

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO 1982.

1. Ing. Cornelio Acosta Colorado  
Construcciones Rojas y Colorado  
Wake 168  
Col. Libertad  
Azcapotzalco  
México, D.F.  
561 47 98 y 561 39 13
2. Dr. Ubaldo Bonilla Domínguez  
Centro de Investigación y Entrenamiento  
para el Control de Calidad del Agua  
S A R H  
Av. San Bernabé No. 549  
México 20, D.F.  
595 29 88.
3. Dr. Rañ Cuellar Chávez  
Subjefe del Area de Ingeniería Ambiental  
Profesor  
División de Estudios de Posgrado  
Facultad de Ingeniería  
UNAM  
México, D.F.  
550 52 15 Ext. 4473
4. Ing. Francisco Garza Maldonado  
Director General de Garza Maldonado y Asociados, S.C.  
Cádiz Norte No. 25  
Col. Insurgentes Extremadura  
D. Benito Juárez  
03740 México, D.F.  
563 96 87
5. Ing. Gerardo Antonio Pastrana Mondragón  
Gerente General  
Construcciones Técnicas Mexicanas, S.A.  
Ay. Chapultepec 318-502  
México 7, D.F.  
533 03 34 , 528 88 90 y 511 09 28
6. M. en I. Arnulfo Paz Sánchez  
Consultor  
Gabriel Mancera 1556-301 A  
Col. del Valle  
B. Juárez  
03100 México, D.F.  
534 32 61
7. M. en C. Mario Solano González (Coordinador)  
Asesor  
Subdirección de Proyectos Especiales  
D. G. C. O. H.  
D. D. F.  
S.A. Abad No. 231-7° Piso  
México, D.F.  
511 05 41 y 578 32 18

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO  
1982

Fecha	Tema	Horario	Profesor
Agosto 16	Generalidades y síntesis del curso.	17 a 20 h	M. en C. Mario Solano González
	Antecedentes Históricos y avances del sistema de alcantarillado.	20 a 21 h	
Agosto 17	Información y estudios	17 a 19 h	"
	Caudal de aguas negras	19 a 21 h	
Agosto 18	Caudal de aguas pluviales	17 a 21 h	M. en I. Arnulfo Paz Sánchez
Agosto 19	Caudal de aguas pluviales	17 a 19 h	Dr. Raúl Cuéllar Chávez
	Hidráulica de redes de alcantarillado	19 a 21 h	
Agosto 20	Hidráulica de redes de alcantarillado	17 a 21 h	
Agosto 23	Estructuras y accesorios especiales	17 a 21 h	M. en I. Arnulfo Paz Sánchez
Agosto 24	Optimización de redes de alcantarillado	17 a 19 h	Dr. Ubaldo Bonilla Domínguez Ing. Francisco Garza Maldonado
	Materiales para las conducciones	19 a 21 h	
Agosto 25	Condiciones estructurales de las conducciones	17 a 21 h	Ing. Gerardo Pastrana Mondragón
Agosto 26	Métodos de construcción	17 a 19 h	Ing. Francisco Garza Maldonado
	Presupuesto del sistema y costo del servicio	19 a 21 h	
Agosto 27	Operación y mantenimiento	17 a 21 h	Ing. Cornelio Acosta Colorado

## EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO		EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELERA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

---



---



---

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

---

---

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	OTRO

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

---

---

10. Otras sugerencias:

---

---

---



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

GENERALIDADES Y SINTESIS DEL CURSO

M. EN C. MARIO SOLANO GONZALEZ

AGOSTO, 1982

# I N D I C E

	Pág.
1. LOS SISTEMAS DE SERVICIOS URBANOS . . . . .	1
1.1.a. DEFINICION . . . . .	1
1.1.b. ORIGEN . . . . .	1
1.1.c. TIPOS DE SERVICIOS . . . . .	4
1.2. SERVICIO DE ALCANTARILLADO . . . . .	5
1.2.a. ANTECEDENTES . . . . .	5
1.2.b. INVERSIONES FUTURAS . . . . .	6
1.3.a. DEFINICION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO . . . . .	12
1.3.b. OBJETIVOS Y BENEFICIOS DEL SISTEMA . . . . .	14
2. ESTRUCTURAS QUE COMPONEN EL SISTEMA DE -- ALCANTARILLADO . . . . .	20
2.1.a. LOCALIZACION DE INSTALACIONES . . . . .	20
2.1.b. DEFINICIONES DE TERMINOS USADOS . . . . .	21
2.2.a. INSTALACIONES ESPECIALES CONEXAS . . . . .	23
2.3. TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO . . . . .	26
2.4. EVALUACION DE LOS SISTEMAS UNITARIO Y DIVISOR . . . . .	29
2.5. SISTEMAS MIXTOS . . . . .	41
3. FASES DEL SISTEMA . . . . .	45
3.1. PRELIMINAR O INVESTIGATIVA . . . . .	45
3.2. PROYECTO DEL SISTEMA . . . . .	46

	Página
3.3. CONSTRUCCION . . . . .	52
3.4. OPERACION . . . . .	53
3.5. INTERRELACION ENTRE LAS FASES DEL SISTEMA . . . . .	54
3.6. PARTES QUE INTERVIENEN EN LA REALIZACION DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO . . . . .	56
3.7. PAPEL QUE DESEMPEÑAN LAS PARTES EN CADA FASE . . . . .	62

## INDICE DE FIGURAS

- FIG. 1 DESAGUE URBANO SIMPLE, PLANTA Y CORTE TRANSVERSAL.
- FIG. 2 CURVA DE ALTURA - FRECUENCIA.
- FIG. 3 FUNCION FRECUENCIA - ALTURAS MAXIMAS ANUALES.
- FIG. 4 ESQUEMA DE BENEFICIOS CON LOS PROYECTOS DE DRENAJE URBANO Y CONTROL DE -- INUNDACIONES.
- FIG. 5 FUNCION DE COSTO PARA SISTEMAS MENO-- RES.
- FIG. 6 RELACIONES DE FRECUENCIA HIPOTETICA - PARA PRECIPITACIONES EN ZONAS HUMEDAS Y SEMIHUMEDAS.
- FIG. 7 LOCALIZACION DE INSTALACIONES SUBTE-- RRANEAS.
- FIG. 8 SISTEMA DE ALCANTARILLADO. DIAGRAMA - GENERAL.
- FIG. 9 MODELO CONCEPTUAL DE OPTIMACION ECONO MICA.

## T E M A I

### GENERALIDADES Y SINTESIS DEL CURSO

#### 1. LOS SISTEMAS DE SERVICIOS URBANOS

##### 1.1.a. DEFINICION

Los servicios urbanos son los bienes y actividades que se proporcionan a los habitantes de la urbe para lograr la convivencia y satisfacer varias de sus necesidades importantes. Los servicios pueden estar a cargo de los particulares autorizados para ello, pero principalmente, es el gobierno el encargado cuando los servicios no deben ser fuente de utilidad o constituyen un servicio social. Es lógico que los servicios urbanos se hayan iniciado junto con la ciudad y que el crecimiento de ambos sea un fenómeno tan reciente como el crecimiento económico. <sup>(1)</sup>

##### 1.1.b. ORIGEN

El origen de esos enjambres urbanos que son las ciudades ha sido consecuencia de muchos factores que se fueron sucediendo. La ciudad no es una forma innata de orga

---

(1) El crecimiento urbano y los transportes. Bertrand Mourre.

nización humana y su evolución corresponde con mucha coincidencia, a los diferentes medios utilizados por el hombre para dominar a la naturaleza a fin de asegurar la subsistencia, y a los otros hombres para asegurarse el poder.

Las primeras ciudades nacieron hace alrededor de diez mil años A.C. junto con la agricultura cuando el hombre interrumpió su curso errante para arraigarse en ciertos lugares como las orillas de ríos, lagos y mares. Muy rápidamente la ciudad se organizó para desarrollar tres funciones: defensa, producción artesanal y comercio.

La ciudad en la antigüedad vivía de los productos manufacturados que intercambiaba por productos alimenticios del campo circundante hasta una distancia que no debía tomar más de medio día de transporte en bestia de carga o carretilla. Las materias primas: maderas, piedras y minerales, podían venir de regiones más lejanas cuando el transporte se hacía por vías acuáticas.

Con el nacimiento de los grandes imperios a partir del tercer milenio A.C. algunas ciudades, centro de comando de zonas sometidas, que desde esa época buscaban extenderse hasta las fronteras del mundo conocido, adquirieron una nueva función que mantuvo su importancia primordial hasta nuestros días: la función política. Esta función culmina

cuando Roma concentra dentro de sus murallas a quinientos - mil habitantes y más tarde es ampliada con la revolución industrial.

De 1800 a 1890 transcurre el período del - - franco crecimiento urbano y son los factores económicos los que contribuyeron a ello. Las nuevas manufactureras surgidas de la revolución industrial, y más particularmente las de los sectores de la industria ligera y de transformación, se instalaron en gran número cerca de los centros urbanos ya existentes. Ellas encontraron numerosas ventajas, una fuerza de trabajo ya lista, la proximidad de otras industrias a un lado y otro, una vasta demanda y las facilidades de distribución, puesto que los consumidores estaban en la puerta, con materias primas abundantes llevadas muy a menudo por vías de agua, pues los centros urbanos estaban casi siempre bien ubicados cerca de un puerto fluvial o marítimo, y finalmente, servicios de toda clase, jurídicos, financieros y aún policiales para cuando solía surgir la necesidad de someter a los alteradores del orden. Permanecen fuera de la atracción urbana solo las industrias del sector primario en razón de la pesadez de sus instalaciones y la liga con las zonas mineras o de abastecimientos.

