	0.867	184	3.8	-	1.5	1.5	5.7	8.55	110.69	110.32	6.2	7	20	0.97	27.44	0.47	0.77	109.36	108.94	0.65	1.33	1.35	52.25	4.30	47.07			
13-18	60	570	630	0.867	546	3.8	-	1.5	1.52	5.76	8.65	110.32	109.94	6.3	7	20	0.87	27.44	0.47	0.77	108.74	108.57	0.55	1.18	1.40	54.60	1.40	48.07			
18-23	60	780	840	0.867	728	3.8	-	1.5	2.07	7.68	11.53	109.94	109.50	7.3	8	20	0.93	29.34	0.48	0.87	108.00	107.58	0.55	1.42	1.40	74.10	1.90	68.32		Caso IV	
23-28	60	990	1050	0.867	910	3.8	-	1.5	2.51	9.61	14.41	109.50	109.18	5.3	6	20	0.81	25.41	0.45	0.83	107.58	106.89	0.65	1.92	2.25	2.27	88.53	3.90	92.75		Caso IV

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

Las velocidades reales máxima y mínima se determinan en función de las relaciones

$$\frac{q}{Q}, \frac{v}{V}$$

vista en el inciso 2.3 del capítulo III correspondiente al funcionamiento de los tubos parcialmente llenos de la siguiente manera:

Para la velocidad máxima:

$$\frac{Q_{\text{máx ext.}}}{Q} = \frac{8.55 \text{ l/s}}{29.34 \text{ l/s}} = 0.29$$

Con este valor se consulta el nomograma de la figura III.3 para determinar el valor correspondiente de $\frac{v}{V}$ que es el siguiente:

$$\frac{v_{\text{máx.}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.87$$

Por lo tanto la velocidad máxima será igual a:

$$v_{\text{máx}} = 0.87 \cdot V_{\text{T.LL.}} = 0.87 \cdot 0.93$$

$$v_{\text{máx}} = 0.81 \text{ m/s} \quad \text{que está dentro del rango permisible a tubo lleno.}$$

Para la velocidad mínima se procede de manera similar a la utilizada para determinar la velocidad máxima

$$\frac{q_{\text{mín.}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{1.5 \text{ l/s}}{29.34 \text{ l/s}} = 0.05$$

del nomograma de la figura III.2 se tiene:

$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.53$$

$$v_{\text{mín}} = 0.53 \cdot V_{\text{T.LL.}} = 0.53 \cdot 0.93$$

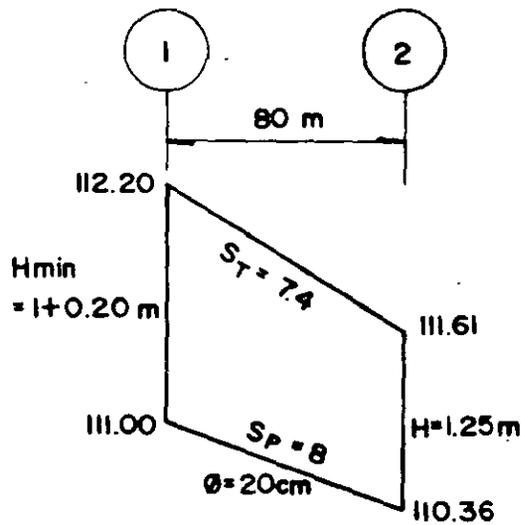
$$v_{\text{mín}} = 0.49 \text{ m/s} \quad \text{que cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.}$$

Se concluye que el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

CALCULO DE LAS COTAS DE PLANTILLA

De acuerdo al inciso 4.1.1 del capítulo III, la profundidad mínima será de 90 cm. más el diámetro más la plantilla por lo que si se considera en promedio 10 cm de espesor de plantilla se tendrá que la profundidad mínima será 1.0 m. más el diámetro.

Por tratarse de un tramo inicial se propone la profundidad mínima.



Cota de plantilla final

$$111.0 - 0.008 \cdot 80 = 110.36$$

Profundidad en el pozo 2

$$111.61 - 110.36 = 1.25 \text{ m}$$

tramo 2-3

longitud del tramo = 70 m
 longitud tributaria = 80 m
 longitud acumulada = 150 m
 Densidad de población = 0.867 hab/m
 Población en el tramo = 130 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{med} = \frac{130 \cdot 300 \cdot 0.8}{86400} = 0.361 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{mín}} = \frac{0.361}{2} = 0.181 \text{ lts/seg}$$

Por norma:

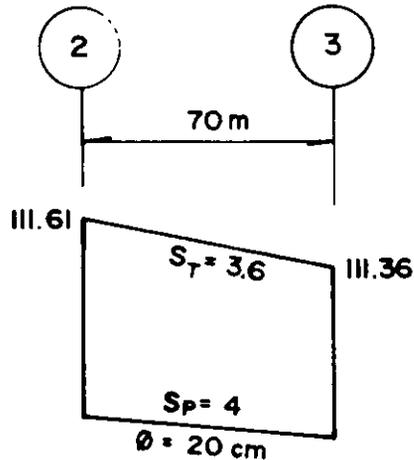
$$Q_{\text{mín}} = 1.5 \text{ lts/seg} \quad \text{por lo tanto}$$

$$Q_{\text{med}} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{máx. inst.}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{máx. extr.}} = 1.5 \cdot 5.7 = 8.55 \text{ l/s}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO CON LA PENDIENTE Y DIAMETRO PROPUESTOS



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{111.61 - 111.36}{70} \cdot 1000$$

$$S_T = 3.6 \text{ milésimas}$$

Se propone

$$S_P = 4 \text{ milésimas}$$

Considerando el diámetro del tramo anterior se calcula la velocidad y gasto a tubo lleno.

$$V_{\text{T.L.L.}} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.004)^{1/2}$$

$$V_{\text{T.L.L.}} = 0.66 \text{ m/s} \quad \text{que cumple con la mínima permisible a tubo lleno}$$

$$Q_{\text{T.L.L.}} = \frac{\pi (0.20)^2}{4} \cdot 0.66 \cdot 1000$$

$$Q_{\text{T.L.L.}} = 20.74 \text{ l/s} \quad \text{que es mayor al gasto máximo extraordinario}$$

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

$$\frac{Q_{\text{máx. extraordinario}}}{Q_{T.L.L.}} = \frac{8.55}{20.74} = 0.41$$

$$\frac{v_{\text{máx.}}}{V_{T.L.L.}} = 0.95$$

$$v_{\text{max}} = 0.95 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$v_{\text{máx}} = 0.63 \text{ m/s}$, está dentro del rango

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q_{T.L.L.}} = \frac{1.5}{20.74} = 0.07$$

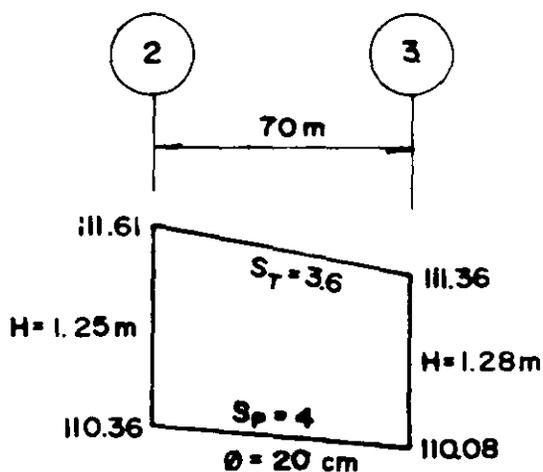
$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{T.L.L.}} = 0.58$$

$$v_{\text{mín}} = 0.58 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$v_{\text{mín}} = 0.38 \text{ m/s}$ cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Se concluye que el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

CALCULO DE COTAS DE PLANTILLA



Cota de plantilla final

$$111.36 - 0.004 \cdot 70 = 110.08$$

Profundidad en el pozo 3

$$111.36 - 110.08 = 1.28 \text{ m}$$

Caso II: Tramo con pendiente mínima.

Tramo 3-4

Longitud del tramo = 95 m
Longitud tributaria = 0 m
Longitud acumulada = 95 m
Densidad de población = 0.867 hab/m
Población en el tramo = 83 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{med} = \frac{83 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lts/hab/día} \cdot 0.8}{86\,400}$$

$$Q_{med} = 0.231 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín} = \frac{0.231 \text{ lts/seg}}{2} = 0.116 \text{ lts/seg}$$

Por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla III.1 que considera como gasto mínimo la descarga de un inodoro, es decir, 1.5 lts/seg.

Por lo tanto:

$$Q_{mín} \text{ por norma} = 1.5 \text{ l/seg}$$

Sin embargo como anteriormente se mencionó, el gasto mínimo no puede ser mayor que el gasto medio por lo tanto se considera igual al mínimo, es decir:

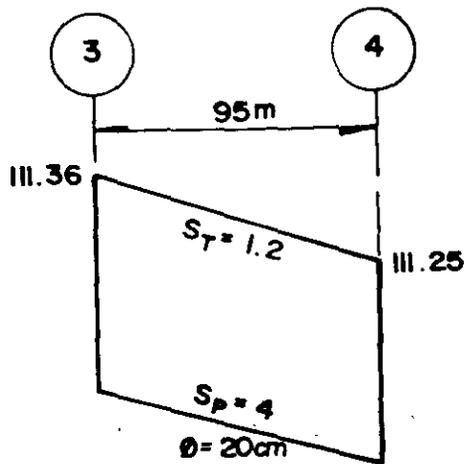
$$Q_{med} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

Como la población en el tramo es menor a 1000 se considera que $M = 3.8$

$$Q_{Máx. \text{ instan.}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$$

$$Q_{Máx. \text{ extraor.}} = 1.5 \cdot 5.7 \text{ l/s} = 8.55 \text{ l/s}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{111.36 - 111.25}{95} \cdot 1000$$

$$S_T = 1.2 \text{ milésimas}$$

En este caso no se puede proponer que la pendiente de terreno sea la de plantilla debido a que producirá una velocidad a tubo lleno menor de 0.6 m/s por lo que se adopta la mínima que produce la velocidad anterior, es decir para un diámetro de 20 cm se acepta que S_p mínima sea igual a 4 milésimas.

Velocidad a tubo lleno:

$$V_{T.L.L.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.004)^{1/2}$$

$$V_{T.L.L.} = 0.66 \text{ m/s, que como se ve, cumple con la mínima permisible a tubo lleno.}$$

Gasto a tubo lleno:

$$Q_{T.L.L.} = \frac{\pi \cdot (0.20)^2}{4} \cdot 0.66 \cdot 1000$$

$$Q_{T.L.L.} = 20.74 \text{ l/s, que es mayor al gasto máximo extraordinario.}$$

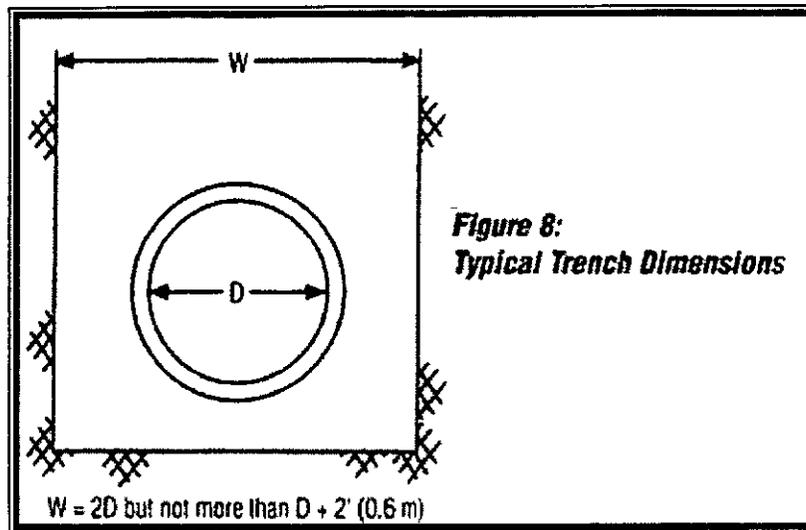
Tabla 2.5.1.1 : Propiedades Representativas de Sección para Tubería Corrugada de Polietileno de Alta Densidad, en cumplimiento a las regulaciones de AASHTO M252 y M294.

Diámetro Interior	Diámetro Exterior	Rigidez Mínima de la Tubería a una Deflexión del 5% pii (kPa)	Area de Sección Pulg.2/Pulg. (mm2/mm)	Distancia del Diámetro Interior al Axis Neutral (Pulg. (mm)	Momento de Inercia Pulg.4/Pulg. (mm4/mm)
ID	OD	PS	AS	C	Inercia
4 (100)	4.6 (117)	35 (241)	0.0568 (1.443)	0.1917 (4.869)	0.0007 (11.47)
6 (150)	7.0 (178)	35 (241)	0.0837 (2.126)	0.3158 (8.021)	0.0033 (54.08)
8 (200)	9.9 (251)	35 (241)	0.1044 (2.652)	0.4345 (11.036)	0.0087 (142.57)
10 (250)	11.9 (302)	35 (241)	0.1117 (2.837)	0.5319 (13.510)	0.0185 (303.16)
12 (300)	14.0 (356)	50 (344)	0.1250 (3.175)	0.6250 (15.875)	0.0240 (393.29)
15 (375)	17.7 (450)	42 (289)	0.1592 (4.044)	0.8750 (22.225)	0.0530 (868.51)
18 (450)	21.1 (536)	40 (276)	0.1950 (4.953)	0.8510 (21.615)	0.0620 (1016.00)
21 (525)	24.5 (622)	38 (262)	0.2820 (7.163)	0.6300 (16.000)	0.1220 (1999.22)
24 (600)	27.5 (699)	34 (235)	0.2617 (6.647)	1.1340 (28.804)	0.1160 (1900.90)
30 (750)	34.1 (866)	28 (193)	0.3267 (8.298)	1.3500 (34.290)	0.1630 (2671.09)
36 (900)	41.0 (1041)	22 (152)	0.3750 (9.525)	1.6500 (41.910)	0.2220 (3637.93)
42 (1050)	48.0 (1219)	20 (138)	0.3906 (9.921)	1.7800 (45.212)	0.5742 (9409.45)
48 (1200)	54.0 (1372)	17 (117)	0.4294 (10.902)	1.8600 (47.244)	0.6919 (11338.21)

2.5.2 PROPIEDADES DEL MATERIAL

El comportamiento de materiales visco-elásticos difiere del de materiales elásticos. Como resultado, la mecánica que define las propiedades del material elástico puede ser mal interpretada cuando es aplicada a materiales visco-elásticos. Por ejemplo, cuando el polietileno es sujeto a una fuerza constante, la curva de esfuerzo/ tensión resultante da la impresión que el material pierde resistencia con el tiempo.