En todas las épocas que ha vivido la ciudad los servicios urbanos han sido constantes, con importancia variable de unos, otros han sido tradicionales y en la actualidad son múltiples y esenciales para el desarrollo de las actividades de la comunidad y de las sociedades que se han formado. Esto justifica el dicho de que gobernar a la ciudad es servirla.

#### 1.1.c. TIPOS DE SERVICIOS

Los servicios que se proporcionan son tangibles e intangibles y de acuerdo con el esquema básico de Hirsch <sup>(1)</sup> se agrupan en seis tipos que son los siguientes:

1) Servicios de protección. (De incendios, inundaciones, terremotos, huracanes, para guardar el orden público y para impartir justicia).

2) Servicios de desarrollo. (Para educación, bienestar, salubridad y recreo).

3) De control del ambiente. (Uso del suelo, contaminación atmosférica, uso y control del agua, y manejo de los desechos líquidos, sólidos y gaseosos).

---

(1) Hirsch, W.C., Urban Economic Analysis, Mc. Graw-Hill Book Co., Inc. New York, N.Y., 1973.

4) Obras de infraestructura. (Abastecimiento de agua, eliminación de aguas negras y pluviales, energía eléctrica y comunicaciones).

5) Transportación. (Tránsito masivo de pasajeros, uso de calles, autopistas y ciclistas, y pasos de peatones).

6) Servicio de gobierno. (Administración, control de presupuesto, acción legislativa y ejecutiva).

El sistema de alcantarillado ofrece los servicios comprendidos en varios de estos tipos ya que atiende inundaciones, protección ambiental, salubridad, uso y control del agua, manejo de desechos líquidos y eliminación de aguas negras y pluviales.

## 1.2. SERVICIO DE ALCANTARILLADO

### 1.2.a. ANTECEDENTES

Los servicios que proporciona el Sistema de Alcantarillado son tradicionales y se establecen con la existencia de la ciudad; su historia y adelantos técnicos son motivo del Tema II de este curso. Los vestigios más antiguos se citan en los libros clásicos y las ruinas de las estructuras que aún subsisten son testimonio de su edad.

El explosivo crecimiento poblacional ha provocado conflictos ecológicos y escasez de las materias esenciales para la subsistencia de los habitantes; materias alimenticias y energéticos. En las últimas décadas ha tomado lugar un incremento creciente de urbanizaciones asociado con cambios que crean nuevos problemas lo que requiere tener -- nuevas soluciones aún para los más viejos problemas que ya se consideraban resueltos. La agudización de la concentración de habitantes por la inmigración provenientes de zonas rurales es alarmante y debe tener una respuesta de los técnicos y de los políticos. Una de las consecuencias que se atiende con urgencia es el problema del agua en cuanto a su abastecimiento y su conservación y uso múltiple debido a -- que su disponibilidad es cada vez más limitada.

#### 1.2.b. INVERSIONES FUTURAS

En el país del norte la inversión anual para la rehabilitación de obras de abastecimiento y alcantarillado se estima en 110 mil millones <sup>(1)</sup> de dólares (cantidad mayor a las inversiones que se calculan para siderurgia y alimentación) y se requiere anualmente una cantidad de 7,200 millones de dólares para nuevas obras, 3,700 para agua potable y 3,500 para obras de alcantarillado incluyendo 1,000 millones para el tratamiento de aguas negras. Para 1975 las

(1) Urban Water Research, First Report. Sep. 1968.  
A.S.C.E. Urban Hydrology Research Council, New York, N.Y.

condiciones de servicio, según el Departamento de Comercio de ese país, son:

Población con servicio de agua	185.4 millones de hab.
Población sin servicio de agua	38.0 "
Población con servicio de alcantarillado	157.6 "
Población sin servicio de alcantarillado	65.8 "
La población total es:	223.4 "

y el aumento anual en los próximos años es de 4 millones de habitantes.

En nuestro país las condiciones son críticas y se resumen en la siguiente forma, según el censo y otros datos.

1960			1970		1979	
Millones de Habitantes	%		Millones de Habitantes	%	Millones de Habitantes	%
11 029	32	Con servicio de agua. (incluyendo con hidrante público).	29 491	61.1	37 100	55
23 894	68	Sin servicio de agua.	18 734	38.9	30 300	44
34 923	100	Población total	48 225	100.0	67 400	100
9 956	28	Con alcantarillado	19 872	41.5	25 005	37
24 967	72	Sin alcantarillado	28 352	58.5	42 395	63
34 923	100	Población total	48 225	100.0	67 400	100

Se mantiene un aumento de población anual de uno y medio millón de habitantes a los que hay que proporcionar servicio, y se espera un total de habitantes de 125.8 millones para el año 2000. De acuerdo con los datos del Plan Nacional Hidráulico las condiciones de falta de servicio se empeoran en las localidades de menor tamaño:

Número de localidades miles de Hab.	Rango de Población. Miles de Hab.	Población total. Millones de Hab.	Población con servicio de Agua Potable %	Población con servicio de Alcantarillado %
95 410	menos 2.5	19.92	22.0	3.0
1 067	2.5 a 5	3.64	39.6	25.2
428	5 a 10	2.97	53.2	38.5
168	10 a 20	2.30	62.9	49.1
80	20 a 50	2.36	69.9	57.4
31	50 a 100	2.18	71.7	66.6
29	100 a 500	5.58	76.5	68.2
3	500 a 1500	2.63	80.0	78.2
(D.F.) 364	Global D.F.	6.64	82.9	74.2
Total: 97 580		48.22	61.1	41.5

El abastecimiento de agua potable, el alcantarillado, el reuso de agua, el tratamiento del agua, la potabilización y la recirculación en las industrias son partes de un programa integral.

Dentro de los objetivos del Plan Nacional Hidráulico está proporcionar los servicios de agua potable y alcantarillado necesarios para terminar el déficit existente, considerando como metas por cubrir en el año 2000, los servicios de agua potable al 95 % de la población urbana y al 70% de la población rural (localidades de menos de 2500 habitantes), y en alcantarillado el 80 % de la urbana y 63 % de la rural, con medidas para autofinanciar las obras, el mantenimiento y la operación, sin subsidios que fomenten el derroche de agua, lo que requiere una inversión total hasta el año 2000 de 315,000 millones de pesos de 1973 según resulta tomando en cuenta los costos de la Dirección de Agua Potable y Alcantarillado con base en unos 600 proyectos, cuyos costos por habitante en pesos 1973 variaba entre \$ 250 y \$ 2000 y los promedios resultaron como sigue:

CONCEPTO	Agua Potable		Alcantarillado	
	Urbano	Rural	Urbano	Rural
Obra nueva	817	410	560	250
Mejoramiento	590	150	470	
Ampliación de red	450	150	470	
Conexión a la red	85	50	80	40
Tratamiento	112		80	60

Los programas que se incluyen en el Plan Nacional Hidráulico contienen las siguientes cifras para el período 1975-2000:

**Inversiones:**

En agua potable	206 miles de millones de pesos
Alcantarillado	108.9 " " "
<b>T o t a l :</b>	<b>315.0 miles de millones de pesos</b>

Capítulo importante para realizar el programa son los recursos humanos para operación y mantenimiento (no se incluye planeación, investigación, proyectos y construcción), que de acuerdo con el Plan se requerirán especialistas en las cantidades siguientes:

Ingenieros	4 500
Técnicos y administrativos	41 600
Operarios	83 200
<b>T o t a l :</b>	<b>129 300</b>

y en cuanto a recursos materiales: Tubería necesaria sin incluir la requerida para conjuntos industriales.

PERIODO	MILES DE KM. DE TUBERIA	
	AGUA POTABLE	ALCANTARILLADO
1975 - 1976	5.9	2.9
1977 - 1982	35.5	28.1
1983 - 1990	47.8	61.1
1991 - 2000	87.1	78.8
<b>T O T A L</b>	<b>176.3</b>	<b>171.1</b>

Se asienta en el Plan que es muy probable - que la falta de recursos calificados signifique el mayor - obstáculo para llevar a cabo el programa de obras y servi- cios de agua potable y alcantarillado. De acuerdo con el - examen preliminar de este problema se concluye que es ur- gente capacitar y entrenar a muchos miles de personas en - labores técnicas y administrativas, así como formar y capa- citar a un número considerable de ingenieros.

A las cifras de inversión antes citadas hay que agregar las que corresponden al tratamiento de las - - aguas usadas tanto domésticas como industriales que ascien- den a 103,174 millones de pesos de 1975 y recursos humanos en cantidad de 25,506 de los cuales 22,649 son operarios - con nivel de instrucción de primaria o preparatoria y 2,857 con licenciatura o maestría.

Esta es la importancia de los cursos de especialización de ingeniería hidráulica y sanitaria. Así también, se justifica este curso de Sistemas de Alcantarillado.

### 1.3.a. DEFINICION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Como todo sistema, el de Alcantarillado es un conjunto de estructuras y, coordinadamente, éstas desempeñan cada una su función correspondiente. Este conjunto trabaja con los elementos de entrada o sea la alimentación y al final se obtiene el producto deseado como resultado. En lo que se refiere al alcantarillado hay estructuras componentes cuyo fin es la recolección de aguas sobrantes en el medio urbano, su conducción, tratamiento y descarga en el destino final.

Las aguas sobrantes son de origen vario: a) las aguas negras o desechos líquidos, b) las aguas pluviales o sean las escurridas como consecuencia de la precipitación pluvial y c) las corrientes superficiales que cruzan la zona urbana.

La recolección se hace por medio de accesos a los conductos, y las demás estructuras son para transportarlas y para otros fines que después se citan con detalle. El tratamiento dependerá de la calidad de las aguas sobrantes y los requerimientos por llenar para darles el destino

final. Este destino final cada vez va siendo el aprovechamiento de los caudales como caso general en vista de que los recursos hidráulicos van siendo cada vez insuficientes para las necesidades crecientes que exige la vida humana. Los caudales no aprovechados serán los que se descargan, sin uso posterior, a una masa de agua donde se diluyen, sea esta el mar, un lago o las corrientes superficiales que descarguen a aquellos.

El aprovechamiento de las aguas sobrantes, previo su tratamiento necesario puede ser para usos industriales, riego de cultivos, infiltración para recarga de acuíferos subterráneos o para formar pantallas que eviten a éstos la intrusión salina, fines recreativos y, con las precauciones debidas, para abastecimientos municipales en competencia económica con otras fuentes.

Como sistema, un sistema de alcantarillado está sujeto a la metodología o sea la secuencia lógica de los procesos técnicos a seguir para obtener las bases que conduzcan a la mejor decisión que proporciona la Ingeniería de Sistemas. Por consecuencia hay que considerar los objetivos de construcción del Sistema de Alcantarillado o más específicamente el avalúo de los beneficios que se obtienen con este servicio urbano.

### 1.3.b. OBJETIVOS Y BENEFICIOS DEL SISTEMA

El valor de los beneficios y a la vez el costo del sistema es función de la capacidad de éste, es decir del tamaño de la obra, considerando, por supuesto, todas las categorías de servicio que cubre y que ya se enunciaron para fijar la capacidad; primeramente se toman en cuenta los variables volúmenes de agua, la creciente necesidad de servicios para el aumento del área urbana y la frecuencia de los escurrimientos pluviales; en una gráfica se ha representado la capacidad con relación a los períodos de tiempo, y también los tirantes de inundación en distintos períodos; en otra gráfica se relaciona el número de veces que se alcanzan en esos tirantes máximos (Figuras 1, 2 y 3) y por consecuencia el número de ocasiones que se requiere una determinada magnitud de la capacidad del sistema.

Cada magnitud de la capacidad produce grados proporcionales de beneficio cuyos principales capítulos se representan<sup>(1)</sup> en la Fig. 4 y que son:

1. Reducción de daños por inundación.
2. Incremento del valor del terreno.
3. Reducción de gastos de conservación de calles.
4. Reducción de demoras en el tránsito.

(1) Evaluación e implantación de proyectos de drenaje urbano  
Neil S. Grigg M., Proc. de la ASCE, Vol. 101 UPI, Mayo - 1975.

5. Aumento de comodidades en el nivel de vida.
6. Protección de la vida.
7. Mejoramiento estético y ventajas recreacionales.
8. Alivio de peligros contra la salud.

Las funciones que representan las gráficas anteriores se interrelacionan para llevar a cabo los estudios de evaluación tomando en cuenta la función que liga el tamaño de la obra con su costo que se representa en la gráfica de la Fig. 5.

Los datos de la figura 4 pueden pormenorizarse lógicamente dividiendo los beneficios y costos en tangibles - (directos e indirectos), e intangibles<sup>(1)</sup>.

BENEFICIOS	COSTOS
1.- Tangibles	1.- Tangibles
(a) Directo.	(a) Directo.
Reducción de los daños por inundación en los bienes de servicio público y privado.	Costos de construcción. Costos de adquisición de la tierra.
Reducción de la probabilidad de pérdida de vidas.	Costo de programas no estructurados, incluyendo inundación de las zonas planas.
Aumento del valor de la tierra.	Programa de evacuación y emergencia. Costo de administración.

(1) Ibid.

## (b) Indirecto

Reducción de los trastor  
nos en el tránsito.  
Reducción en las pérdi--  
das de renta, ventas y -  
producción.  
Reducción de costo de --  
limpieza general y mante  
nimiento de calles.  
Reducción de costos de -  
ayudas de emergencia.

Aumento de las posibili-  
dades para oportunidades  
de recreación.

## II. Intangibles.

Reducción de las moles--  
tías.  
Aumento de la confianza  
en la seguridad urbana.  
Alivio de los peligros a  
la salud.  
Mejoramiento de la estét-  
ica del ambiente.

## (b) Indirecto

Costos de primas de seguros.  
Incrementación de los costos  
de reconstrucción debido a -  
la magnitud y alcance de los  
daños de inundación.

## II. Intangibles.

Costos ambientales y sociales.

La figura 6 es un ejemplo para distinguir los casos entre una zona lluviosa y una árida que coincidieran - en valores máximos para la misma frecuencia, pero que para - los valores mínimos podrían ser diferentes; por ejemplo que 100 lluvias de baja intensidad en zona húmeda correspondan a solo una en zona desértica; por lo tanto las obras para las lluvias mínimas producirá más beneficios en zona húmeda.

Análisis semejante puede hacerse en cuanto al uso de las calles y el valor del terreno adyacente a las - -

obras. Una obra en zona desarrollada añade por ejemplo una cantidad de 1 millón de pesos al valor de los terrenos, -- mientras que en una zona de bajo desarrollo solo aumenta -- diez mil pesos, sin valuar los beneficios sociales y los -- indirectos.

Generalmente se sigue una práctica tradicional para definir la capacidad del proyecto, como el plazo de servicio en aguas negras de 10, 20 ó 30 años y en el período de retorno de las lluvias máximas de 1, 2, 5 ó 10 -- años, en ahorro del tiempo que se requiere para hacer los análisis de optimización con modelos matemáticos.

Ahora se busca el costo minimizado, aunque el método no da la mejor distribución de los montos de inversión; por tal motivo debe analizarse un método para la selección de inversiones que tome en cuenta los efectos -- distributivos, los problemas sociales y los ambientales y la decisión se haya con datos bien definidos.

El método para considerar lo anterior se -- llama proyecto de presupuesto programado, en donde el capital urbano tiene que ser distribuido entre las seis categorías de servicios urbanos. Como resultado, puede suceder -- que se tengan que resolver por etapas los problemas de desaque D1, D2, ... Dn, con una efectividad fija en cada etapa.

La solución indicada es obtener en cada etapa el costo mínimo. El análisis es complejo y puede provocar inconformidad. Otro procedimiento es maximizar los beneficios netos de todos servicios según diferentes niveles de protección que se analicen.

Cuando se da protección a daños cuantiosos - evidentemente basta el análisis de beneficio-costos como en el caso de protección de inundaciones. El cálculo que hay que considerar al mismo tiempo es la derrama del costo entre los propietarios de los bienes que se libran de daños - y el aumento del valor de venta de los terrenos que con las obras se pueden utilizar mejor por ya no ser inundables.

En cambio las obras menores como el alcantarillado de aguas negras, en los que como se ve interviene - la conveniencia, la estética, la salubridad, tiene que recurrirse a criterios estándar con el costo mínimo para un capital fijo de acuerdo con la disponibilidad de recursos económicos. El criterio depende de la relación costo-capacidad, la buena voluntad de la población para pagar los servicios, la frecuencia de funcionamiento, (Fig. 6) la intensidad del tráfico, el costo de los terrenos que se benefician, la necesidad de tratamiento; en fin, en obras pequeñas la población da respuesta por sí misma del nivel de protección o beneficio.

En todas formas la relación de costos y beneficios siempre es útil para el estudio de promoción del proyecto y de su factibilidad, para definir el criterio a fin de fijar la capacidad del proyecto y valorar los beneficios y costos que inciden en otros problemas.

En los proyectos de alcantarillado no es difícil estimar los beneficios como lo es en otros proyectos de servicios urbanos. Lo primero que hará falta es definir lo --que es beneficio para fines de construcción de obras. Generallmente, como en el caso de inundaciones, se reconoce de inmediato el daño a la propiedad; pero ésta solo es una categoría de daño directo entre las siguientes categorías:

- 1.- Daño directo.
- 2.- Daño indirecto.
- 3.- Daño secundario.
- 4.- Daño intangible.
- 5.- Daños inciertos.

Cuya medición es fácil en la número 1 y, en cambio, la de --las últimas 4 categorías es discutible y muy incierta.

## 2. ESTRUCTURAS QUE COMPONEN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

### 2.1.a. LOCALIZACION DE INSTALACIONES

Como se citó antes, el agua se recolecta en conductos que la reciben de la superficie a través de las coladeras o de las descargas domiciliarias. Estos conductos -- iniciales se denominan atarjeas. El grupo de atarjeas va buscando su descarga a conductos mayores que se denominan colectores. Atarjeas y colectores constituyen la red de recolec--ción o de alcantarillado. Alcantarilla es el nombre general del conducto cerrado o cubierto y es el diminutivo de alcán--tara que significa puente chico. La energía que se aprovecha para el escurrimiento es el potencial que brinda la topogra--fía aunque en casos especiales la red requerirá estaciones de bombeo para elevar el agua evitando la profundización de la instalación de los conductos o para seguir algún paso eleva--do obligado. Si hay algún uso del agua en la zona urbana se tendrá una planta de tratamiento que se requiera para este --fin.