Las pruebas efectuadas muestran que el polietileno no se debilita con el tiempo. La misma curva de esfuerzo/ tensión para el material puede ser duplicada en forma repetida con el tiempo. Lo que las pruebas no toman en consideración es la relajación de esfuerzos, la cual es una propiedad única de los visco-elásticos. La relajación de esfuerzos es el proceso mediante el cual el esfuerzo disminuye bajo una tensión constante. En otras palabras, una tubería que es mantenida en una posición de Deflexión, inicialmente experimentará niveles de esfuerzo relativamente elevados que luego disminuyen rápidamente. Una Deflexión adicional ocasiona una respuesta similar: los niveles de esfuerzo aumentan y luego rápidamente disminuyen. Este fenómeno ha sido documentado en los laboratorios de la Universidad de Massachusetts. Las pruebas efectuadas mostraron que cuando la tubería se



En forma específica se tiene que las anchuras típicas de zanja para tuberías de 12" (300 mm) o mayores son el doble del diámetro nominal pero no mayores al diámetro nominal más 2' (0.6 m). Esta anchura es generalmente suficiente para que el material de relleno fluya en cualquiera de los lados de la tubería y es también lo suficientemente ancho para varios tipos de equipo de compactación, de ser estos requeridos. Si esta anchura de zanja no es adecuada para los materiales y métodos propuestos, una zanja de mayor anchura, que permita una instalación apropiada, deberá ser construida. De 6" a 8" (0.2 m) en cualquiera de los lados de la tubería es la anchura mínima de zanja aceptable para esta gama de tamaños cuando no se precise de equipo de compactación.

Las anchuras de zanja para tuberías de menor tamaño a menudo se determinan por el tamaño de cubo disponible para la excavadora y en varios casos puede exceder el doble del diámetro de la tubería. A fin de economizar y de mantener la integridad estructural, es mejor mantener la anchura de la zanja en perspectiva con relación al diámetro de la tubería.

Un concepto comúnmente errado es que se precisa de zanjas muy anchas para tuberías flexibles. Las zanjas anchas son no solamente caras de excavar y rellenar con material de relleno, sino que pueden también disminuir la integridad estructural del sistema de tubería/relleno. Años de consolidación crean un suelo nativo bastante estable. El propósito es destruir al mínimo posible dicha estabilidad al excavar la zanja. Estudios efectuados en Europa han demostrado que paredes estables de zanja aumentan la integridad estructural del sistema cuando la zanja es relativamente angosta, aunque este beneficio es a menudo relegado durante el diseño.

Zanjas demasiado anchas también requieren de mayor cantidad de relleno y mayor compactación, lo cual podría no formar una estructura tan estable como el material nativo imperturbado, aun si han sido cuidadosamente construidas.

Tabla 2.5.3.2.1: Clase y Calidad del Relleno.-

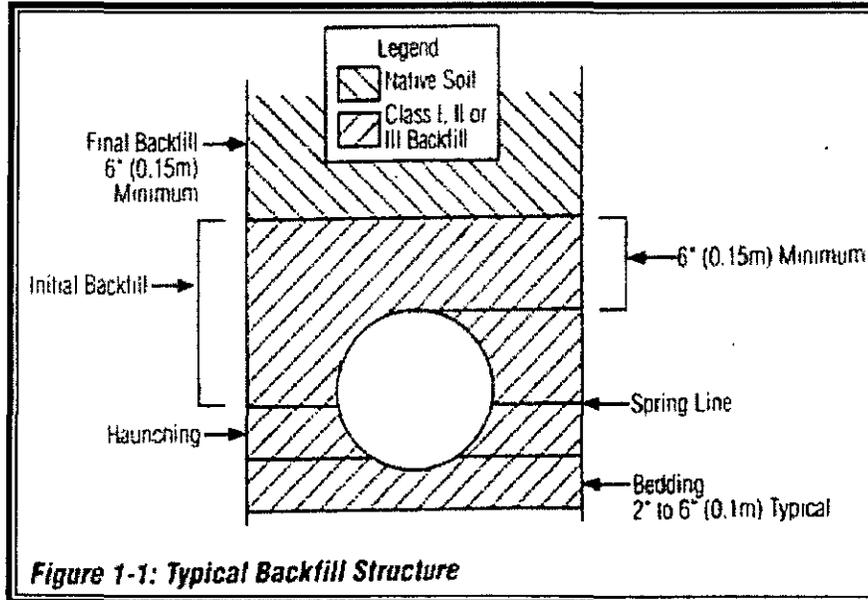
2.5.3.2.1.1.1.1 Material del Encamado					E', psi (kPa) para el grado de compac. del Encamado					
ASTM D2321		ASTM D2487		AASHTO M43	Dens. Min. Estándar	Profundidad	Cargado	Mínimo	Moderado	Máximo
Clase	Descripción	Notación	Descripción	Notación	Proctor %			< 85%	85% - 95%	> 95%
IA	"Open-graded"	N/A	Piedra o roca	5	Descargado	18"	1000	3000	3000	3000
	Agregados Fabricados limpios		angular triturada Grava triturada	56		(0.45m)	-6,900	-20,700	-20,700	-20,700
			"Slag" triturado							
IB	"Dense-graded"	N/A	Piedra							
	Agregados Procesados Fabricados limpios		angular triturada o otro material clase IA, y mezclas de piedra y arena con poco o sin finos							
II	Suelos limpios y Granulados	GW	Grava	57	85%	12"	N/R	1000	2000	3000
			Preseleccionada	6		(0.30m)		-6,900	-13,800	-20,700
				Mezclas de grava/arena con poco o sin finos	67					
		GP	Grava mal							
			Preseleccionada							
			SW	Mezclas de grava/arena con poco o sin finos						
		Arena								
			SP	Preseleccionada						
		Arena gravada con poco o sin finos								
	III	Suelos finos	GW	Grava silty	Grava y arena	90%	9"	N/R	N/R	1000
Mezclas de grava/arena/silt				Con <10% de Finos		(0.20m)			-6,900	-13,800
		GC	Gravas arcillosas							
			Mezclas de grava/arena/silt							
		SM	Arena silty							
			Mezclas de arena/silt							
	SC	Arenas arcillosas								
		Mezclas de Arena y arcilla								
IV	Suelos finos Inorgánicos	ML	Silts inorgánicos y arenas muy finas				N/R	N/R	N/R	1000
			Rocas harinosas Arenas finas silty o arcillosas silts con alguna Plasticidad							-6,900
		CL	Arcillas inorgánicas de baja o media Plasticidad							
			Arcillas silty o Arenosas							
IVB	Suelos finos Inorgánicos	MH	Silts inorgánicos Suelos de arena fina							

			Suelos elasticos						
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad						
V	Suelos organicos o suelos Altamente Organicos	OL	Silts orgánicos y arcillas silty orgánicas de baja Plasticidad				N/R	N/R	N/R
		OH	Arcillas orgánicas de media a alta Plasticidad Silts orgánicos						
		PT	Otros suelos altamente orgánicos						

Otra de las propiedades de suelos utilizadas en el diseño, el factor de forma (Df), es una función de la rigidez de la tubería, tipo de material de relleno y nivel de compactación. Este factor es utilizado en las ecuaciones de esfuerzo de flexión y de tensión de flexión.

2.5.4 COLOCACIÓN DEL RELLENO

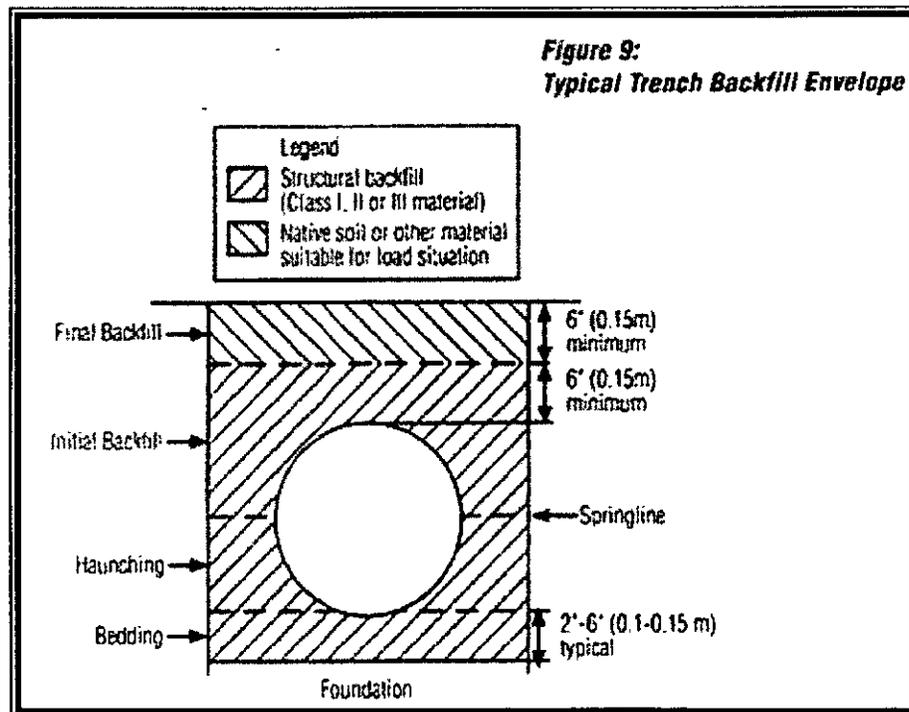
Una envoltura de relleno correctamente construida requiere de una apropiada colocación del material. Refiérase a la *Figura 1-1* para una descripción pictórica de la terminología del relleno.



Relleno Tipo

Puede considerarse que la envoltura de relleno tiene zonas específicas, como se muestra en la *Figura 9*, cada una de las cuales con un propósito específico.

- El encamado proporciona una base uniforme para asegurar que el grado se mantiene y que cargas pueden ser distribuidas en la fundación.
- El acostillado se extiende desde el encamado a la línea de resorte o punto medio.
- Esta sección del relleno funciona primeramente mediante la resistencia a cargas aplicadas.
- El relleno inicial, situado por encima de la línea de resorte hasta un punto al menos 6" (0.15 m) encima de la corona, soporta cargas en cualquier lado de la tubería.
- El relleno final ayuda a distribuir cargas aplicadas a la superficie. La altura de las áreas iniciales y finales de relleno deben estar al menos 1' (0.3 m) encima de la corona de la tubería en instalaciones que incluyen cargas máximas de AASHTO H-20 o HS-25.



El encamado, acostillado y relleno inicial proporcionan resistencia al sistema. Ellos deben consistir en un material apropiado de relleno y ser compactado, de ser así requerido. Los rellenos finales no proporcionan soporte directo a la tubería; generalmente puede consistir de material de zanja excavado u otro material apropiado para las cargas esperadas.

2.5.4.1 Encamado



2.7 LIMITES MINIMOS Y MAXIMOS DE PROFUNDIDAD

El procedimiento de diseño descrito en la sección previa puede ser moroso y puede proporcionar un nivel innecesariamente elevado de especificaciones para muchas de las instalaciones. La información en esta sección está diseñada para proporcionar de forma mucho más rápida, respuestas a las preguntas relativas a profundidad más comunes. Las dos preocupaciones típicas son profundidad mínima en áreas de tráfico y profundidades máximas de enterramiento. Ambas pueden considerarse situaciones “graves” desde el punto de vista de la carga.

2.7.1 PROFUNDIDAD MINIMA EN APLICACIONES DE TRAFICO

Las tuberías en áreas de tráfico (cargas AASHTO H-20) deben tener un mínimo de 1' (0.3m) de profundidad por encima de la corona de la tubería. En teoría, la tubería puede ser enterrada con una profundidad un poco menor, pero las variables de la aplicación son tales que 1' (0.3 m) es el límite conservador.

La envoltura del relleno debe proporcionar un valor E mínimo de 1,000psi (6900 kPa). En la Tabla 2.7.1.1, esta condición se representa por un material Clase III compactado a una densidad estándar Proctor de 90%, aunque otro material puede proporcionar una resistencia similar a niveles de compactación levemente menores. El material de relleno estructural debe extenderse 6" (0.15 m) por encima de la corona de la tubería; el restante 6" (0.15 m) de profundidad bajo tierra debe ser el apropiado para la instalación. En el caso que la sedimentación fuese un problema, podría ser apropiado el extender el relleno estructural. En el caso de pavimentación, se puede utilizar material sub-base.

La capa de pavimento puede a veces ser incluida como parte de la profundidad mínima. En estas situaciones, el equipo de la carga de pavimentación y la cantidad de cubierta sobre la tubería deberá ser considerado a fin de determinar si la carga resultante puede ser soportada por el sistema de la tubería/ relleno.

Tabla 2.7.1.1: Requisito Mínimo de Profundidad bajo Tierra para Tubería Corrugada de Polietileno de Alta Densidad.-

Diámetro Interior Pulg. (mm) ID	Cubierta Mínima Pies (m) H
4 (100)	1 (0.3)
6 (150)	1 (0.3)
8 (200)	1 (0.3)
10 (250)	1 (0.3)
12 (300)	1 (0.3)
15 (375)	1 (0.3)
18 (450)	1 (0.3)
21 (525)	1 (0.3)
24 (600)	1 (0.3)
30 (750)	1 (0.3)
36 (900)	1 (0.3)
42 (1050)	1 (0.3)
48 (1200)	1 (0.3)

Sobre la base de Relleno Clase III Compactado a Densidad Estándar Proctor de 90% y Carga AASHTO H-20.

Nota.- Las profundidades mínimas aquí presentadas han sido calculadas en base a un material de relleno estructural mínimo de 6" (0.15 m) por encima de la corona de la tubería con una capa adicional de suelos nativos compactados para una profundidad total, como se muestra. En instalaciones de tráfico poco profundas, especialmente en la presencia de pavimento, sería más adecuado el uso de un material compactado de buena calidad, a fin de evitar la sedimentación de la superficie.

2.7.2 PROFUNDIDAD MAXIMA

La carga de prisma fue considerada en el procedimiento de diseño, lo que resulta en límites máximos de profundidad bastante conservadores. Las cargas de carreteras tienen un efecto casi imperceptible en enterramientos profundos. Los límites máximos de profundidad para tubería corrugada de polietileno se muestran en la *Tabla 2.7.2.1* para una variedad de condiciones de relleno. Esta Tabla fue desarrollada en base a las propiedades de la *Tabla 2.5.3.2.1*.

Tabla 2.7.2.1 : Profundidad Máxima para Tubería Corrugada de Polietileno, pies (m).-

La industria de la tubería de concreto está actualmente proponiendo un método alternativo de diseño de estos productos, el método Estandar Installation Direct Design (SIDD) o Diseño Directo Instalación Estándar, da aun mayor importancia a la correcta instalación. Los materiales de relleno y niveles de compactación recomendados están definidos en forma más precisa y serán aun más necesarios para un sistema de drenaje de funcionamiento adecuado. Para diseños de tuberías desarrollados utilizando SIDD, el uso de material no aprobado de menor calidad o una compactación insuficiente en el campo puede rápidamente reducir el factor de seguridad a mucho menos de 1.0, ocasionando directamente problemas estructurales.

Los factores de seguridad recomendados por la CPPA y las suposiciones conservadoras para tubería de polietileno son tales que el resultado de un error del contratista, a no ser que sea severo, no significará la diferencia entre una instalación exitosa o no-exitosa. La tubería flexible experimenta una deflexión y esfuerzo de flexión adicionales cuando se compromete la integridad del relleno, pero generalmente no alcanzan niveles que inducirían a problemas estructurales. La mala alineación de las juntas resultante de relleno no apropiado no es generalmente un problema en lo que se refiere a tubería flexible. En realidad, las tuberías flexibles se prefieren en áreas con riesgo de terremotos, donde es de suma importancia que la tubería permanezca en funcionamiento aun bajo situaciones de relleno radicalmente confusas.