La red puede ser descargada a un colector emi--sor que lleva el agua a su destino o sea el sitio de descar--ga final, pudiendo requerirse también plantas de bombeo y de tratamiento como se dijo para el caso de la red. Para todos los conductos y plantas se aprovechará la vía pública o se --

hará la adquisición de terrenos que provean el derecho de vía para garantizar su operación y mantenimiento. La localización estará dispuesta en tal forma que no se obstaculice con otras instalaciones subterráneas que proveen distintos servicios urbanos como teléfonos, energía eléctrica, gas, viaductos y agua potable. La figura 7 muestra una sección de calle con la localización de las instalaciones y el esquema de la figura 8 representa un sistema con sus elementos constitutivos.

#### .2.1.b. DEFINICIONES DE TERMINOS USADOS

Antes de seguir adelante conviene dejar establecidas las definiciones principales de los términos denominativos que se utilizan en los sistemas de alcantarillado los cuales se enlistan a continuación<sup>(1)</sup>.

Aguas negras: Son las aguas sucias cuyo origen han sido las aguas potables u otras aguas de calidad no degradada que han sido usadas en distintas actividades de la comunidad mezclándose con los residuos que se les depositan. Se distinguen aguas negras domésticas, provenientes de hogares, escuelas, cuarteles, comercios, centros de reunión y oficinas públicas, y las aguas negras industriales, procedentes de la industria y que como consecuencia están revueltas con una gran proporción de sustancias de desechos de

---

(1) Apuntes de la clase de Ingeniería Sanitaria del Ing. - Anastasio Guzmán Mardueño.

los procesos de fabricación.

Aguas pluviales: Son las aguas meteóricas que al escurrir sobre las superficies arrastran impurezas cuando se inicia el escurrimiento, hasta que quedan limpias escurriendo con cierta pureza o con mínimo acarreo de sólidos en solución y suspensión resultando de buena calidad para ciertos usos.

Albañal: Es el conducto que recolecta las aguas sobrantes de los edificios para entregarlas a las instalaciones públicas o sea a la red de alcantarillado y también es el que conduce el agua de la coladera pluvial de la calle a la atarjea.

Atarjeas: Son las alcantarillas que corren a lo largo de las calles para recibir las descargas de los albañales o de las coladeras pluviales. Pueden distinguirse atarjeas central o principal, cuando se localizan al centro del arroyo de la calle, atarjea lateral cuando corre a las orillas del arroyo; y puede haber atarjeas concurrentes que constituyen ramales, subramales y tributarias y de éstas se origina que haya atarjea colectora o colector de mayor dimensión.

Colector: Es el conducto que recibe las aguas de las atarjeas que corresponden a una zona constituyendo un conducto troncal de dimensiones mayores a 60 centímetros de diámetro. Según la función de los colectores reciben denominaciones complementarias como subcolector, cuando se trata de un ramal; tributario, interceptor, de alivio, de desviación y emisario.

Los conductos llevan como accesorios diversas estructuras de funcionamiento y otras auxiliares: Pozos de visita, que son chimeneas cilíndricas o troncónicas que parten de los conductos y rematan en la superficie de la calle; su función es permitir la ventilación y facilitar las labores de limpieza de los conductos. Cajas de unión y pozos especiales, que son las estructuras de unión, ventilación y limpieza en colectores o sea la misma función de los pozos de visita en donde se requieren mayores dimensiones.

#### 2.2.a. INSTALACIONES ESPECIALES CONEXAS

En los párrafos anteriores se mencionan los elementos esenciales de una red de alcantarillado. Existen sin embargo otras instalaciones, que en algunos casos son también indispensables no solo en la red sino en cualquier parte del sistema. Como tales se mencionan los siguientes: Sifones invertidos. Cuando en el recorrido de un conducto se

encuentra un obstáculo que salvar, en algunos casos se obliga a la alcantarilla a profundizarse quebrando la línea al aumentar su pendiente y normalizándola al salvar el obstáculo. La forma que toma el tramo para cruzar es la de sifón - invertido por antonomasia a la forma del sifón hidráulico, en realidad es un tramo deprimido:

Vertedores. Para desviar parte del caudal de un conducto a otro lateral, dentro de una caja o pozo se -- instala el derramadero que es la arista de la abertura que se hace para dejar salir parte del caudal que se desea.

Curvas y conexiones. En las uniones de dos o más conductos y en cambios horizontales de dirección, se -- procura que las corrientes se reúnan en forma tangencial o sigan uniformes, evitándose hasta donde sea posible los remolinos y disturbios. Los conductos se disponen entonces en curvas y piezas especiales de conexión de manera de permitir la mínima alteración al flujo del agua.

Subdrenes. La red de alcantarillado puede re -- colectar aguas freáticas cuando existen sótanos a nivel inferior que el de la superficie de la calle. Asimismo es indispensable controlar las aguas freáticas en la construcción de los colectores cuando se excava el terreno abajo del nivel freático. Para todo lo anterior se dispone de conductos

con perforaciones que son los subdrenes para permitir el acceso del agua y descargarla a los conductores de la red.

Cunetas, zanjas y canales. El alcantarillado comprende principalmente conductos cerrados, pero no siempre la conducción de aguas se puede hacer con tuberías por lo que se usan, como métodos rudimentarios, cunetas, zanjas y canales, que después se sustituyen por alcantarillas. En los barrios poco poblados, en las afueras y alrededores del área urbana, suelen disponerse de estos conductos abiertos que son excavaciones para encauzar el agua y lograr su transporte. Un colector emisario puede hacerse en canal a cielo abierto cuando no hay inconvenientes que lo impidan.

Plantas de bombeo. Son las instalaciones y estructuras que sirven para elevar el agua a niveles convenientes para facilitar su transporte o su utilización en forma económica y conveniente.

Plantas de tratamiento. Son las instalaciones y estructuras que procesan el agua para su depuración a fin de ajustar la calidad de la misma a los requisitos previstos.

Descarga subacuática. Es la conducción de agua tratada para descargarla en una masa de aguas cuando

el destino final es la dilución en ésta.

En conclusión, la conducción del agua sobrante requiere dos elementos esenciales: conductos para su transporte y accesos a ellos como cajas pozos, etc.

Otros términos descriptivos se usan a menudo en relación con los sistemas de alcantarillado. Las alcantarillas puede denominarse en relación con la forma de la sección, por ejemplo, circular, oval, eléptica, rectangular, etc. Pueden también describirse según el método de construcción como precoladas o prefabricadas, coladas en sitio, de dovelas, revestidas, sin revestimiento, etc. Estos y otros nombres que indican usos o características propias se usan con frecuencia para completar las clasificaciones básicas de las alcantarillas.

### 2.3. TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

También a menudo se hace necesario clasificar los sistemas en su integridad en contraste con la que toma en cuenta las partes individuales de que consta. Con este criterio se acostumbra distinguir los siguientes tipos:

Sistema separado, también llamado divisor cuando la recolección, conducción y descarga final se hace para -

una sola clase de aguas sobrantes, así un sistema puede ser exclusivo para las aguas negras, aún llamado sistema de alcantarillado sanitario y otro sistema nada más para aguas de lluvia, conocido como sistema de alcantarillado pluvial o sea hay un doble encauzamiento que conserva las aguas sin mezclar.

Sistema combinado. Cuando en un mismo sistema se captan y transportan todas las aguas sobrantes sean negras, pluviales o de corrientes superficiales se conoce como sistema combinado o unitario.

Ambos sistemas el separado y el combinado se complementan, cuando es necesario, por drenajes y sistemas de desagüe.

Cabe aquí distinguir que la denominación de drenaje se refiere a la eliminación de agua freática o subterránea y en cambio desagüe es la eliminación de cualquier clase de agua. Un sistema de alcantarillado está formado -- por atarjeas y colectores; un drenaje por drenes y un desagüe por todo tipo de conductos.

Todos los tipos de sistema se usan en distintas poblaciones. No pueden establecerse lineamientos ge-

néricos en los tipos de sistema para de antemano, preferir en cada caso uno u otro. No puede decirse tampoco que uno sea mejor que otro.

Cuando en las ciudades modernas se impuso - por fuerza de ley el saneamiento eliminando las materias - fecales por medio del transporte por agua, hubo después de un rechazo inicial gran entusiasmo y preferencia (1880) -- por los alcantarillados unitarios. Un conducto amplio, capaz de conducir los grandes volúmenes de aguas pluviales, a la vez que las aguas negras, pareció que presentaba conveniencia y economías definitivas, y bajo esta impresión se construyeron en muchas ciudades grandes túneles subterráneos, entre las que son famosas las cloacas de París.

Actualmente sin embargo, muchas poblaciones en que habían adoptado un sistema de canalización única y que aún se conserva en buenas condiciones, están cambiando éste por sistemas separados. La razón de este cambio obedece a la necesidad de tratamiento de aguas negras para el reuso y naturalmente es mucho más ventajoso en operación y costo tratar solo las aguas negras y no el volumen mucho mayor de éstas mezcladas con las de lluvia.

La dilución de las aguas negras en las pluviales, es ya una purificación, aunque incompleta, por lo

cual muchos higienistas preconizaban el sistema combinado. Las malas condiciones de corriente en estiaje y la conveniencia de conducir aisladamente las aguas negras, fueron argumentos para que por otro lado hubiera partidarios decididos del sistema divisor, sosteniéndose acaloradas polémicas por aquel entonces, para establecer preminencia de un sistema sobre el otro, que el reuso, la operación del tratamiento y el ahorro en costo han dilucidado.

Al presente, se han reconocido las ventajas de ambos sistemas, sin exclusión de alguno de ellos; las condiciones del lugar y los puntos de vista para un futuro, son los que deciden de una buena elección. Ambos pues, pueden ser igualmente buenos en circunstancias diversas y muchas veces la combinación de los dos puede ser mejor -- aún. Sin embargo, en forma general, las ventajas e inconvenientes de cada sistema se exponen a continuación:

#### 2.4. EVALUACION DE LOS SISTEMAS UNITARIO Y DIVISOR

Para establecer una comparación, considérese que el gasto pluvial en relación con el de aguas negras es muy grande quizá, 50, 100 ó 150 veces mayor que éste. Asimismo, se procura que las alcantarillas para aguas negras nunca deban trabajar a presión, pero los conductos de agua de lluvia en casos de máximos aguaceros, aunque momentáneamente, funcionan como tubos forzados; es decir que las al--

cantarillas del sistema unitario deben ser muy grandes, -- con fluctuaciones de gasto entre trabajo a presión y escurrimiento libre de un insignificante caudal de aguas negras.

A continuación se indica las ventajas e inconvenientes de los siguientes aspectos en las alcantarillas de ambos sistemas.

1o.- AUTOLIMPIEZA.- Una alcantarilla que solo conduce aguas negras, se adapta a obtener una velocidad apropiada y por tanto, hay mejor arrastre de materias sólidas y menos oportunidad de azolves, como el sistema excluye las aguas de lluvia, hay menor cantidad de arenas y demás detritus de origen mineral.

En el sistema unitario, la amplitud de las alcantarillas origina que la corriente en tiempo de secas sea muy lenta, sobre todo si son circulares y se favorezca por tanto, el depósito de azolves, que van aumentando -- por la tierra y demás material mineral. Se obvia este inconveniente adaptando una reducción en la plantilla de manera que la corriente de estiaje se verifique en buenas -- condiciones.

Como el gasto fluctúa demasiado al subir del nivel máximo normal de aguas negras en tiempo de lluvias, - la materia putrecibles se adhieren en las paredes y quedan ahí después que pasa la avenida provocando descomposiciones molestas.

2o.- LAVADO.- La autolimpieza que se produce en las alcantarillas no es suficiente. Siempre se verifican estancamientos de materia que deben removerse por medio del lavado. Lavar un conducto de pequeñas dimensiones es más fácil que uno de mayores; se requiere menor volumen de agua y por tanto el lavado resulta de menor costo. Los tanques lavadores son suficientes para lograr a corta erogación una buena limpieza.

En cambio en el sistema combinado, durante - la época de lluvias se economiza el lavado, pues las aguas mismas verifican el lavado, pero en tiempo de secas es más caro y el volumen de agua que se requiere, presenta dificultades en su obtención y en las obras de lavado.

3o.- LIMPIEZA MECANICA.- Los medios mecánicos de extracción de los azolves requieren aparatos menos costosos y complicados en tubos pequeños, pero las obstrucciones rebeldes son más difíciles de desalojar. No se pueden limpiar por la mano del hombre. Existe mayor facilidad para que se formen obstrucciones.

Los grandes conductos ofrecen la ventaja de - que el hombre puede introducirse en ellos para la remoción - de azolves.

4o.- VENTILACION.- En un conjunto pequeño se forma mejor corriente, es decir, el tiro de los gases es mejor y por lo tanto, mejor el arrastre de los gases que producen olores desagradables. Las fluctuaciones de gasto en pequeños conductos permite la renovación del aire.

En cambio en un conducto amplio, el mayor volumen de aire permite una mayor difusión de los gases nocivos y una parcial purificación del ambiente.

5o.- IMPERMEABILIDAD.- Es más fácil acercarse a ella en conductos pequeños, hechos en la fábrica y colocados en el lugar: es más fácil obtener superficies interiores tersas y el manejo de tubos pequeños permite hacer las juntas con mejor impermeabilidad. Los tubos de barro vitrificado son suficientes en las dimensiones comerciales que existen para este sistema. En los grandes conductos es más difícil obtener estas condiciones.

6o.- CONSTRUCCION.- El manejo de pieza chicas permite mayor rapidez y maniobras más sencillas en la construcción de un alcantarillado para aguas negras. En los con-

ductos chicos es indicado la sección circular que siempre es más fácil de construir y más económica. Como ventaja en el sistema unitario, se puede obtener un mejor acabado interior.

7o.- INSPECCION.- Es más difícil de efectuar en pequeños conductos pues en los tubos amplios se inspeccionan directamente por el trabajador.

8o.- REPARACION.- Cuando se trata de reposición de un tramo de alcantarilla, es más fácil y menos costosa en una alcantarilla de aguas negras. Pero en el sistema unitario es más fácil reparar el interior y atender a composuras pequeñas que es imposible efectuar en conductos estrechos, para los cuales es necesario romper los pavimentos.

9o.- EMISARIO.- La elección del lugar de descarga es un problema difícil. Cuanto más alejado de la población esté el sitio de desfogue, es mejor; el evitar contaminación por el vertido obliga a disponerlo en determinados lugares. Entre mayor volumen de aguas sucias se tenga que eliminar, más meticulosa debe ser la elección del lugar de vertido.

Si pues la salubridad exige que este sea lejano, en competencia con el tratamiento, un colector de descarga o emisario es más costoso en el sistema combinado. En

el separado, el vertido de las aguas blancas, no siendo motivo de insalubridad apreciable, es más fácil fijarlo en las inmediaciones de la ciudad, por lo que el emisario de aguas negras es el único que tiene que alargarse. Pero en caso de un desfogue común y distante, es más económico un emisario combinado que dos conductos.

10o.- FUNCIONAMIENTO.- Es mucho mejor en el sistema combinado, salvo en lo que se refiere a fluctuaciones de corriente. La comodidad de su uso da gran preponderancia a este sistema, pues no hay lugar a equivocaciones al hacer las conexiones de albañales. Existiendo una sola red de alcantarillado, todo va a él, "tout a l' egout", tanto aguas negras como pluviales.

En el sistema separado, cuando existen dos redes, el conectar albañales pluviales a la red negra altera su funcionamiento, provocando afloramientos indeseables en ella. Asimismo, la conexión indebida de albañales de agua negra a una cañería pluvial, a más de la contaminación de aguas blancas, puede dar lugar a la intromisión y afloramiento de éstas por los registros de las casas.

Estos inconvenientes se intensifican en los lugares muy poblados, es decir en barrios populosos, donde la ignorancia o mala fé de los habitantes es mayor, por lo

tanto se efectúan conexiones indebidas con mayor frecuencia.

Por otra parte una red doble (cuando el sistema separado consta de dos redes) es más molesta de atender - que una sola canalización.

11o.- APROVECHAMIENTO.- Las aguas de lluvia - son motivo de molestias en una ciudad, de amenaza muchas veces por las inundaciones que pueden provocar y de peligro a la salubridad; pero siendo aguas relativamente inofensivas, con excepción de las primeras que barren con toda clase de impurezas del suelo, es factible y conveniente muchas veces su aprovechamiento, por ejemplo para lavado de atarjeas, para irrigación, etc. En este caso es pertinente recoger las aguas por sistema separado para evitar la contaminación de las de lluvia y poder utilizarlas sin tratamiento.

El aprovechamiento de las aguas negras crudas, es decir, sin sufrir un previo tratamiento o purificación, es menos probable, de manera que su vertido puede disponerse en lejano lugar, sin inconveniente de establecer el punto de entrega de las aguas de lluvia en los lugares que convenga.

12o.- TRATAMIENTO.- Si por aprovechamiento -- para evitar contaminaciones, o por cualquier otro motivo se

requiere sujetar las aguas negras a procesos de purificación, el sistema divisor es el indicado, pues no conviene mezclar las aguas negras cuyo caudal es muy reducido con las masas -- comparativamente grandes de líquidos pluviales. Si estas mismas requieren purificación a causa de los detritus que arrastran, su tratamiento no es de la misma categoría que el de -- los líquidos cloacales y por lo tanto no conviene mezclarlas con éstos.

Por otra parte disposiciones especiales de desbordo en un sistema combinado, tales como los vertedores, interceptores, etc., permiten en forma relativa separar las corrientes de aguas negras de las de lluvia en los mismos conductos.

Si el tratamiento de las aguas se limita tan solo a una dilución es decir que propiamente no se disponga una planta purificadora, es mejor diluir desde luego las aguas negras en las masas pluviales.

13o.- CONDICIONES ESPECIALES.- Si una población es sensiblemente plana y no hay necesidad de tratamiento ni de bombeo, en general es mejor la canalización única, pues el sistema separado exigiría la instalación de dos redes subterráneas. En cambio en poblaciones de topografía --

accidentada es mejor la separación de las aguas negras, pues las de lluvia escurren rápidamente por los declives superficiales. El problema de solución difícil se localiza entonces en las partes bajas, si es que las aguas superficiales no -- tienen salida natural y es precisa su evacuación.