2.8.4 LIMITACIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS DE PROFUNDIDAD

El método de diseño de la CPPA permite determinar la respuesta de la tubería de polietileno a cualquier combinación de carga viva o muerta y a condiciones de relleno. Los que especifican están generalmente preocupados con las dos condiciones extremas de carga: profundidad mínima bajo áreas de tráfico y profundidad máxima.

La profundidad mínima para tubería de polietileno instalada en relleno de mínima calidad se muestra en la *Tabla 2.8.4.1*. Una envoltura de relleno de mejor calidad, obtenida mediante el uso de un material mejorado o de mayor compactación, no permite una reducción teórica en esta profundidad, pero en realidad la profundidad mínima para instalaciones terminadas no debe ser menor a 1' (0.3 m).

Tabla 2.8.4.1 Profundidad Mínima de relleno s/ diámetros de tuberías

Diámetro	Relleno
Interior	Mínimo Altura
Pulg. (mm)	pie (m)
4 (100)	1 (0.3)



6 (150)	1 (0.3)
8 (200)	1 (0.3)
10 (250)	1 (0.3)
12 (300)	1 (0.3)
15 (375)	1 (0.3)
18 (450)	1 (0.3)
21 (525)	1 (0.3)
24 (600)	1 (0.3)
30 (750)	1 (0.3)
36 (900)	1 (0.3)
42 (1050)	1 (0.3)
48 (1200)	1 (0.3)

Carga en base a Relleno Clase III Compactado 90% Densidad Estándar Proctor Norma ASHTO H-20.

Nota.- Los materiales Clase III son mezcla de grava, arena, sedimentos y arcilla con limitada cantidad de finos (refiérase también al folleto técnico Método de Diseño Estructural para Tubería Corrugada de Polietileno). Las profundidades mínimas aquí presentadas fueron calculadas en base a por lo menos 6' (0 15 m) de material de relleno estructural sobre la corona de la tubería con una capa adicional de suelos del lugar compactados para una profundidad total. En instalaciones poco profundas de tráfico, especialmente en lo que se refiere a pavimento, sería mejor utilizar un material compactado de buena calidad a fin de evitar el asentamiento de la superficie.

Las cargas durante la construcción son a veces de mucho mayor o menor peso que la carga del diseño. La profundidad sobre la tubería podría necesitar ser aumentada a fin de permitir equipo de mayor peso. Puede a menudo ser reducida durante la pavimentación si las cargas de equipo son relativamente livianas y bien distribuidas.

La profundidad máxima bajo tierra es primeramente una función de la calidad del relleno. Estructuras de relleno de mayor calidad, obtenidas ya sea mediante el uso de material de mayor tamaño y más angular o por niveles mayores de compactación, aumentan la profundidad bajo tierra máxima de la tubería. El método de diseño de la CPPA proporciona la manera de calcular la profundidad máxima para relleno específico; La Tabla 2.8.4.2 muestra alturas de profundidades permisibles para un rango de materiales comunes de relleno y niveles de compactación.

Tabla 2.8.4.2 Profundidades Permisibles para Materiales Comunes de Relleno

	Condición del Relleno		
	E' 1000 psi	E' 2000 psi	E' 3000 psi
	(6,900 kPa)	(13,800 kPa)	(20,700 kPa)

Diámetro Interior	Relleno Clase III	Relleno Clase II	Relleno Clase I
ID	90% Densidad	90% Densidad	
Pulg. (mm)	Estándar	Estándar	
	Proctor	Proctor	
4 (100)	26 (7.9)	66 (20.1)	118 (36.0)
6 (150)	28 (8.5)	60 (18.3)	108 (32.9)
8 (200)	26 (7.9)	47 (14.3)	83 (25.3)
10 (250)	20 (6.1)	58 (17.7)	105 (32.0)
12 (300)	25 (7.6)	68 (20.7)	116 (35.4)
15 (375)	29 (8.8)	58 (17.7)	101 (30.8)
18 (450)	25 (7.6)	69 (21.0)	120 (36.6)
21 (525)	29 (8.8)	56 (17.7)	97.8 (29.8)
24 (600)	24 (7.3)	67 (20.4)	116 (35.4)
30 (750)	28 (8.5)	65 (19.8)	116 (35.4)
36 (900)	25 (7.6)	59 (18.0)	108 (32.9)
42 (1050)	25 (7.6)	58 (17.7)	105 (32.0)
48 (1200)	28 (8.5)	65 (19.8)	120 (36.6)

Nota.- Ejemplos de materiales Clase I incluyen piedra machacada, grava o materiales similares. Materiales Clase II incluyen alguna arena gruesa con o sin finos. Materiales Clase III incluyen mezcla de grava/arena/sedimentos con una cantidad mínima de finos.

2.9 METODOS ALTERNATIVOS DE DISEÑO PARA TUBERÍA CORRUGADA DE POLIETILENO

El método de la CPPA es completo; evalúa las causas probables de fallas en la tubería y toma en consideración la naturaleza visco-elástica del material. Existen otros métodos de diseño en uso para tubería corrugada de polietileno. Estos métodos a menudo no aciertan a predecir la manera en que la tubería funcionará debido a que no toman en consideración el comportamiento visco-elástico, o debido a que no se efectúa un análisis profundo de la tubería.

La Asociación Americana de Carreteras Estatales y Funcionarios de Transporte (ASHTO), en la Sección 18 del Manual de Diseño de Puentes, establece un procedimiento para tubería corrugada de polietileno el cual resulta en profundidades máximas que son apenas una fracción de lo que la tubería puede aguantar en realidad. La teoría detrás del procedimiento está basada en el diseño de la tubería de metal. Deja por completo de lado la visco-elasticidad, y no considera en forma total los beneficios estructurales del material de relleno y utiliza una carga de prisma altamente conservadora.

Tabla 4.4.1: Factores de Conducción para Tubería Corrugada de Polietileno

Dia. (pul)	Area (pies2)	Coeficiente Manning							
		0.009	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016
3	0.05	1.30	1.10	1.00	1.00	0.90	0.80	0.80	0.70
4	0.09	2.70	2.50	2.20	2.10	1.90	1.80	1.60	1.50
6	0.20	8.10	7.30	6.60	6.10	5.60	5.20	4.90	4.60
8	0.35	17.50	15.70	14.30	13.10	12.10	11.20	10.50	9.80
10	0.55	31.60	28.50	25.90	23.70	21.90	20.30	19.00	17.80
12	0.79	51.50	46.30	42.10	38.60	35.60	33.10	30.90	28.90
15	1.23	93.30	84.00	76.30	70.00	64.60	60.00	56.00	52.50
18	1.77	151.70	136.60	124.10	113.80	105.00	97.50	91.00	85.30
21	2.41	228.90	206.00	187.30	171.60	158.40	147.10	137.30	128.70
24	3.14	326.80	294.10	267.30	245.10	226.20	210.10	196.10	183.80
27	3.98	447.30	402.60	366.00	335.50	309.70	287.60	268.40	251.60
30	4.91	592.50	533.20	484.70	444.30	410.20	380.90	355.50	333.30
33	5.94	763.90	687.50	625.00	572.90	528.90	491.10	458.30	429.70
36	7.07	963.40	867.10	788.20	722.60	667.00	619.30	578.00	541.90
42	9.62	1453.20	1307.90	1189.00	1089.90	1006.10	934.20	871.90	817.50
45	11.04	1746.80	1572.10	1429.20	1310.10	1209.30	1122.90	1048.10	982.60
48	12.57	2074.80	1867.40	1697.60	1556.10	1436.40	1333.80	1244.90	1167.10

Nota: Las columnas correspondientes a $n = 0.009, 0.010, 0.011, 0.012$ son representativas de la tubería de polietileno de interior liso

Diseño de Valores* Manning para Tubería Corrugada de Polietileno

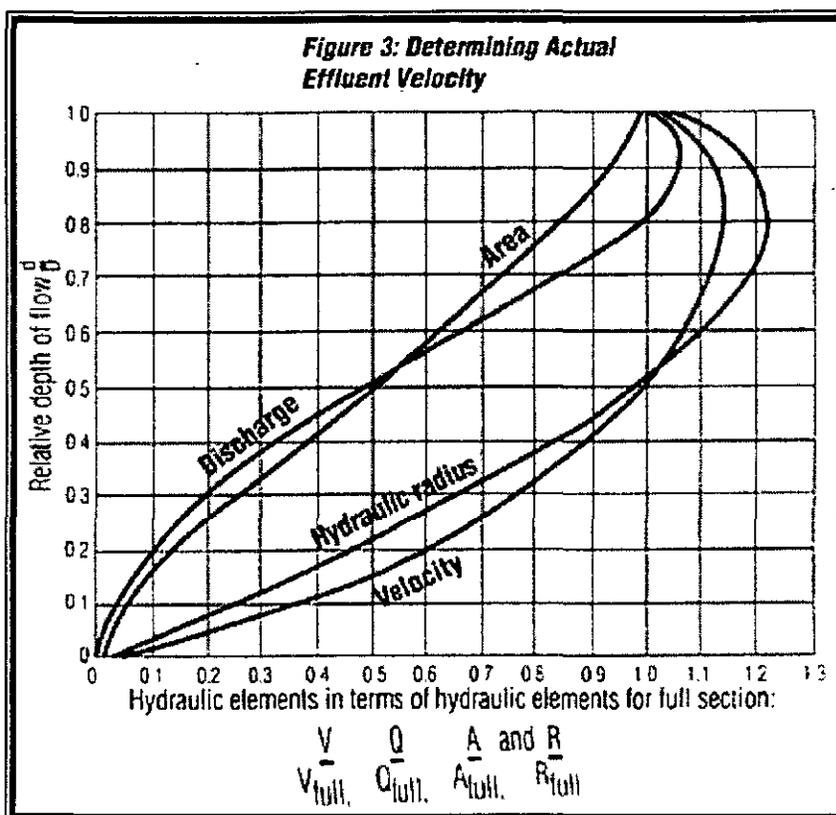
Producto Día. Manning "n"

*El coeficiente Manning para tubería de interior liso típico liso determinado en el Laboratorio de Investigación de Agua en la Universidad Estatal de Utah

4"-36" 0.010
42"-48" 0.012

Ecuaciones de Conducción: $k = Q/S^{1/2}$ o $Q = kS^{1/2}$

La determinación de la velocidad efluente se puede simplificar en gran manera mediante el uso de una Tabla, *Figura 3*, para flujos en tuberías parcialmente llenas. El uso apropiado de esta Tabla se demuestra en el *Ejemplo 2*.



El diseño de velocidad para aplicaciones de aguas colectores pluviales deberá ser de un mínimo de 3 fps (1m/s) o el valor calculado mediante las *Ecuaciones 5 o 5(a)* para unidades métricas.

3.11 CONSIDERACIONES SOBRE EL VALOR

Muchos factores influyen los costos del ciclo de vida de la tubería de alcantarillado sanitario y pluvial. Mientras los costos del material y de la instalación y los costos del equipo requerido son relativamente fáciles de determinar, factores tales como mantenimiento y la duración de los materiales dependerán en su totalidad del medio ambiente donde se construya el sistema.

La naturaleza inerte, no - adhesiva de la tubería de polietileno de alta densidad mejora aun más su excelente característica hidráulica, debido a que minimiza el desarrollo de sedimentos, incrustaciones y otros, el cual ocurre comúnmente en tuberías fabricadas con



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA- 118
**ANÁLISIS, DISEÑO Y
OPERACIÓN DE SISTEMAS DE
ALCANTARILLADO SANITARIO Y
PLUVIAL**

TEMA
GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO

**PROFESOR : ING. JORGE GRAJALES ESCARPULLI
PALACIO DE MINERÍA
MARZO DEL 2004**

1.3.3.4 Gasto máximo extraordinario

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos de la red y su valor se calcula multiplicando el gasto máximo instantáneo por el coeficiente de seguridad, es decir:

$$Q_{ME} = CS \cdot Q_{MI}$$

donde:

Q_{ME} = Gasto máximo extraordinario, en l/s

CS = Coeficiente de seguridad (sección 1.3.2.2)

Q_{MI} = Gasto máximo instantáneo, en l/s

1.3.4 Cálculo hidráulico

1.3.4.1 Fórmula para diseño

Se emplea la fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además, las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos (figura 1.8).

La expresión algebraica de la fórmula de Manning es:

$$V = \frac{1}{n} \cdot r^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

donde:

V = velocidad media del flujo, en m/s

n = coeficiente de rugosidad

r = radio hidráulico, en m

S = pendiente

1.3.4.2 Valor del coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad varía según la clase de material de las tuberías. Para el coeficiente "n" de Manning en tuberías se pueden tomar los valores indicados en la tabla 1.14.

Tabla 1.14 Coeficiente de rugosidad

MATERIAL	COEFICIENTE (n)
Asbesto - Cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto aspero	0.016
Concreto presforzado	0.012
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimiento	0.014
Acero soldado con revestimiento interior a base de epoxy	0.011
PVC (policloruro de vinilo)	0.009
Polietileno de alta densidad	0.009

En ocasiones se requiere conducir las aguas residuales a través de canales, los valores medios de "n" más utilizados se indican en la tabla 1.15.

Tabla 1.15 Coeficiente de rugosidad en canales

MATERIAL DE REVESTIMIENTO	COEFICIENTE (n)
Concreto con buen acabado	0.014
Concreto con acabado regular	0.016
Mampostería con mortero de cemento con buen acabado	0.020

1.3.5 Parámetros Hidráulicos Permisibles

1.3.5.1 Velocidades

- Velocidad máxima. La velocidad máxima permisible, para evitar erosión en las tuberías, está en función del tipo de material que se utilice y sus diferentes valores se presentan en la tabla 1.7 de la sección correspondiente a agua potable.

Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario, considerando el tirante que resulte (a tubo lleno o parcialmente lleno).

- Velocidad mínima. La velocidad mínima permisible es de 0.3 m/seg, considerando el gasto mínimo y su tirante correspondiente.

Adicionalmente debe asegurarse que dicho tirante tenga un valor mínimo de 1.0 cm en casos de fuertes pendientes y de 1.5 cm en casos normales.

Estas restricciones tienen por objeto evitar el depósito de sedimentos que provoquen azolves y taponamientos en el tubo.