En distritos densamente poblados como lo son las partes céntricas de una ciudad, es mejor el sistema combinado.

Las poblaciones planas tienen indicado el bombeo para un buen escurrimiento de las aguas y en este caso -- es mejor una canalización por separado, para tener distintas plantas de bombas.

En las grandes ciudades ofrece mayores ventajas el sistema combinado y en pequeños poblados resulta más conveniente el sistema divisor. Los peligros de polución son mucho mayores en ciudades populosas y éstas están en mejor -- aptitud de gastar fuertes sumas en resguardarse de contaminaciones; en ellas, por otra parte, el aprovechamiento de las aguas blancas y el de las negras purificadas es más digno de tomarse en cuenta.

Las poblaciones pequeñas tienen por lo general un ambiente más propicio de purificación natural y el aprovechamiento ofrece menos aspectos de conveniencia.

140.- COSTO.- Este factor importantísimo es capital en la elección del sistema y obliga muchas veces a una mala preferencia.

Se ha dicho que el sistema separado fundamentalmente consiste en una red de alcantarillas especialmente calculadas solo para aguas negras, por lo que los conductos son de pequeña acción, comparados con los que se requieren para aguas de lluvia. Si, por condiciones especiales, en un poblado la evacuación de estas aguas se efectúa superficialmente o requiere ciertas adaptaciones sencillas y poco costosas, puede decirse que el alcantarillado solo consiste de la red de aguas negras. El costo de ésta comparado con la combinada correspondiente es mucho menor, por ejemplo una tercera parte. Es éste el punto de vista que decide de la elección de este sistema; la eliminación sencilla y poco costosa de las aguas pluviales.

Pero si se requiere una canalización para ellas, el alcantarillado resulta constituido por dos redes: una de pequeños conductos y otra de tuberías de grandes dimensiones, y entonces el costo de ambas es mucho mayor que si se tuviera la red de grandes conductos.

La canalización pluvial no requiere sin em bargo, los mismos requisitos que exige la corriente de -- aguas negras, y puede suceder que los colectores no se necesiten de la misma longitud que los conductos de aguas ne gras; asimismo, según las condiciones superficiales puede ser que la red de atarjeas se simplifique mucho, así como también se puedan aprovechar ciertos desagües inmediatos, etc., etc., dando todo esto por resultado que la red de -- aguas blancas se reduzca en tal forma, que su costo sumado al de las cañerías de líquidos usados, resulte equiparable al de un sistema combinado. En general éste es más económi co que el de doble red de tuberías.

15o.- FINANCIAMIENTO.- Otro factor decisí- vo en la elección de un sistema es la posibilidad de arbitrase fondos para su construcción. La falta de dinero, -- las fuentes para conseguirlo, la riqueza de una población para obtener crédito, etc. etc., facilita o dificulta el - establecimiento del sistema más apropiado.

Aquí es donde ofrece ventajas el Sistema Divisor.

La red para aguas negras tiene menor cos-- to; es al mismo tiempo la que se requiere instalar con mayor urgencia, y por tanto, puede construirse a reserva de completarla con el desagüe pluvial. En pequeñas poblaciones

en las que el desarrollo de las obras municipales es más lento, y en que no es posible la erogación de fuertes cantidades, resulta más factible establecer desde luego la red de aguas negras y dejar para más tarde el control de las aguas pluviales.

Muchos pequeños poblados viven largo tiempo sin alcantarillados, resolviendo los problemas relativos en forma local e imperfecta y soportando los inconvenientes de esta falta; y cuando empieza a sentirse la necesidad de contar con obras sanitarias, su alto costo obliga a posponerlas, con grave perjuicio de la colectividad; por tanto, conseguir recursos para una obra poco costosa es más fácil y resuelve el problema de alcantarillado en su parte más urgente. Es así como muchas pequeñas ciudades han podido contar con redes de alcantarillas que posteriormente han completado.

La importancia de los centros poblados se traduce en mayor riqueza y resulta que imponer contribuciones o exigir cooperaciones para obras costosas en pequeñas poblaciones es menos redundante en provecho que hacerlo en ciudades populosas.

## 2.5. SISTEMAS MIXTOS

Los párrafos anteriores puntualizan los aspectos generales de ventajas e inconvenientes de los dos sistemas, pero en forma relativa. La comparación en muchos de los puntos estudiados se ha hecho entre una red de conductos solo para aguas negras y otro de alcantarillas mucho mayores, y naturalmente resulta más económica la pequeña red; pero en el caso de dos alcantarillados por una parte, y uno solo por otra, los aspectos comparativos se complican y las ventajas expuestas se alteran de manera que la aplicación exclusiva de un sistema ofrece cierta rigidez de aplicación.

Ciertas características, sin embargo, son decisivas en determinados casos. El tratamiento de las aguas impone el Sistema Divisor. Muchas veces no es ni siquiera conveniente mezclar las aguas industriales con las domésticas, razón tan determinante es ésta, que, como ya se dijo, muchas poblaciones han estado sustituyendo sus sistemas combinados por los separados.

Por otra parte, la educación de los habitantes para hacer buen uso de las alcantarillas, la sencillez de su empleo único, es un factor importante para preferir un sistema combinado. Elegir éste en una ciudad en desarrollo, ofrece también la ventaja de contar con una obra completa de

alcantarillado, dada la natural imposibilidad de los gobiernos de dejar incompletas obras que funcionan ya; o considerar posteriormente como definitivas instalaciones ejecutadas con carácter provisional. Si por ejemplo, se instala la red de aguas negras únicamente, dejando para después la pluvial, se corre el peligro de no construirla y usar la primera para la evacuación total de líquidos, con lo cual se tienen el grave mal de no efectuar ninguna eliminación en forma correcta, sin embargo de lo cual se soportan los inconvenientes respectivos sin ponerles remedio. Desgraciadamente las comunidades solo reaccionan cuando los peligros son inminentes y cuando dejan una dolorosa experiencia, y así es menor mal dejar una obra completa, aún cuando tenga que modificarse después de algunos años.

Estas y otras muchas más razones especiales en cada caso, indican que no es posible la separación absoluta de los dos sistemas, frecuentemente la combinación de ellos resuelve el problema, teniéndose así un SISTEMA MIXTO, que utiliza una o dos redes en una parte y combina la construcción de las alcantarillas en tal forma, que se realicen las finalidades perseguidas en el saneamiento de una población o, como ya se dijo, la eliminación rápida y segura de sus desechos líquidos y su depósito final en las mejores condiciones para la vida del hombre.

y

A continuación se inserta un cuadro comparativo de las ventajas de los Sistemas Combinado y Divisor.

CUADRO COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS DE  
ALCANTARILLADO

ASPECTOS	S I S T E M A			
	SEPARADO		COMBINADO	
	Ventajas	Inconve- nientes	Ventajas	Inconve- nientes
AUTOLIMPIEZA	Mejor velo- cidad-Menos azolves-Po- cos detritus minerales- Menos-adhe- rencias.		Adaptación de la Plantilla.	Corriente de - estiaje-Adhe-- rencias-Fluc-- tuaciones de - gasto.
LAVADO	Mayor faci- lidad-Menor volumen de agua-Menor costo.	Todo el año.	Efectuado por las lluvias. Solo unos me- ses.	Instalaciones costosas: Ob-- tención del -- agua.
LIMPIEZA MECANICA	Usualmente más sencil- la y me-- nos costo- sa.	Dificultad en remover ciertas -- obstruccio- nes. Faci- lidad de - obstruccio- narse.	Efectuada por los trabajado- res directa-- mente.	
VENTILACION	Mejor tiro y arrastre de gases- Renovación de aire.		Mejor difu--- sión de los - gases.	
IMPERMEABI- LIDAD.	Más asequi- ble.			
CONSTRUCCION	Manejo de piezas Chi- cas-Circu- lares.		Mejor acabado interior.	
INSPECCION		Imperfecta.	Facilidad de Trabajo	
REPARACIONES	Fáciles-Rá- pidas y bā- ratas en - reposicio- nes.	Frecuente. Ruptura de pavimentos	Facilidad de trabajo por - el interior y menor posibi- lidad de rup- tura de pavi- mento.	

EMISARIO	Menos costoso un colector sanitario. Diver-- sos sitios - de vertido.		Para un mismo vertido mejor un solo emisa rio.
FUNCIONAMIENTO		Conexiones indebidas.	Fluctuaciones de corriente.
APROVECHAMIENTOS.	Empleo de -- aguas de llu vias no con-- taminadas.		
TRATAMIENTO	Aislar las - aguas negras		Sistema de -- desborde.
CONDICIONES ESPECIALES	Para topogra fía accidentada-Si hay bombeo para pequeños po blados.		Para lugares planos. Cen-- tros populo-- sos.
COSTO	Mejor si hay escurrimien-- to superfi-- cial.	Más eleva do cuando son dos redes.	Más económico que dos tube rías.
FINANCIAMIENTO	Más factible construir la red de aguas negras.	Peligro - de dejar una obra incomple-- ta.	Obra completa Su alto costo.

### 3. FASES DEL SISTEMA

La concepción, el desarrollo y utilización del sistema envuelve las siguientes fases: <sup>(1)</sup>

#### 3.1. PRELIMINAR O INVESTIGATIVA

El objeto de esta fase es establecer ampliamente las bases técnicas y económicas sobre las cuales basar la política más aconsejable de decisión y llegar al proyecto más ventajoso. La importancia de esta fase no puede exagerarse si se dice que es grande, ya que provee las bases sobre las cuales se hacen esencialmente todas las decisiones fundamentales que conciernen a un sistema dado. Esta fase generalmente culmina en un reporte técnico de ingeniería donde claramente se delinearán factores tales como:

a) Planteo del problema y revisión de las condiciones prevalcientes.

b) Capacidades y condiciones requeridas para el servicio en cada período de proyecto.

c) Métodos para alcanzar los servicios requeridos; si se dispone de más de un método, la evaluación de cada método alternativo.

---

(1) A.S.C.E., Manual on Eng. Practice No. 37, Design and --- Construction of Sanitary and Storm Sewers, N.Y. 1969.

d) Disposición general del sistema propuesto con la indicación de las etapas de evolución que cumplan -- las condiciones finales cuando sea de tal naturaleza que se justifiquen las etapas de evolución.

e) Establecer los criterios de ingeniería y el dimensionamiento preliminar del proyecto que permitan -- preparar los costos de construcción y de operación con sufi- ciente aproximación para que sirvan a la determinación de - factibilidad, al plan financiero y a las consideraciones de los métodos alternativos de solución.

f) Los varios métodos de financiamiento y la aplicabilidad al sistema.

Debe tenerse presente que los informes preli- minares de ingeniería no constituyen un trabajo de detalle del proyecto o del plan con el cual pueda construirse el -- sistema ni es necesario detallarlo para cumplir con el obje- to de la fase preliminar o de investigación.

### 3.2. PROYECTO DEL SISTEMA

La fase de proyecto llega hasta tener los -- planos detallados, las cantidades de obra, los métodos y --

programas de construcción que sirvan de base para el concurso de postores que coticen la construcción del sistema y para encargarse de la realización. La fase de proyecto consiste esencialmente en desarrollar el plan preliminar disponible hasta los detalles adecuados para el concurso y la construcción; e incluye todos los levantamientos y estudios de ingeniería, exploraciones del subsuelo, proyectos de detalle, planes de contratación y los documentos necesarios para el dueño del sistema quien recibirá las proposiciones, otorgará contratos y procederá a la construcción del sistema. Los principios de claridad, de formas concisas, ausencia de ambigüedades y la más completa información que norman al proyecto, incluyendo planos, especificaciones, cantidades de trabajo, análisis de precios, preparación de concurso y bases para otorgar el contrato de construcción, que se exigen para cualquier obra de ingeniería; se aplican igualmente al proyecto del sistema de alcantarillado.

a) DESARROLLO DE LA FASE PRELIMINAR.- La fase preliminar previamente preparada, según la importancia del sistema de alcantarillado, podrá o no dejar definida la alternativa seleccionada de entre las más viables y la fase del proyecto detallará el estudio de cada estructura de que consta el sistema. Si el sistema es importante por su gran magnitud se requerirá hacer proyectos de detalle para seleccionar la alternativa y aplicar los estudios de evaluación

considerando costos y objetivos que se alcanzan conforme se citaron antes para llegar a la decisión. Definida la decisión habrá que completar las estructuras que no se proyectaron por no haber sido determinantes en la decisión.

b) CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.- Las estructuras de que consta el sistema para cumplir su cometido se analizan como todas las estructuras de que se ocupa la ingeniería siguiendo la metodología que se inicia planteándose tres problemas. El primero es la capacidad. Así como en una viga lo primero en considerar es la solícitud de cargas, en el sistema de alcantarillado será la cantidad de agua -- que debe recibir durante su funcionamiento y la calidad de dicha agua: Para esto se recurre a los conocimientos técnicos, los modelos y procedimientos de solución. Este primer problema lo resuelve la hidrología y la ingeniería sanitaria para obtener el modelo que lígue abastecimiento de agua potable o precipitación de lluvia con el escurrimiento y la calidad en distintos tramos del alcantarillado.

Para el alcantarillado, como para todas las obras hidráulicas, abundan los modelos, pero su aplicación es escasa. Actualmente se proyecta como haciendo ejercicios de hidráulica sin considerar las alternativas de los procesos reales.

La aplicación de modelos avanzados es reducida debido a que los problemas que abundan son de ampliación o de mejoramiento o porque un modelo necesita datos especiales y buenos o confiables, o porque las ventajas de aplicación no se han difundido; y se requiere técnicos expertos con acceso a las computadoras.

Los cambios requeridos y las altas inversiones en los proyectos impulsan a la investigación de nuevas técnicas, ya con más datos y el uso de computadoras; con análisis más complejos, pero esta complejidad puede optimarse. (1)

Muchas técnicas en uso actual, tal como la que aplica el llamado método empírico o el racional deben considerarse que para el futuro serán como una reliquia de técnica antigua y fuera de moda. Este modelo tiene una aceptación racional para aquellas ocasiones en que las inversiones son bajas, como cuando únicamente había disponibles datos hidrológicos escasos y las computadoras electrónicas no eran conocidas. Bajo estas condiciones los métodos de análisis simples para proyectos sencillos fue lo mejor; además, era lo único disponible. Sin embargo, la manejabilidad de la computación utilizable fue obtenida de la aplicación

---

(1) Environmental Problems.- QUURM.- Implicaciones en el proyecto de seis temas de Drenaje Urbano. W. Edgar.

insistente de suposiciones simplificadas. Los cambios traídos por el aumento de urbanización, con sus niveles más altos de financiamiento junto con el aumento de buenos datos del ciclo hidrológico y la ayuda con la disponibilidad del cálculo electrónico, permiten el uso de métodos analíticos más complicados. Sin embargo, se advierte que la factibilidad de uso de técnicas muy complejas no justifican por sí mismas su uso en la práctica.

Como una explicación para visualizar la selección de una técnica apropiada de proyecto, uno puede imaginar en una gráfica las técnicas en donde sobre un eje horizontal se representa el aumento de la complicación en el cálculo y en el vertical los costos de los métodos y de la obra proyectada. El método empírico y el racional ocupan el inicio del espectro y el aumento de la complejidad del cálculo o de la simulación de los datos hidrológicos y las respuestas del modelo equivalen al desplazamiento en dirección del aumento de complejidad.

Considerando que los parámetros que reflejan el nivel de inversión, la precisión de los datos y la disponibilidad de la ayuda de la computación permanecen fijos, habrá en principio algún punto en la escala de complejidad que representa la técnica óptima. (Fig. 9). El concepto de lo óptimo en este tipo ha sido presentado en varias publicaciones con

la diferencia de que la variable considerada fue la precisión de los datos más que el grado de complicación.

En este contexto el costo de la precisión de los datos fueron comparados con los beneficios potenciales debidos al aumento de precisión de los datos en el mejoramiento del proyecto. Estos beneficios potenciales representan la combinación de ahorros en los costos directos (construcción) y la reducción de los daños futuros probables de eventos que excedan a la capacidad de las obras. Si la precisión de los datos fue inicialmente pobre, se encontró que aumentando la precisión de los datos puede obtenerse a bajo costo grandes beneficios potenciales. Posterior aumento en la precisión conduce a un punto óptimo y más allá de este óptimo los beneficios potenciales de la mejora por aumento en la precisión llegan a ser pequeños mientras que el costo de aumentar la precisión crece más rápidamente.

Aunque un análisis formal equivalente para el costo análogo de computación aún no se tiene disponible, puede preverse que pueden obtenerse efectos similares de beneficio mejorando los métodos de cálculo, particularmente si tales mejoras pueden aplicarse paralelamente al aumento de la precisión de los datos o al efecto económico.

c) MATERIALES PARA LAS ESTRUCTURAS.- El segundo problema que requiere resolverse en las estructuras del sistema se refiere a su proyecto de resistencia estructural una vez que se ha realizado el dimensionamiento hidráulico, eligiendo los materiales y dimensión para la estabilidad y durabilidad, ya que debe garantizar las condiciones para el servicio del sistema en cuanto a período de uso y seguridad local. Con lo anterior resuelto, deberán establecerse los procedimientos de construcción y rendimiento de recursos humanos maquinaria y materiales para con ello llevar a cabo los análisis de precios unitarios y las especificaciones generales de construcción -- que se requieren a fin de normar la supervisión durante la -- ejecución de estos trabajos. Como capítulo importante en las especificaciones, en la actualidad hay una corriente favorable el establecimiento de especificaciones de producto terminado y comportamiento final para que una empresa lleve a cabo los proyectos y la construcción con miras a que el contratista aplique avances últimos de la tecnología, que sean novedosos y que garanticen la realización del sistema con mejores ventajas que las que se obtienen con los métodos tradicionales, especialmente cuando hay tratamientos que puedan quedar bien garantizados.

### 3.3. CONSTRUCCION

Esta fase comprende la realización del proyecto para lo cual se dispone previamente de éste, lo más comple

to que se haga necesario, incluyendo las investigaciones preliminares, los cálculos, planos y especificaciones y las bases de contratación de la obra. Evidentemente la construcción podrá ser expedita si se cuenta con el proyecto minuciosamente preparado y en la forma más completa.