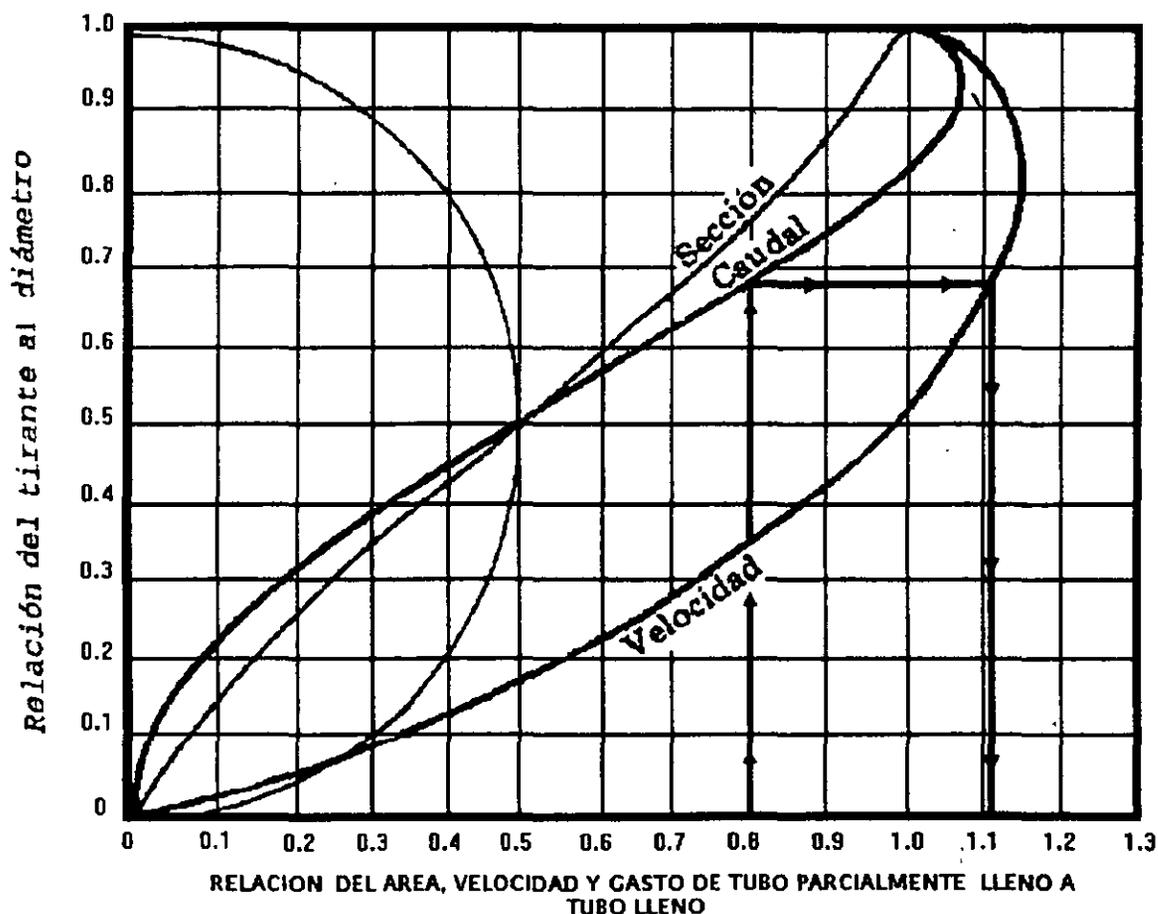


Figura 1.8 Elementos hidráulicos de la sección circular

1.3.5.2 Diámetros mínimo y máximo

Los diámetros mínimo y máximo en un alcantarillado sanitario, los fijan las consideraciones siguientes:

- Diámetro mínimo. La experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, ha demostrado que el diámetro mínimo en las tuberías es de 20 cm, para evitar frecuentes obstrucciones.
- Diámetro máximo. El diámetro máximo está en función de varios factores, entre los que destacan: las características topográficas y de los suelos de cada localidad en particular, el gasto máximo extraordinario de diseño, el tipo de material de la tubería y los diámetros comerciales disponibles en el mercado.

Para el caso de grandes diámetros se debe realizar un estudio técnico-económico para definir la conveniencia de utilizar tuberías paralelas (madrinas) de menor diámetro.

- En cualquier caso, la selección del diámetro depende de las velocidades permisibles, aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre (gravedad).

1.3.5.3 Pendientes

La pendiente de cada tramo de tubería debe ser tan semejante a la del terreno como sea posible, con objeto de tener excavaciones mínimas. Los valores de las pendientes máxima y mínima para cada caso, se obtienen a partir de las restricciones de velocidad marcadas en la sección 1.3.5.1.

En casos especiales de fuertes pendientes es conveniente que en el diseño se consideren tuberías que permitan velocidades altas, y dependiendo del caso hacer estudio técnico-económico para determinar el empleo de pendientes mayores, de tal forma que se pueda tener solo en casos extraordinarios y tramos cortos velocidades de hasta 8 m/s.

El objeto de establecer límites para la pendiente es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la construcción de estructuras de caída que además de encarecer las obras, propician la producción del gas hidrógeno sulfurado, que es muy tóxico y aumenta los malos olores de las aguas negras.

1.3.6 Zanja para la instalación de tuberías

1.3.6.1 Ancho de zanja

El ancho de zanjas para la instalación de tuberías se presenta en la sección 1.1.3.1

1.3.6.2 Profundidad de zanja

La profundidad de instalación de los conductos queda definida por:

- La topografía
- El trazo
- Los colchones mínimos
- Las velocidades máxima y mínima
- Las pendientes del proyecto
- La existencia de conductos de otros servicios
- Las descargas domiciliarias
- La economía de las excavaciones
- La resistencia de las tuberías a cargas externas
- La elevación de la descarga

Cuando se presente un cruce del alcantarillado sanitario con una tubería que conduce agua potable, la tubería del alcantarillado debe ir a mayor profundidad que la de agua potable.

Las profundidades a las cuales se instalen las tuberías deben estar comprendidas dentro del ámbito de la mínima y la máxima indicadas a continuación:

- Profundidad mínima. La profundidad mínima la determinan el colchón mínimo necesario para la debida protección de la tubería y la seguridad de permitir que se conecten los albañales domiciliarios. Por lo que se debe tener muy en cuenta la infraestructura existente.

El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto, ocasionadas por cargas vivas, está en función del diámetro de la tubería por instalar, como se muestra en la tabla 1.16.

Tabla 1.16 Colchón mínimo

DIÁMETRO DEL TUBO	COLCHÓN MÍNIMO
Hasta 45 cm	0.9 m
Mayores de 45 cm y hasta 122 cm	1.0 m
Mayores de 122 cm y hasta 183 cm	1.3 m
Mayores de 183 cm	1.5 m

Los colchones mínimos indicados anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación de cada caso. Los principales factores que intervienen para modificar el colchón son: el tipo de tubería a utilizar (polietileno de alta densidad, acero, concreto, etc.), el tipo de terreno en la zona (roca, etc.) y las cargas vivas que se puedan presentar.

Para permitir la correcta conexión de los albañales se acepta que el albañal tenga como mínimo una pendiente de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio tenga una profundidad mínima de 60 cm.

- Profundidad máxima. La profundidad máxima se debe determinar mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal con sus albañales correspondientes, y el de atarjea o atarjeas laterales (madrinas), incluyendo los albañales respectivos; no obstante, la experiencia ha demostrado que entre 3 y 4 m de profundidad el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas y que a profundidades mayores, resulta más económico el empleo de atarjeas laterales.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA- 118
ANÁLISIS, DISEÑO Y
OPERACIÓN DE SISTEMAS DE
ALCANTARILLADO SANITARIO Y
PLUVIAL

TEMA
ALCANTARILLADO SANITARIO

PROFESOR : ING. JORGE GRAJALES ESCARPULLI
PALACIO DE MINERÍA
MARZO DEL 2004

ALCANTARILLADO SANITARIO

6

Septiembre 1994

ÍNDICE

	Página
INTRODUCCIÓN.....	1
6.1 RED DE ATARJEAS.....	3
6.1.1 Definiciones.....	4
6.1.2 Modelos de configuración de atarjeas.....	4
6.1.2.1 Trazo en bayoneta.....	4
6.1.2.2 Trazo en peine.....	5
6.1.2.3 Trazo combinado.....	6
6.1.3 Factores que intervienen en el diseño de la red.....	6
6.1.3.1 Topografía.....	6
6.1.3.2. Cálculo de gastos.....	8
6.1.4 Diseño hidráulico.....	9
6.2 COLECTORES, INTERCEPTORES Y EMISORES.....	15
6.2.1 Definiciones.....	15
6.2.2 Modelos de configuración para colectores, interceptores y emisores.....	15
6.2.2.1 Modelo perpendicular.....	16
6.2.2.2 Modelo radial.....	16
6.2.2.3 Modelo de interceptores.....	16
6.2.2.4 Modelo de abanico.....	16
6.2.3 Factores que intervienen en el diseño.....	17
6.2.3.1 Topografía.....	17
6.2.3.2 Cálculo de gastos.....	17
6.2.4 Diseño hidráulico.....	19
6.2.4.1 Colectores e interceptores.....	20
6.2.4.2 Emisores.....	20

6.3 ESTRUCTURA DE DESCARGA.....	23
6.3.1 Definiciones.....	23
6.3.2 Aspectos por considerar en el proyecto	23
6.3.3 Sitios de Vertido	24
6.3.3.1 Vertido en corrientes superficiales.....	24
6.3.3.2 Vertido en Terrenos.....	26
6.3.3.3 Vertido en el mar	26
6.3.3.4 Vertido en lagos y lagunas.....	28
6.3.3.5 Recarga de aguas subterráneas por medio de pozos de absorción.....	28
6.4 OBRAS ACCESORIAS.....	28
6.4.1 Descargas domiciliarias	29
6.4.2 Pozos de visita	29
6.4.2.1 Pozos comunes y especiales.....	29
6.4.2.2 Pozos caja.....	30
6.4.2.3 Cambios de dirección.....	30
6.4.2.4 Conexiones.....	31
6.4.2.5 Separación máxima entre los pozos de visita	32
6.4.2.6 Estructuras de caída.....	32
6.4.2.7 Materiales usados en los pozos de visita	34
6.4.3 Sifones invertidos.....	35
6.4.4 Cruces elevados.....	36
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	38

INTRODUCCIÓN

En el desarrollo de las localidades urbanas, sus servicios en general se inician con un precario abastecimiento de agua potable y van satisfaciendo sus necesidades con base en obras escalonadas en bien de su economía. Como consecuencia se presenta el problema del desalojo de las aguas servidas o aguas residuales. Se requiere así la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario para eliminar las aguas negras que produce una población, incluyendo al comercio y a la industria.

Un sistema de alcantarillado está integrado por todos o algunos de los siguientes elementos: atarjeas, colectores, interceptores, emisores, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, descarga final y obras accesorias. El destino final de las aguas servidas podrá ser desde un cuerpo receptor hasta el reuso dependiendo del tratamiento que se realice y de las condiciones particulares de la zona de estudio.

Los desechos líquidos de un núcleo urbano, están constituidos, fundamentalmente, por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades de una población. Estos desechos líquidos, se componen esencialmente de agua, más sólidos orgánicos disueltos y en suspensión.

Existe la norma oficial mexicana NOM-CCA-031-ECOL/93, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y del tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal; sin embargo la industria, el comercio y el usuario en general, no siempre cumplen con dicha norma, vertiendo sustancias que son peligrosas en un alcantarillado, por lo que se debe tener especial cuidado en eliminar este tipo de sustancias.

El encauzamiento de aguas residuales evidencia la importancia de aplicar lineamientos técnicos, que permitan elaborar proyectos de alcantarillado económicos, eficientes y seguros, considerando que deben ser autolimpiantes, autoventilantes e hidráulicamente herméticos.

Los lineamientos que aquí se presentan, son producto de la recopilación de publicaciones técnicas elaboradas y aplicadas en el país, por las distintas dependencias relacionadas con la normatividad del sector. Este capítulo está vinculado estrechamente con los relativos a Datos Básicos, Topografía, Agua Potable, Geotecnia, Estructuras y Electromecánica.

Como en todo proyecto de ingeniería, para el sistema de alcantarillado, se deben plantear las alternativas necesarias, definiendo a nivel de esquema las obras principales que requieran cada una de ellas. Se deben considerar los aspectos constructivos y los costos de inversión para cada una de las alternativas. Se selecciona la alternativa que asegure el funcionamiento adecuado con el mínimo costo.

El período de diseño para un sistema de alcantarillado sanitario debe definirse de acuerdo a los lineamientos establecidos en el capítulo 1. Datos Básicos.

En el dimensionamiento de los diferentes componentes de un sistema de alcantarillado, se debe analizar la conveniencia de programar las obras por etapas, existiendo congruencia entre los elementos que lo integran y entre las etapas que se propongan para este sistema, considerando el de agua potable.

El diseño hidráulico debe realizarse para la condición de proyecto, pero siempre considerando las diferentes etapas de construcción que se tengan definidas.

Los equipos en las estaciones de bombeo (cuando se requieran) y en la planta de tratamiento, deben obedecer a un diseño modular, que permita su construcción por etapas y puedan operar en las mejores condiciones de flexibilidad, de acuerdo con los gastos determinados a través del período de diseño establecido para el proyecto.

En el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario se debe conocer la infraestructura existente en la localidad y asegurar que, en los cruces con la red de agua potable, la tubería del alcantarillado siempre se localice por debajo.

La mayoría de los alcantarillados en localidades medianas y grandes se han diseñado y construido para funcionar en forma combinada, considerando las aportaciones pluviales. A través del tiempo se ha observado que esta práctica genera problemas de contaminación y de operación de los sistemas, por la incapacidad de tratamiento a la totalidad de las aguas captadas. Aprovechando esta experiencia, en general, los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial deben de diseñarse en forma separada.

6.1 RED DE ATARJEAS

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las descargas de aguas negras domésticas, comerciales e industriales, para conducir los caudales acumulados hacia los colectores o emisores.

La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que circulan las aguas negras. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales. De esta manera se obtienen las mayores secciones en los tramos finales de la red y no es admisible diseñar reducciones en los diámetros en el sentido del flujo.

La red se inicia con la descarga domiciliar o albañal, a partir del paramento exterior de las edificaciones. El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm, siendo éste el mínimo aceptable. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética.

A continuación se tienen las atarjeas, localizadas generalmente al centro de las calles, las cuales van recogiendo las aportaciones de los albañales. El diámetro mínimo que se utiliza en la red de atarjeas es de 20 cm y su diseño, en general, debe seguir la pendiente natural del terreno, siempre y cuando cumpla con los límites máximos y mínimos de velocidad y la condición mínima de tirante, los cuales se definen en el capítulo 1. Datos Básicos.

La estructura típica de liga entre dos tramos de la red es el pozo de visita, que permite el acceso del exterior para su inspección y maniobras de limpieza. Las uniones de la red de atarjeas con los pozos de visita deben ser herméticas.

Los pozos de visita deben localizarse en todos los cruceros, cambios de dirección, pendiente y diámetro y para dividir tramos que exceden la máxima longitud recomendada para las maniobras de limpieza y ventilación. En la sección 6.4.2 se especifica la separación máxima entre pozos de visita.

Con objeto de aprovechar al máximo la capacidad de los tubos, en el diseño de las atarjeas se debe dimensionar cada tramo con el diámetro mínimo, que cumpla las condiciones hidráulicas definidas por el proyecto, además de las indicadas en el capítulo 1. Datos Básicos.

Para realizar un análisis adecuado de la red de atarjeas, se requiere considerar, en forma simultánea, las posibles alternativas de trazo y funcionamiento de colectores, emisores y descarga final, como se describe en las secciones correspondientes.

6.1.1 Definiciones

Albañal o descarga domiciliaria. Instalación que conecta la salida sanitaria de una edificación a la red de atarjeas.

Red de atarjeas. Tuberías que recogen el agua residual de los albañales y la conducen a los colectores o emisores.

Cabeza de atarjea. Extremo inicial de una atarjea.

6.1.2 Modelos de configuración de atarjeas

El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle. Los trazos más usuales se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

6.1.2.1 Trazo en bayoneta

Se denomina así al trazo que iniciando en una cabeza de atarjea tiene un desarrollo en zigzag o en escalera (figura 6.1.a).

Las ventajas de utilizar este tipo de trazo son reducir el número de cabezas de atarjeas y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, incrementando el número de descargas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar adecuadamente la capacidad de cada uno de los conductos. Sin embargo, la dificultad que existe en su utilización es que el trazo requiere de terrenos con pendientes bajas más o menos estables y definidas.

6.1.2.2 Trazo en peine

Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas (figura 6.1.b).

Algunas ventajas y desventajas que se obtienen con este tipo de trazo son las siguientes:

- Ventajas:
 - Se garantizan aportaciones rápidas y directas de las cabezas de atarjeas a la tubería común de cada peine, y de éstas a los colectores, propiciando que se presente rápidamente un régimen hidráulico establecido.
 - Se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las cabezas de atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es muy irregular.
- Desventajas:
 - Debido al corto desarrollo que generalmente tienen las atarjeas iniciales antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquéllas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.
 - En muchas ocasiones, como las atarjeas iniciales van poco profundas, a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular común, de diámetro mayor, se requiere de gran cantidad de pozos con caída adosada para cada una de estas atarjeas, lo cual eleva el costo de la construcción.

6.1.2.3 Trazo combinado

Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos de la zona (figura 6.1.c).

Aunque cada tipo de trazo tiene ventajas y desventajas particulares respecto a su uso, el modelo de bayoneta tiene cierta ventaja sobre otros modelos, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo, este no es el único punto que se considera en la elección del tipo de trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

6.1.3 Factores que intervienen en el diseño de la red

6.1.3.1 Topografía

La circulación del agua en las tuberías debe tender a ser por gravedad, dependiendo del diseño de la red, de la correcta ubicación de colectores y emisores, y de las pendientes que puedan obtenerse de acuerdo con la topografía de la localidad.

Para lo anterior es necesario basarse en un plano topográfico actualizado, dibujado a escala 1:1 000 ó 1:2 000 con información producto de nivelación directa, ya sea curvas de nivel equidistantes a cada metro, o elevaciones en cruceros y puntos notables.

Se requiere también de un plano predial o de uso del suelo, en el que se localicen las zonas de jardines, espacios abiertos, lugares notables y las distintas zonas urbanas, comerciales e industriales con sus densidades de población y de ocupación actuales. Plano de pavimentos y banquetas, anotando su tipo y estado de conservación, además de indicar la profundidad del nivel freático, la clasificación del terreno en porcentajes del tipo de material y, en su caso, localización de los sondeos efectuados.

Si el proyecto por desarrollar se refiere a ampliaciones, o rehabilitación de una red existente, debe contarse con un plano de la red, que indique la longitud de los tramos, elevaciones del terreno y plantillas en los pozos de visita, de los tubos de entrada y salida y puntos notables; tipo, secciones de los conductos y estado de conservación; sus accesorios, la descarga actual y uso de las aguas negras.

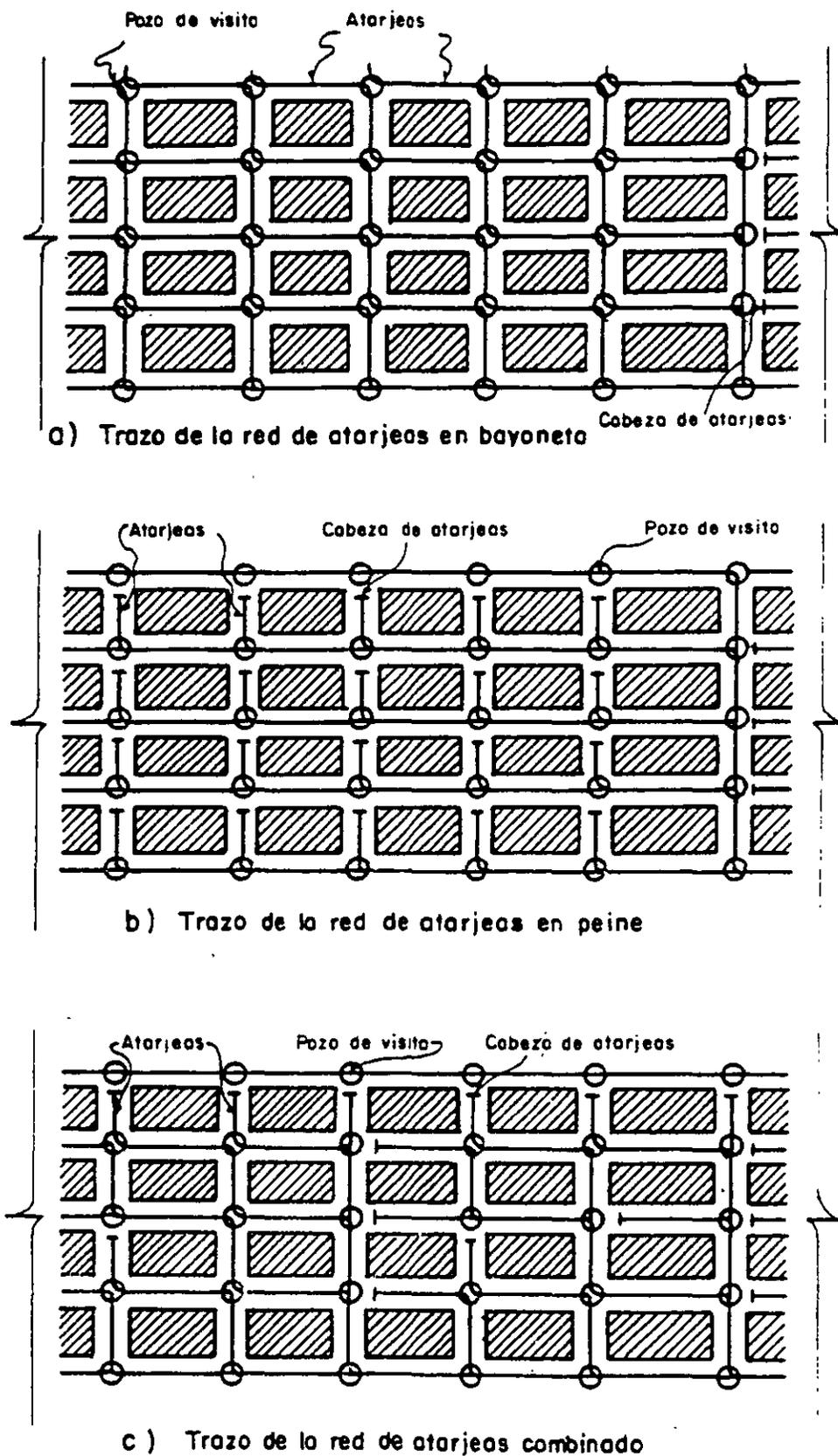


Figura 6.1 Modelos de configuración de atarjeos

Se deben obtener datos de las áreas con servicio actual de agua potable y de las futuras ampliaciones, con sus programas de construcción; así como las densidades de población y dotaciones para cada una de las etapas de proyecto que se tengan consideradas.

6.1.3.2. Cálculo de gastos

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son: Gasto medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero (capítulo 1. Datos Básicos).

La cuantificación del gasto medio de aguas negras en un tramo de la red, se hace en función de la población y de la aportación de aguas negras. Esta aportación equivale a un porcentaje de la dotación de agua potable, el cual se obtiene a partir de mediciones en la localidad correspondiente, sin embargo cuando no se cuenta con esta información se puede utilizar el 75%. En el cálculo de la aportación se debe considerar la dotación de agua potable en función de los diferentes usos del suelo, sean comercial, industrial y domésticos popular, medio y residencial.

El gasto mínimo generalmente se considera como la mitad del gasto medio; sin embargo, para los tramos iniciales de la red y cuando se tengan pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras, la descarga de uno o varios excusados tal como se indica en el capítulo 1. Datos Básicos. Lo anterior asegura cumplir con la velocidad mínima para pendientes muy pequeñas y con el tirante mínimo para pendientes muy grandes, considerando el menor gasto probable de descarga.

Con este gasto mínimo, se revisa que la velocidad de flujo en un tramo de tubería sea mayor o igual a la mínima permisible.

El gasto máximo instantáneo resulta de la multiplicación del gasto medio por el coeficiente de variación de Harmon, que está en función de la población acumulada para el tramo considerado.

El gasto máximo extraordinario se obtiene afectando al gasto máximo instantáneo por un coeficiente de seguridad, que puede ser igual a 1.5 en el caso de rehabilitaciones a una red existente; o igual a 1.0 para nuevos asentamientos, siempre y cuando se garantice que las aportaciones pluviales de los lotes urbanizados no se conecten a los albañales o a las atarjeas del alcantarillado sanitario.

Con el gasto máximo extraordinario, se realiza el diseño hidráulico de cada tramo de la red de atarjeas y se revisa que la velocidad de flujo sea menor o igual a la máxima permisible.

El cálculo de estos gastos se presenta en el capítulo 1. Datos Básicos.

6.1.4 Diseño hidráulico

Con los datos topográficos y el plano predial o de uso del suelo, se procede a definir las áreas de la población que requieren proyecto y las etapas de construcción, inmediata y futura, basándose en el proyecto de distribución de agua potable y los requerimientos propios del proyecto de la red de alcantarillado sanitario.

Se hace una revisión detallada de la red existente, de la cual se eligen las tuberías aprovechables por su buen estado de conservación y reunir los requisitos de capacidad necesaria, las que se toman en cuenta como parte del proyecto, modificando o reforzando los tramos que lo requieran.

El primer paso del proyecto consiste en efectuar el trazo de la red de atarjeas, en combinación con los trazos definidos para los colectores y emisores (sección 6.2). Se deben analizar las alternativas de trazo y combinaciones que sean necesarias, de acuerdo a las condiciones particulares de la zona que se estudie, con objeto de asegurar la selección de la mejor combinación técnica y económica.

Los pasos subsecuentes del proyecto son el cálculo de la pendiente y elevaciones de plantilla para todos y cada uno de los tramos de tubería, la selección del tipo de tubería por utilizar (en función del análisis técnico-económico que plantee la solución de mínimo costo), y el cálculo de los diámetros.

Las profundidades de instalación de las atarjeas quedan definidas por:

- La topografía
- El trazo
- Los colchones mínimos
- Las velocidades máxima y mínima
- Las pendientes del proyecto
- La existencia de conductos de otros servicios
- Las descargas domiciliarias
- La economía de las excavaciones
- La resistencia de las tuberías a cargas exteriores

La profundidad mínima la determinan el colchón mínimo necesario para la debida protección de la tubería y la seguridad de permitir que se conecten los albañales domiciliarios. Por lo que se debe tener muy en cuenta la infraestructura existente.

El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas, es de:

- 0.9 m para tuberías con diámetro de hasta 45 cm
- 1.0 m para tuberías mayores de 45 cm y hasta 122 cm de diámetro
- 1.3 m para tuberías mayores de 122 cm y hasta 183 cm de diámetro
- 1.5 m para tuberías mayores de 183 cm de diámetro.

Para permitir la correcta conexión de los albañales se acepta que el albañal tenga como mínimo una pendiente de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio tenga una profundidad mínima de 60 cm.

La profundidad máxima se debe determinar mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal con sus albañales correspondientes, y el de atarjea o atarjeas laterales (madrinas), incluyendo los albañales respectivos; no obstante, la experiencia ha demostrado que entre 3 y 4 m de profundidad el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas y que a profundidades mayores, resulta más económico el empleo de atarjeas laterales o madrinan.

El diseño hidráulico de una red de atarjeas se realiza tramo por tramo, iniciando en las cabezas de atarjeas y finalizando en la entrega a los colectores o emisores.

Para el diseño de un tramo de la red, se deben ejecutar los siguientes pasos (figura 6.2).

- Delimitar la zona de influencia del tramo que se calcula.
- Obtener el área total de la zona, dividida en los diferentes usos del suelo que se presenten. En general los usos del suelo se dividen en comercial, industrial y doméstico; este último también se diferencia en popular, medio y residencial.

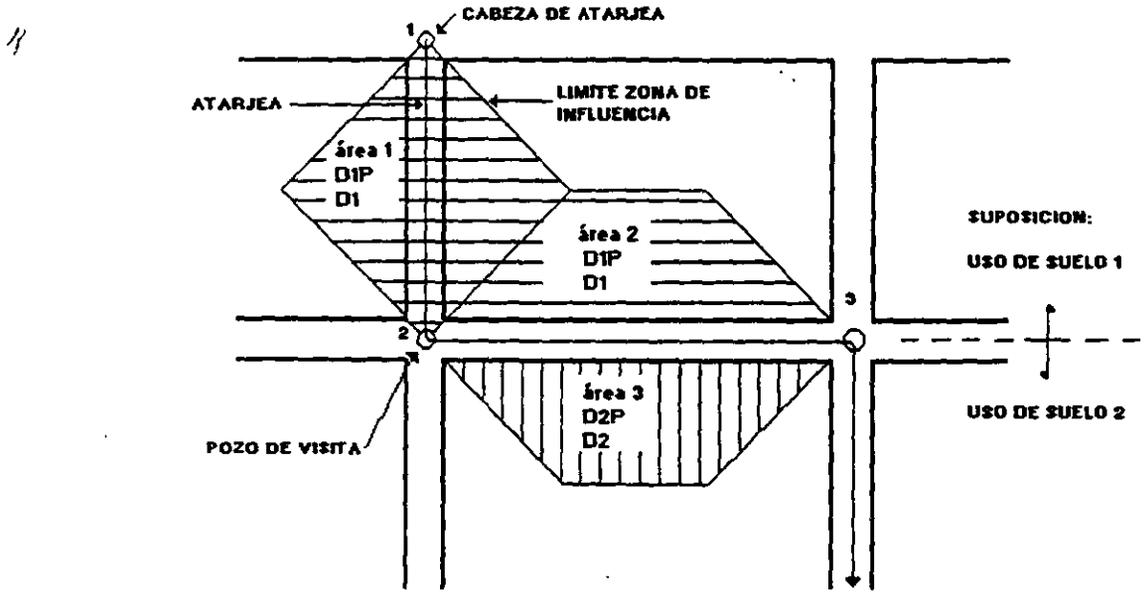
- Para cada uno de los usos del suelo se obtiene la densidad de proyecto y la dotación de agua potable. Estos datos se pueden obtener del proyecto de agua potable (en caso de que exista) o del estudio de factibilidad correspondiente.
- Para cada uso del suelo se calcula su población con el área y la densidad de población correspondiente. Se suman todas las poblaciones calculadas para dicho tramo y se hace un acumulado con los resultados de el o los tramos anteriores.
- Con la población del tramo que se estudia (sin acumular), se calcula el gasto medio de dicho tramo y se acumula a los gastos medios de los tramos anteriores.
- Con los gastos medios acumulados se calcula el gasto mínimo, el cual se utiliza en la revisión de la velocidad mínima en el tramo.
- Con la población acumulada se calcula el coeficiente M de variación o de Harmon y con los gastos medios acumulados se calculan los gastos máximos instantáneo y extraordinario del tramo.

Es conveniente calcular en forma aproximada las pendientes gobernadoras entre determinados puntos críticos motivados por condiciones topográficas, cruces con accidentes naturales, cruces con obras de otros servicios y probables conexiones con tuberías existentes, entre otros.

El cálculo de las pendientes y elevaciones de plantilla que se lleva a cabo tramo por tramo, depende del debido aprovechamiento de los desniveles topográficos y, de ser posible, conseguir que las pendientes de la tubería sean semejantes a las del terreno.

La elección de la pendiente se hace en forma tal que la tubería satisfaga, con el menor diámetro, la capacidad de conducción requerida sin exceder los límites de profundidad mínima, pendientes y velocidades máxima y mínima. (capítulo 1. Datos Básicos).

Debe seleccionarse el diámetro de las tuberías de manera que su capacidad sea tal, que a gasto máximo extraordinario, el agua escurra sin presión a tubo lleno y con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión, debiendo como mínimo alcanzar ese tirante el valor de 1.0 cm en casos de fuertes pendientes y en casos normales el de 1.5 cm.



área1 = zona de influencia del tramo 1-2, suponiendo un uso del suelo 1
 área2 = zona de influencia parcial del tramo 2-3, suponiendo un uso del suelo 1
 área3 = zona de influencia parcial del tramo 2-3, suponiendo un uso del suelo 2

D1P = densidad de población del uso del suelo 1
 D2P = densidad de población del uso del suelo 2

D1 = dotación de agua potable, correspondiente al uso del suelo 1
 D2 = dotación de agua potable, correspondiente al uso del suelo 2

$P(1-2) = \text{área1} \cdot D1P$ población del tramo 1-2
 $P(2-3) = (\text{área2} \cdot D1P) + (\text{área3} \cdot D2P)$ población del tramo 2-3

$P(\text{acum } 2-3) = P(1-2) + P(2-3)$ población acumulada del tramo 2-3

$A1 = 0.75 \cdot D1$ aportación correspondiente al uso del suelo 1
 $A2 = 0.75 \cdot D2$ aportación correspondiente al uso del suelo 2

$$Q_{\text{med}}(1-2) = \frac{A1 \cdot (\text{área1} \cdot D1P)}{86,400} \quad M(1-2) = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P(1-2)}}$$

$$Q_{\text{med}}(2-3) = \frac{[A1 \cdot (\text{área2} \cdot D1P)] + [A2 \cdot (\text{área3} \cdot D2P)]}{86,400}$$

$$Q_{\text{med}}(\text{acum } 2-3) = Q_{\text{med}}(1-2) + Q_{\text{med}}(2-3) \quad M(2-3) = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P(\text{acum } 2-3)}}$$

Figura 6.2 Diseño hidráulico de atarjeas

CNA

Se emplea la fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además, las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos (figura 6.3).

La expresión algebraica de la fórmula de Manning es:

$$V = \frac{1}{n} \cdot r^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

donde:

V = velocidad media del flujo, en m/s

n = coeficiente de rugosidad

r = radio hidráulico, en m

S = pendiente de fricción (pérdida de carga unitaria, en m/m)

Para un tramo dado, se calculan los gastos de aguas negras medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario, como ya se mencionó.

Considerando la topografía, la infraestructura existente y las características particulares de cada tramo, se propone una pendiente para la tubería.

Con el valor del gasto máximo extraordinario de cada tramo y su pendiente, se propone un diámetro el cual no debe ser menor al del tramo anterior.

Aplicando la fórmula de Manning se obtiene la velocidad a tubo lleno y con ésta, el gasto a tubo lleno. Si este gasto es menor al gasto máximo extraordinario se propone un diámetro mayor, si es igual o mayor, se continúa el cálculo.

Se obtienen los tirantes y las velocidades reales de flujo en el tramo utilizando la gráfica para tubos parcialmente llenos (figura 6.3). La velocidad máxima de flujo corresponde al gasto máximo extraordinario, la mínima de flujo corresponde al gasto mínimo; se comparan estos tirantes y velocidades con los límites permitidos, si cumplen con ellos, el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados y el cálculo se continúa con el siguiente tramo.

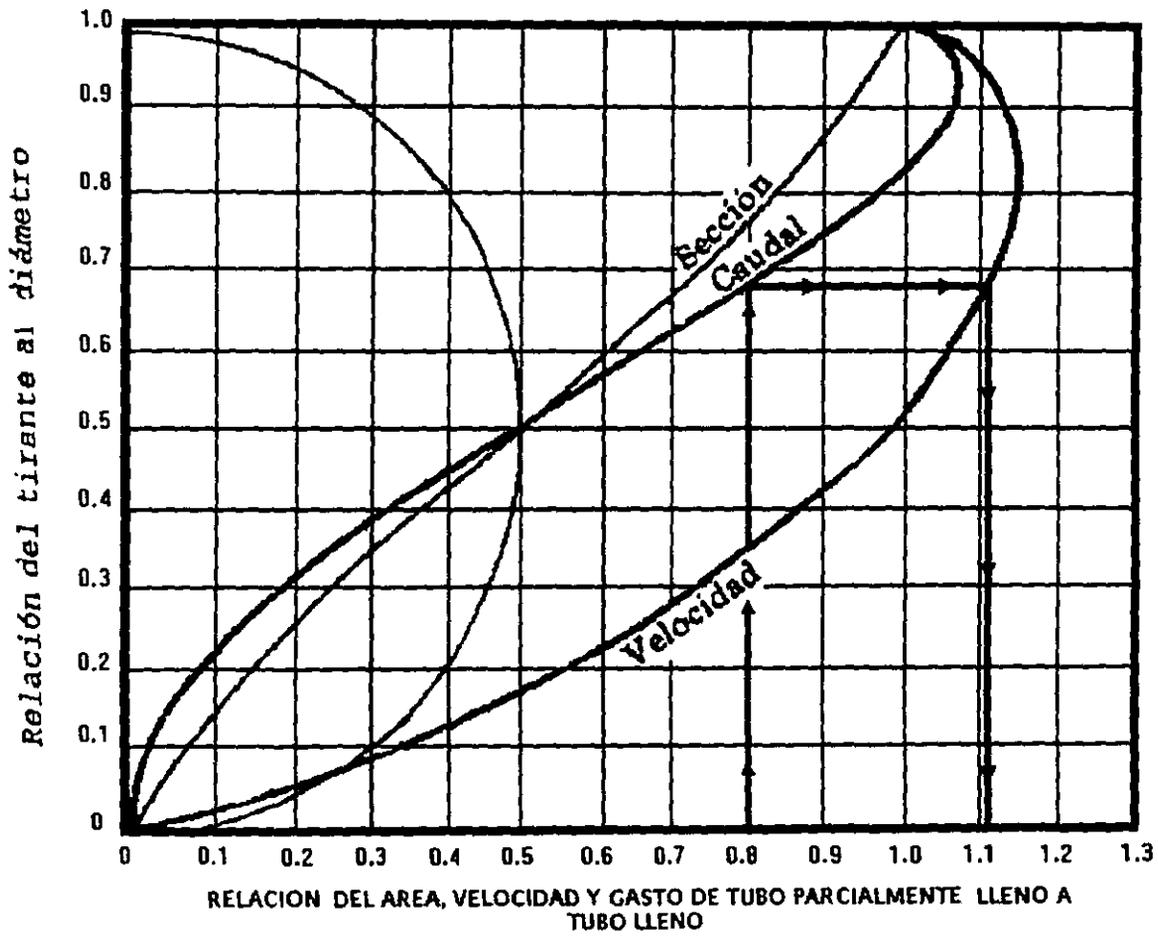


Figura 6.3 Elementos hidráulicos de la sección circular

6.2 COLECTORES, INTERCEPTORES Y EMISORES

Por razones de economía, los colectores, interceptores y emisores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural.

El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en condiciones muy particulares donde se requiere el bombeo para:

- Elevar las aguas negras de un conducto profundo a otro más superficial, cuando constructivamente no es económico continuar con las profundidades resultantes.
- Pasar las aguas negras de una zona de drenaje a otra.
- Entregar las aguas negras a una planta de tratamiento o a una estructura de descarga, por condiciones que así lo requieran.

6.2.1 Definiciones

Colector.- Es la tubería que recoge las aguas negras de las atarjeas. Puede terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. No es admisible conectar los albañales directamente a un colector; en estos casos el diseño debe prever atarjeas paralelas a los colectores.

Interceptor.- Es la tubería que recibe exclusivamente las aguas negras de los colectores y termina en un emisor o en la planta de tratamiento.

Emisor.- Es el conducto que recibe las aguas de un colector o de un interceptor. No recibe ninguna aportación adicional en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la planta de tratamiento. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

6.2.2 Modelos de configuración para colectores, interceptores y emisores

Para recolectar las aguas residuales de una localidad, se debe seguir un modelo de configuración para el trazo de las principales tuberías lo cual fundamentalmente depende de:

- La topografía dominante
- El trazo de las calles

- El o los sitios de vertido
- La disponibilidad de terreno para ubicar la planta o plantas de tratamiento.

En todos los casos deben de realizarse los análisis de alternativas que se requieran, tanto para definir los sitios y números de bombeos a proyectar, como el número de plantas de tratamiento y sitios de vertido, con objeto de asegurar el proyecto de la alternativa técnico-económica más adecuada.

Los patrones más usuales se pueden agrupar en la siguiente clasificación:

6.2.2.1 Modelo perpendicular

En el caso de una comunidad a lo largo de una corriente, con el terreno inclinándose suavemente hacia ésta, la mejor forma de coleccionar las aguas residuales se logra colocando tuberías perpendiculares a la corriente (figura 6.4.a).

Adicionalmente debe analizarse la conveniencia de conectar los colectores, con un interceptor paralelo a la corriente, para tener el menor número de descargas.

6.2.2.2 Modelo radial

En este modelo las aguas residuales fluyen hacia afuera de la localidad, en forma radial a través de colectores (figura 6.4.b).

6.2.2.3 Modelo de interceptores

Este tipo de modelo se emplea para recolectar aguas residuales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas, sin grandes desniveles y cuyas tuberías principales (colectores) se conectan a una tubería mayor (interceptor) que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta la planta de tratamiento (figura 6.4.c).

6.2.2.4 Modelo de abanico

Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se pueden utilizar las líneas convergentes hacia una tubería principal (colector) localizada en el interior de la localidad, originando una sola tubería de descarga (figura 6.4.d).

6.2.3 Factores que intervienen en el diseño

6.2.3.1 Topografía

La circulación del agua en las tuberías debe tender a ser por gravedad, dependiendo de la correcta ubicación de colectores, interceptores y emisores, y de las pendientes que puedan obtenerse de acuerdo con la topografía de la zona.

Para lo anterior es necesario basarse en un plano topográfico actualizado, dibujado a escala 1:2 000 con información producto de nivelación directa, ya sea curvas de nivel equidistantes a cada metro, o elevaciones en cruces y puntos notables.

Se requiere también de un plano de pavimentos y banquetas, anotando su calidad y estado de conservación, además de indicar la profundidad del nivel freático, la clasificación del terreno en porcentajes del tipo de material y, en su caso, localización de los sondeos efectuados.

Si el proyecto por desarrollar se refiere a ampliaciones, o rehabilitación de la tubería principal (colectores, interceptores y emisores), debe contarse con un plano que indique la longitud de los tramos, elevaciones del terreno y plantillas en los pozos de visita y puntos notables; tipo, secciones de los conductos y estado de conservación; sus accesorios, la descarga actual, y uso de las aguas negras.

Se deben obtener datos de las áreas servidas actuales, de proyecto inmediatas y futuras, determinadas por el desarrollo de la población.

6.2.3.2 Cálculo de gastos

Para los colectores e interceptores, los gastos de diseño se calculan como se indica en la sección 6.1.3.2.

Para un emisor el gasto de diseño es igual al caudal de agua captado por la red de atarjeas que aporte a dicho emisor, y lo recibe a través de colectores o interceptores.

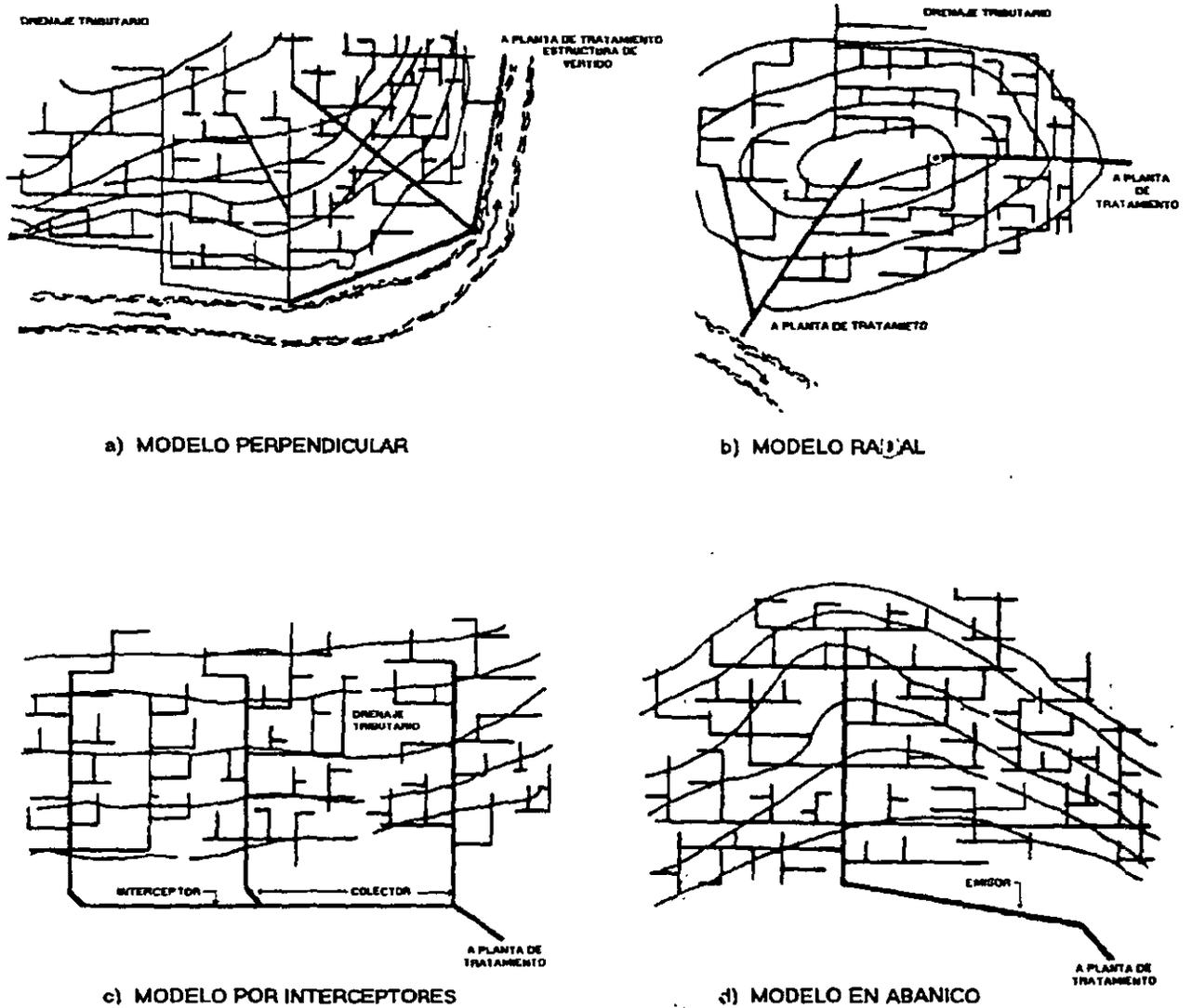


Figura 6.4 Modelos de configuración de colectores, interceptores y emisores

6.2.4 Diseño hidráulico

Basándose en información topográfica, deben definirse las mejores rutas del trazo de los colectores, interceptores y emisores; considerando la conveniencia técnico-económica de contar con uno o varios sitios de descarga, con sus correspondientes plantas de tratamiento.

El primer paso del proyecto consiste en efectuar el trazo de emisores, interceptores y colectores, del que conviene hacer alternativas y elegir la más económica dentro de un óptimo funcionamiento.

En los casos en que se cuente con tubería existente, se hace una revisión detallada eligiendo los tramos aprovechables por su buen estado de conservación y por reunir los requisitos de capacidad necesaria, los que se toman en cuenta en el proyecto total como parte de él, modificando o reforzando la tubería que lo requiera.

Los resultados anteriores se utilizan para analizar la red de atarjeas y en caso necesario se modifica o adiciona otra alternativa hasta que el conjunto red de atarjeas-colectores, interceptores y emisores-tratamiento presente la mejor solución técnica y económica.

Los pasos subsecuentes del proyecto son el cálculo de la pendiente y elevaciones de plantilla para todos y cada uno de los tramos de tubería, la selección del tipo de tubería por utilizar (en función del análisis técnico-económico que plantee la solución de mínimo costo), y el cálculo de los diámetros.

Las profundidades de instalación de los colectores, interceptores y emisores, quedan definidas por:

- Las cotas de la red de atarjeas en sus puntos de entrega (existentes y de proyecto)
- La topografía
- El trazo
- Los colchones mínimos
- Las velocidades máxima y mínima
- Las pendientes del proyecto
- La existencia de conductos de otros servicios
- La economía de las excavaciones
- La resistencia de las tuberías a cargas exteriores

El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto se indica en la sección 6.1.4.

La profundidad máxima se debe determinar mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal trabajando a gravedad, o utilizando un bombeo para disminuir dicha profundidad.

Es conveniente calcular en forma aproximada las pendientes gobernadoras entre determinados puntos críticos motivados por condiciones topográficas, cruces con accidentes naturales, cruces con obras de otros servicios y probables conexiones con tuberías existentes, entre otros.

El cálculo de las pendientes y elevaciones de plantilla que se lleva a cabo tramo por tramo, depende del debido aprovechamiento de los desniveles topográficos y, de ser posible, conseguir que las pendientes de la tubería sean semejantes a las del terreno.

La elección de la pendiente se hace en forma tal que la tubería satisfaga, con el menor diámetro, la capacidad de conducción requerida sin exceder los límites de profundidad mínima, pendientes y velocidades máxima y mínima. (capítulo 1. Datos Básicos).

6.2.4.1 Colectores e interceptores

El diseño hidráulico de los colectores e interceptores, se lleva a cabo en forma análoga al de la red de atarjeas, aplicando la metodología que se presenta en la sección 6.1.4.

6.2.4.2 Emisores

Los emisores tienen por objeto conducir el caudal de aguas negras de la red de alcantarillado, a la planta de tratamiento y de la planta de tratamiento al sitio de vertido final. Pueden trabajar a gravedad o a presión dependiendo de las condiciones particulares del proyecto.

Los emisores se diseñan para el gasto máximo extraordinario de proyecto, en el tramo de la red a la planta de tratamiento, y para el gasto de producción del tratamiento en el tramo de la planta al vertido final.

Los emisores pueden ser canales a cielo abierto cuando transportan los caudales ya tratados.

En el proyecto de sistemas de alcantarillado se procurará que la descarga del emisor al cuerpo receptor definido, sea libre y que funcione por gravedad. Generalmente el emisor está formado por tuberías con pozos de visita para su inspección y limpieza, localizados en todos los cambios de dirección, pendiente y en los tramos rectos a las distancias especificadas en la sección 6.4.2.5.

Se considera que el conducto trabaja en régimen hidráulico establecido y que en todos los casos el movimiento es uniforme.

En el tramo entre la planta de tratamiento y la descarga, el conducto puede ser cerrado o un canal a cielo abierto. El costo del emisor debe justificar la elección de uno u otro, dependiendo del estudio económico que se elabore y las condiciones locales como el tipo de terreno, pendiente, profundidad obligada del emisor, localización en zona de crecimiento futuro, etc.

En el caso de que el espejo del agua del cuerpo receptor tenga variaciones tales que su nivel máximo tienda a producir un remanso en el emisor, se debe revisar la longitud de influencia de éste para que no se vean afectadas las estructuras aguas arriba. Para el estudio de este fenómeno se recomienda consultar las referencias 6 y 7.

Debe seleccionarse el diámetro de las tuberías de manera que su capacidad sea tal, que a gasto máximo extraordinario, el agua escurra sin presión a tubo lleno y con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión, debiendo como mínimo alcanzar ese tirante el valor de 1.0 cm en casos de fuertes pendientes y en casos normales el de 1.5 cm.

Se emplea la fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además, las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos (sección 6.1.4).

Cuando la topografía no permite que el emisor sea a gravedad, en parte o en su totalidad, será necesario recurrir a un emisor a presión. También la localización de la planta de tratamiento o del sitio de vertido, puede obligar a tener un tramo de emisor a bombeo.

La estación de bombeo se utiliza cuando se requiere elevar el caudal de un tramo de emisor a gravedad, a otro tramo que requiera situarse a mayor elevación o bien alcanzar el nivel de aguas máximas extraordinarias del cuerpo receptor, en cuyo caso el tramo de emisor a presión puede ser desde un tramo corto hasta la totalidad del emisor.

El tramo a presión debe ser diseñado hidráulicamente debiendo estudiarse las alternativas necesarias para establecer su localización más adecuada, tipo y clase de tubería, así como las características de la planta de bombeo y la estructura de descarga.

Cuando la tubería trabaje a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas. En el cálculo hidráulico se emplea la fórmula de Darcy-Weisbach (véase Datos Básicos sección 1.2.4).

Cuando la topografía es accidentada se deben localizar válvulas combinadas de admisión y expulsión con eliminadora de aire en los sitios más elevados del conducto; cuando la topografía es más o menos plana se deben localizar en puntos situados a cada 1.0 Km como máximo y además en los puntos más altos del conducto.

El diámetro de las válvulas de aire se debe determinar en función del gasto de conducción y la presión, o utilizando nomogramas que para tal fin tienen los fabricantes. Se recomienda que se especifique en el proyecto que las válvulas en este caso son para manejo de aguas residuales.

En toda la línea de la conducción por bombeo se hace el estudio del diámetro más económico, determinando el costo total de operación anual para varias alternativas de diámetros y tipos de materiales cuyo valor mínimo debe ser el que fije el diámetro más económico.

Para protección de los equipos de bombeo y de la tubería de la conducción contra los efectos del golpe de ariete, se pueden utilizar válvulas aliviadoras de presión, cámaras de aire, o algún otro dispositivo de protección, especificando que sean para aguas residuales.

6.3 ESTRUCTURA DE DESCARGA

Para la disposición final o vertido de las aguas residuales, se requiere de una estructura de descarga cuyas características dependen del lugar elegido, del gasto de descarga, del tipo de emisor (tubería o canal), entre otros.

Las estructuras de descarga pueden verter las aguas a presión atmosférica o en forma sumergida, y podrá hacerse a ríos, lagos, al mar, a pozos de absorción, a riego, etc.

En todos los casos, previo a la estructura de descarga, se debe considerar el tratamiento de las aguas negras, aún cuando su construcción se programe en etapas posteriores.

6.3.1 Definiciones

Estructura de descarga. Obra de salida o final del emisor que permite el vertido de las aguas negras a un cuerpo receptor.

Contaminación de un cuerpo de agua. Introducción o emisión en el agua, de organismos patógenos o sustancias tóxicas, que demeritan la calidad del cuerpo de agua.

Tratamiento. Es la remoción en las aguas negras, por métodos físicos, químicos y biológicos de materias en suspensión, coloidales y disueltas.

6.3.2 Aspectos por considerar en el proyecto

El vertido final del caudal del alcantarillado sanitario, debe efectuarse previo tratamiento, por lo que el dimensionamiento de la estructura de descarga se hará para el gasto de producción de la planta de tratamiento. En caso de que la construcción de la planta se difiera, el diseño se hará para el gasto máximo extraordinario considerado para el emisor.

Se debe investigar el uso posterior que se dará al agua para definir el tipo de tratamiento que será necesario realizar, considerando las normas de calidad del agua existentes al respecto.

Para el diseño de la o las estructuras de descarga de un sistema de alcantarillado, es recomendable considerar lo siguiente:

- Localización adecuada del sitio de vertido, procurando que quede lo más alejado posible de la zona urbana, tomando en cuenta las zonas de crecimiento futuro, la mejor ubicación para la planta de tratamiento y la dirección de los vientos dominantes.
- Para el caso de descarga en una corriente de agua superficial que fluctúe notablemente en su tirante, se puede diseñar una estructura con dos descargas a diferente nivel, una para escurrimiento de tiempo seco y otra para la época de avenidas. En todos los casos se deben evitar los remansos en el emisor de descarga, o asegurar que su funcionamiento sea adecuado en cualquier condición de operación.
- Protección a la desembocadura del conducto contra corrientes violentas, tráfico acuático, residuos flotantes, oleaje y otras causas que pudieran dañar la estructura de descarga según las características del sitio de vertido.
- En general no es recomendable localizar vertidos en:
 - Masas de agua en reposo; vasos de presas; lagos, estuarios o bahías pequeñas
 - Aguas arriba de una cascada o caída de agua
 - Terrenos bajos que estén alternativamente expuestos a inundación y secado

6.3.3 Sitios de Vertido

La disposición final de las aguas residuales se puede llevar a cabo en diversas formas, que complementan por medio de los procesos naturales, el trabajo que efectúan las plantas de tratamiento. A continuación se describen los sitios más comunes de disposición de aguas servidas:

6.3.3.1 Vertido en corrientes superficiales

Los ríos se han utilizado indiscriminadamente en nuestro medio como sitio de vertido, aun cuando el agua residual no se haya sometido a tratamiento (caso común), causando la contaminación de las corrientes superficiales.

Para evitar el problema anterior es importante investigar los usos que se hagan aguas abajo, que pueden ser abastecimiento de agua para usos domésticos, riego, etc.; lo cual determina el tipo de tratamiento.

Para descargar el agua servida en una corriente receptora se debe utilizar una estructura que permita encauzar debidamente las aguas servidas en la corriente. La construcción de la estructura de descarga se debe hacer preferentemente en un tramo recto del río, debiendo tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en la sección de vertido.

Si el vertido se hace en corrientes de escurrimiento permanente, con variaciones pequeñas en su tirante, la obra de descarga será semejante a la que se presenta en el plano V.C. 1995 de la extinta S.A.H.O.P. Como ya se mencionó en la sección anterior, si el río presenta variaciones notables en su tirante, debe estudiarse la posibilidad de tener una estructura con descargas a diferentes niveles, situadas entre el nivel de aguas mínimas y el nivel de aguas máximas normales, analizando la importancia que puede tener el remanso del agua para grandes avenidas.

Si el vertido de las aguas residuales, se realiza en corrientes con escurrimiento muy variable a través del tiempo, se deben encauzar en el estiaje las aguas servidas hasta el sitio más bajo del cauce en donde se tenga el escurrimiento, a fin de evitar el encharcamiento del agua servida.

Para el diseño de la estructura de descarga se deberá contar con la siguiente información:

- Gasto mínimo y máximo de aguas servidas que entrega el emisor.
- Sección o secciones topográficas en la zona de vertido, procurando que sea un tramo recto y estable de la corriente, indicando los niveles de aguas mínimas, aguas máximas normales y aguas máximas extraordinarias.
- Características geotécnicas del cauce.
- Elevación de la plantilla del emisor en la descarga, la cual debe tener una elevación comprendida entre el nivel de aguas mínimas y el nivel de aguas máximas normales.

6.3.3.2 Vertido en Terrenos

Se lleva a cabo generalmente para utilizar las aguas residuales tratadas para riego de terrenos agrícolas, con fines recreativos o para recarga de acuíferos.

La información que se requiere para el proyecto y que es determinante para elegir el sitio de vertido es la siguiente:

- Gasto mínimo y máximo de aguas servidas que entrega el emisor
- Tipo de suelo
- Permeabilidad del terreno y factibilidad para drenarlo
- Elevación del nivel freático
- Topografía del terreno ligada a la del emisor de descarga

Cuando el emisor corresponda a tubería, su plantilla debe ser lo más superficial que sea posible en la descarga, garantizando un colchón mínimo de 60 cm para tuberías de hasta 45 cm de diámetro siempre y cuando no se tenga la acción de cargas vivas. La elevación de la descarga debe ser tal que permita el vertido a terrenos por gravedad.

La disposición del agua residual tratada para irrigación o inundación es muy útil en zonas áridas. Pueden regarse pasturas, huertos de naranjos, limoneros, nogales y los jardines de parques públicos.

Si la disposición final se hace para riego, se debe tener especial cuidado cuando se destine a cultivo de hortalizas, ya que las aguas servidas deben contar con el tratamiento adecuado.

6.3.3.3 Vertido en el mar

En este caso es conveniente que el emisor se prolongue a cierta distancia de la ribera hasta alcanzar aguas profundas, o hasta donde las corrientes produzcan una mezcla de los líquidos residuales con el agua de mar, con objeto de evitar molestias en las playas próximas.

En las descargas al mar, es conveniente instalar el emisor submarino a profundidades mayores que el nivel promedio de las mareas bajas, con una longitud que puede variar entre 50 y 100 m. Para su orientación es necesario considerar la dirección de las corrientes marinas superficiales.

La descarga es submarina y en la tubería se pueden colocar difusores; puede haber bifurcaciones o simplemente tenerse una tubería con orificios. Conviene que la sección transversal de los difusores sea perpendicular a las corrientes dominantes. En caso de utilizar tuberías perforadas, las perforaciones se alternan a un lado y otro del tubo para evitar interferencias de los chorros. Las perforaciones usuales son de 6 a 23 cm de diámetro. Se recomienda que en las tuberías de descarga la velocidad sea de 0.60 a 0.90 m/s.

Los tubos que se utilicen deben ser protegidos contra la acción de las olas.

En los vertidos al mar hay una gran tendencia a formarse bancos de cieno, por lo que la localización del vertido debe hacerse en sitios tales que las corrientes marinas y las mareas arrastren las aguas tratadas hacia puntos lejanos de playas, evitando así los malos olores y peligros de infección que pueda originar el agua servida aún cuando reciba tratamiento.

Si la localidad tiene muy poca altura sobre el nivel del mar y hay grandes variaciones de mareas, para aprovechar al máximo las pendientes para desaguar por gravedad, se recurre a establecer depósitos compensadores de marea con capacidad mínima igual al volumen de aguas servidas en 12 horas, así se llenan estos depósitos durante la marea alta y se vacían durante la marea baja.

En bahías pueden establecerse desagües múltiples colocando ramas abiertas en "T" ó en "Y", en el conducto de salida. Si las bahías son muy cerradas no es recomendable el vertido al mar.

Para el diseño de una descarga en el mar es necesaria la siguiente información:

- Gasto mínimo y máximo de aguas servidas que entrega el emisor
- Estudio de las corrientes en la zona de vertido, su dirección en las diferentes estaciones del año
- Topografía de la zona de descarga y perfil en el eje del emisor
- La batimetría debe cubrir una superficie aproximada de 30 000 m², de no más de 150 m a lo largo del eje del conducto con un ancho de 200 m, teniendo como eje al emisor

6.3.3.4 Vertido en lagos y lagunas

En general no es aconsejable el vertido de las aguas negras en lagos y lagunas, pues los procesos de tratamiento son muy costosos. En caso estrictamente necesario, debe tomarse en cuenta que las aguas servidas deben ser sometidas a un tratamiento adecuado y la descarga debe ser ahogada.

Para elaborar el proyecto se requiere lo siguiente:

- Gasto mínimo y máximo de aguas servidas que entrega el emisor
- Características físicas, químicas y biológicas de las aguas servidas y de las del lago
- Datos topográficos de la zona de descarga

6.3.3.5 Recarga de aguas subterráneas por medio de pozos de absorción

Las aguas servidas también se utilizan para recarga de aguas subterráneas. Puede hacerse mediante pozos de absorción o depósitos de repartición, que permitan a las aguas infiltrarse y llegar a los mantos subterráneos, o bombearse hasta los estratos acuíferos que alimentan los pozos. Los estudios de geohidrología del lugar definirán la posibilidad de proyectar este tipo de descarga, además de considerar el adecuado tratamiento de las aguas negras.

6.4 OBRAS ACCESORIAS

Las obras accesorias usadas en alcantarillado ayudan a la operación del sistema. Se consideran como tales:

- Descargas domiciliarias
- Pozos de visita
- Sifones invertidos
- Cruces elevados

A continuación se hace una descripción de las características y funciones de estas obras accesorias.

6.4.1 Descargas domiciliarias

La descarga domiciliaria o albañal, es una tubería que permite el desalojo de las aguas servidas, de las edificaciones a las atarjeas.

La descarga domiciliaria sale de un registro principal, localizado en el interior del predio, provisto de una tapa de cierre hermético que impide la salida de malos olores, con un diámetro mínimo de 15 cm y una profundidad mínima de 60 cm. El albañal se conecta al sistema de alcantarillado con una pendiente del 1% como mínimo.

En las descargas domiciliarias se debe garantizar que la conexión del albañal a la atarjea, sea hermética.

6.4.2 Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección y limpieza de las alcantarillas. Se utilizan para la unión de varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.

Los materiales utilizados en la construcción de los pozos de visita, deben asegurar la hermeticidad de la estructura y de la conexión con la tubería.

El cambio de diámetro se debe hacer por medio de una transición dentro de un pozo de visita indicándose en cada caso, en el plano del proyecto, las elevaciones de sus plantillas, tanto de llegada como de salida.

La disposición de las plantillas de las tuberías en los pozos de visita debe facilitar las operaciones de limpieza; para esto se debe satisfacer lo indicado en el plano V.C. 1984 de la SAHOP.

Los pozos de visita se clasifican en pozos comunes, pozos especiales y pozos caja, de acuerdo a las características que se mencionan a continuación.

6.4.2.1 Pozos comunes y especiales

Los pozos de visita tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior, son suficientemente amplios para darle paso a una persona y permitirle maniobrar en su interior. Un brocal de concreto o de fierro fundido, cubre la boca (planos V.C. 1993 y V.C. 1994 de la SAHOP respectivamente).

El piso de los pozos de visita, es una plataforma en la cual se localizan canales (medias cañas) que prolongan los conductos y encauzan sus caudales. Una escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo, permite el descenso y ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado (plano V.C. 1985 de la SAHOP).

Atendiendo al diámetro interior de la tubería, los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales.

Los pozos de visita comunes tienen un diámetro interior de 1.2 m y se utilizan con tubería de hasta 61 cm de diámetro.

Los pozos de visita especiales presentan un diámetro interior de 1.5 m para tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro, y 2.0 m de diámetro interior para tuberías con diámetro de 1.22 m y mayores.

6.4.2.2 Pozos caja

Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos comunes y especiales. Su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular. Sus muros así como el piso y el techo son de concreto reforzado, arrancando de éste último la chimenea que al nivel de la superficie del terreno, termina con un brocal y su tapa, ambos de fierro fundido o de concreto reforzado.

Generalmente a los pozos cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja; a los pozos de sección horizontal en forma de polígono irregular, se les llama pozos caja de unión y a los pozos caja a los que concurre una tubería de entrada y tiene sólo una de salida con un ángulo diferente a 180°, se les llama pozos caja de deflexión. Los planos V.C. 1987, V.C. 1988, V.C. 1989 y V.C. 1992 de la SAHOP contienen las estructuras de los pozos caja que se emplean con mayor frecuencia.

Estas estructuras se utilizan en las uniones de dos o más conductos con diámetros de 76 cm y mayores a los que se unen tuberías de 38 cm y mayores.

6.4.2.3 Cambios de dirección

Para los cambios de dirección, las deflexiones necesarias en los diferentes tramos de tubería se efectúan como se indica a continuación:

Los cambios de dirección hasta de 90° de la tubería, pueden hacerse en un solo pozo común.

- Si el diámetro es mayor de 61 cm puede emplearse un pozo especial o un pozo caja para cambiar la dirección de tubería hasta en 45°; si se requiere dar deflexiones más grandes, se pueden emplear tantos pozos como ángulos de 45° o fracción sean necesarios.

6.4.2.4 Conexiones

Desde el punto de vista hidráulico se recomienda que en las conexiones se igualen los niveles de las claves de los conductos por unir.

Atendiendo a las características del proyecto, se pueden efectuar las conexiones de las tuberías haciendo coincidir las claves, los ejes o las plantillas de los tramos de diámetro diferente (figura 6.5). Se recomienda que las conexiones a ejes y plantillas se utilicen únicamente cuando sea indispensable y con las limitaciones, que para los diámetros más usuales se indican en la tabla 6.1.

Tabla 6.1 Conexiones de tubos

D\D	20	25	30	38	45	61	76	91	107	112	152	183	213	244
20	P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C
25		P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C
30			P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C
38				P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C
45					P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C
61						P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C
76							P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C
91								P	PEC	PEC	EC	EC	C	C
107									P	PEC	PEC	EC	EC	C
112										P	PEC	PEC	EC	EC
152											P	PEC	PEC	EC
183												P	PEC	PEC
213													P	PEC
244														P

Nota:

- D = Diámetro del tubo
- P = Conexión a plantillas
- E = Conexión a ejes
- C = Conexión a claves

6.4.2.5 Separación máxima entre los pozos de visita

La separación máxima entre dos de las citadas estructuras, debe ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes de acuerdo con el diámetro:

- En tramos de 20 a 60 cm de diámetro, 125 m.
- En tramos de 76 a 122 cm de diámetro, 150 m.
- En tramos con diámetro de 152 a 244 cm, 175 m.

Estas separaciones pueden incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruceros de las calles, como máximo un 10%.

6.4.2.6 Estructuras de caída

Por razones de carácter topográfico o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel.

Las estructuras de caída que se utilizan son:

- Caídas libres. Se permiten caídas hasta de 0.4 m sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial.
- Pozos con caída adosada. Son pozos de visita comunes, especiales o pozos caja a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de 20 y 25 cm de diámetro con un desnivel hasta de 2.00 m (plano V.C. 1990 de la SAHOP).
- Pozos con caída. Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea a los cuales, en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 30 a 76 cm de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m (plano V.C. 1991 de la SAHOP).
- Estructuras de caída escalonada. Son pozos caja con caída escalonada cuya variación es de 50 en 50 cm hasta llegar a 2.50 m como máximo, que están provistos de una chimenea a la entrada de la tubería con mayor elevación de plantilla y otra a la salida de la tubería con la menor elevación de plantilla. Se emplean en tuberías con diámetros de 0.91 a 2.44 m (plano V.C. 1992 de la SAHOP).

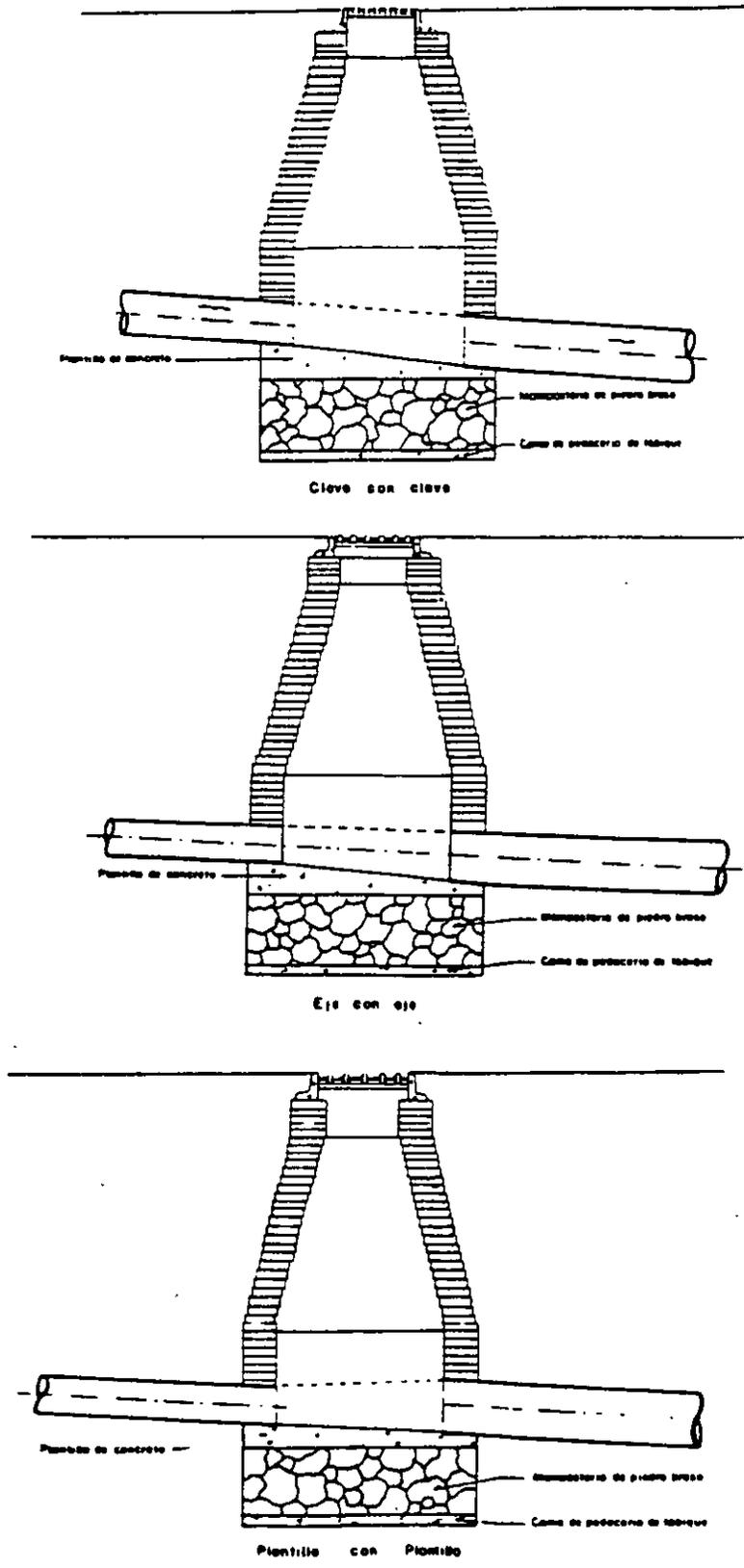


Figura 6.5 Conexiones de tubos

El empleo de los pozos con caída adosada, de los pozos con caída y de las estructuras de caída escalonada, se hace atendiendo a las siguientes consideraciones:

- Cuando en el pozo las uniones de las tuberías se hagan eje con eje o clave con clave, no se requiere emplear ninguna de las estructuras mencionadas en la sección anterior, uniéndose las plantillas de las tuberías mediante una rápida.
- Si la elevación de proyecto de la plantilla del tubo del cual cae el agua, es mayor que la requerida para hacer la conexión clave con clave y la diferencia entre ellas no excede el valor de 40 cm., se hace la caída libre dentro del pozo uniéndose las plantillas de las tuberías mediante una rápida, sin utilizar, por lo tanto, ninguna de las estructuras mencionadas; pero en el caso de que esta diferencia sea mayor de 40 cm., para salvar la caída, se emplea una estructura de alguno de los tipos mencionados.

Si la diferencia de nivel entre las plantillas de tuberías, es mayor que las especificadas para los pozos con caída y caja de caída adosada, se construye el número de pozos que sea necesario para ajustarse a esas recomendaciones.

6.4.2.7 Materiales usados en los pozos de visita

Los pozos de visita pueden ser construidos "in situ" o prefabricados, su elección dependerá de un análisis económico y en cualquier caso se debe asegurar la hermeticidad de la estructura.

Los pozos de visita comúnmente se construyen de: tabique, concreto o mampostería de piedra. Cuando se use tabique, el espesor mínimo será de 28 cm a cualquier profundidad.

La cimentación del pozo puede ser de mampostería o de concreto. En terrenos suaves se construye de concreto armado aunque la chimenea sea de tabique. En cualquier caso, las banquetas del pozo pueden ser de tabique o piedra. Todos estos elementos se juntan con mortero cemento-arena.

Los pozos de visita se deben aplanar y pulir interiormente con mortero cemento-arena, el espesor del aplanado debe ser como mínimo de 1 cm. Para evitar la entrada de aguas freáticas o pluviales, el aplanado se hace exteriormente. Se deben aplanar las dos caras del pozo con mortero mezclado con impermeabilizante.

En los pozos caja los elementos que constituyen la caja, deben ser de concreto reforzado, asegurando su impermeabilidad.

6.4.3 Sifones invertidos

Cuando sea necesario cruzar alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, conducto o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería, normalmente se utilizan sifones invertidos.

El sifón invertido tiene la característica de funcionar totalmente lleno bajo la acción de la gravedad y bajo presión, debido a que se encuentra en un nivel inferior al del gradiente hidráulico (figura 6.6).

En el diseño de los sifones invertidos, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- La velocidad mínima de escurrimiento en el sifón, será de 1.20 m/s para evitar depósitos.

Se debe analizar la conveniencia de emplear varios conductos a diferentes niveles para que, de acuerdo a los caudales por manejar, se obtengan siempre velocidades adecuadas. En estos casos el primer tubo tendrá capacidad para conducir el gasto mínimo de proyecto.

En el caso de que el gasto requiera un solo tubo de diámetro mínimo de 20 cm, se acepta como velocidad mínima de escurrimiento la de 60 cm/s.

- Se deben proyectar estructuras adecuadas, tanto a la entrada como a la salida del sifón, que permitan separar y encauzar los caudales de diseño asignados a cada tubería.
- Se deben colocar rejillas en una estructura adecuada, aguas arriba del sifón, para detener objetos flotantes que puedan obstruir las tuberías del sifón.