Conocidas las cantidades de obra por realizar y el programa de ejecución de que consta el proyecto, el contratista deberá estudiar los programas de personal necesario, materiales y maquinaria que se requieran para la ejecución - y de preferencia optimar el programa aplicando a cualquiera de los métodos como el de ruta crítica, Pert, etc., a fin -- de lograr obtener las mejores ventajas de su contrato. Deberá exigir la aprobación de obra ejecutada y la cuantificación de la misma lo cual está a cargo del Ingeniero, para que de acuerdo con ello se preparen estimaciones y liquidaciones para que propietario pueda hacer el pago correspondiente, conforme a lo establecido en el contrato de construcción.

#### 3.4 OPERACION

La operación de una obra de ingeniería es una fase esencial para la realización de la obra y así lo es para el sistema de alcantarillado que presta servicios a la población, para cumplir los objetivos varios ya citados.

El ingeniero podrá recomendar la organización para llevar a cabo la operación del sistema en donde se distinguen 2 partes fundamentales: una administrativa y otra -- técnica. La Administrativa llevará a cabo el control de los usuarios o beneficiarios con el sistema, así como las cuotas que éstos deban pagar de acuerdo con las tarifas. La otra -- parte fundamental se refiere a la vigilancia en la operación, el abastecimiento de equipo y materiales para el mantenimiento, la supervisión y los reemplazos de maquinaria que se deban efectuar.

La tarifa que se ha hecho referencia es un -- punto importante que puede haber sido resuelto en el proyecto o puede ser motivo de que el propietario la fije de acuerdo con las condiciones legales que se exijan al funcionamiento del sistema y las razones de equidad entre propietario y beneficiario. Estas tarifas, en ocasiones, van ligadas a las de agua potable.

### 3.5. INTERRELACION ENTRE LAS FASES DEL SISTEMA

Puesto que todas las fases del sistema de alcantarillado están interrelacionadas, los siguientes puntos son típicos:

a) La capacidad, el arreglo y los detalles de la fase del proyecto no pueden ser los mejores a menos que -

se hayan completado apropiadamente la fase de investigación preliminar.

b) La adecuada técnica de ingeniería preliminar y las estimaciones de costos son esenciales para un sano plan de financiamiento sin el cual las fases subsecuentes del sistema pueden ofrecer problemas.

c) El proyecto inadecuado o los planos y especificaciones impropriadamente preparados pueden conducir a confusiones en la construcción, a costos más elevados, a fallas del sistema para cumplir las funciones deseadas o fallas hidráulicas o estructurales de las partes que componen el sistema.

d) La ejecución apropiada de la construcción es vitalmente necesaria para obtener la calidad y características previstas en el proyecto bien preparado. El valor del trabajo competentemente desarrollado en la investigación y en el proyecto puede perderse con un descuido e incompetente manejo de la fase de construcción.

e) Todas las obras de ingeniería tienen ciertas condiciones que requieren de operación y mantenimiento; y, a menos que se prevean por anticipado la organización y administración para llenar esas necesidades, la utilidad del sistema se verá impedida mientras estas condiciones no se desarrollen correctamente.

### 3.6. PARTES QUE INTERVIENEN EN LA REALIZACION DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Las obras de ingeniería, como el sistema de alcantarillado, son el resultado de los esfuerzos combinados de las varias partes interesadas. El propietario, el proyectista y el contratista son las partes más importantes y las directamente involucradas.

Algunas partes como el asesor jurídico del sistema, el agente financiero y varias dependencias de reglamentación están también ligadas en grados variables. La naturaleza y responsabilidad general de las partes son las siguientes:

1.- PROPIETARIOS.- Las conveniencias del propietario inician el sistema, y éste proporciona los fondos necesarios para ello. El propietario es parte en todos los contratos para su abastecimiento y construcción. El propietario muy a menudo informa colectivamente a los habitantes de una unidad de gobierno cuales asuntos pueden ser tratados por los distintos cuerpos administrativos y legislativos. El propietario puede ser un grupo privado o una unidad gubernamental.

Cuando el propietario es alguna unidad gubernamental los asuntos pueden ser tratados por uno de los

siguientes, dependiendo de la unidad de organización y de las leyes que controlan las operaciones:

a) El ayuntamiento de la ciudad o las corporaciones similares llevan a cabo al sistema de alcantarillado como una de sus obligaciones en la citada unidad.

b) Una comisión especial o una junta encargada, por la unidad gubernamental, con áreas de incumbencia limitada de las que usualmente se encarga el ayuntamiento de la ciudad. Tales juntas o comisiones pueden tener el encargo del sistema de alcantarillado como una de sus responsabilidades entre las obras para la unidad gubernamental, como son agua, energía eléctrica, gas, etc. Los límites jurisdiccionales de la responsabilidad de estas juntas o comisiones coincide con aquellas de la unidad gubernamental, cuyos amplios cargos están controlados por el ayuntamiento.

c) Un distrito especialmente constituido, -- cuyos límites geográficos pueden o no coincidir con aquellos de otras unidades gubernamentales, y cuyos asuntos pueden ser administrados por una junta o comisión administrativa distinta o separada. Tales unidades se hacen referir como "distritos" por ejemplo, el Distrito Metropolitano Sanitario Mayor de Chicago (III). A menudo las responsabilidades de tales distritos pueden limitarse a un colector principal o una obra de intercepción, dejando las alcantarillas locales como responsabilidad individual de las unidades de

gobierno dentro del área atendida por el distrito.

Los planes de recuperación de fondos de los dos primeros tipos son generalmente formulados y reglamentados conforme a las leyes que rigen a la unidad gubernamental de la cual ambas corporaciones son una parte. El plan de recuperación de fondos del último tipo es generalmente otorgado y puede ser parte de los de la unidad gubernamental a los cuales se supedita.

Los propietarios privados se presentan en el desarrollo de nuevas urbanizaciones donde un empresario particular construye las obras de servicio, incluyendo el sistema de alcantarillado, y las dependencias públicas no asumen la recepción hasta la terminación de la nueva área urbanizada; y la transferencia de títulos del alcantarillado y otros servicios a la unidad gubernamental se hace de acuerdo con los reglamentos locales.

2.- INGENIERO.- El ingeniero es el encargado técnico y tiene la responsabilidad de proporcionar al propietario toda la información básica necesaria para hacer todas las decisiones políticas que se requieran para habilitar el proyecto del sistema; de llevar a cabo los planos de proyecto y de detalle y las especificaciones necesarias para el concurso de las obras y la construcción -

del sistema; de proporcionar los servicios de supervisión necesarios para el propietario; de establecer los procedimientos satisfactorios de construcción. Estas responsabilidades son todas de carácter profesional y deben ser desempeñadas de acuerdo con las normas éticas de conducta profesional, por personal de ingenieros calificados.

El ingeniero puede ser una simple persona que se encargue de todos los trabajos en un sistema pequeño. Pero a menudo el ingeniero de un sistema requiere los servicios de mucha gente y la organización donde esta gente puede desempeñar sus servicios se denomina como el "ingeniero".

La ingeniería para los sistemas de alcantarillado a menudo puede desempeñarla una organización oficial que forme parte de la unidad gubernamental o por organizaciones privadas de ingeniería contratada por el propietario de la obra específica. También la ingeniería para los sistemas de alcantarillado en muchos casos es una unión de ambas organizaciones.

3.- CONTRATISTA.- El contratista o constructor ejecuta la construcción real del trabajo bajo la supervisión general del ingeniero. El convenio de construcción -

se hace entre el propietario y el contratista (no el ingeniero) y generalmente es el resultado de un otorgamiento sobre la base de un concurso abierto y formal, a base de precio alzado o de precios unitarios.

Las labores del contratista en algunos casos pueden ser llevados a cabo con personal del propietario que está especialmente organizado para los propósitos de construcción, pero esta práctica para obras de cierta magnitud no se encuentra extendida. También puede resultar que el pago por operarios, maquinaria y materiales lo haga el propietario y el contratista sea a base de comisión.

4.- OTRAS PARTES.- Hay otras partes que pueden intervenir en la ejecución del sistema de alcantarillado como las siguientes:

a) Abogado o asesor jurídico.- Todas las obras públicas están sujetas a leyes locales y estatales, y se requiere de asesoramiento legal competente para dirimir los conflictos con estas leyes y evitar los retrocesos por defectos legales del proyecto.

b) Agente financiero.- Los servicios de asesoramiento con respecto al financiamiento del sistema son a menudo necesarios y pueden ser proporcionados por un servicio particular especializado. Tales servicios son ocasio

nalmente proporcionados como parte del Convenio de financiamiento con una dependencia financiera.

c) Dependencias de reglamentación.- La más frecuente dependencia de reglamentación que se encuentra -- son los Servicios Coordinados de Salubridad en el Estado -- quien generalmente adopta normas mínimas de vigilancia o de servicios pertenecientes a las características de diseño y quizá aprueba los proyectos propuestos, planos y especificaciones para los sistemas usualmente requeridos. Otras dependencias de reglamentos que tienen jurisdicción pueden ser -- varias cuando se trata de obras de servicios múltiples y -- sus reglamentos deben respetarse, éstas en Estados Unidos -- incluyen dependencias como:

(1) El Cuerpo de Ingenieros del Ejército o las dependencias del estado que tienen funciones de control de aguas para la navegación.

(2) Comisiones de planeación locales, regionales o del estado.

En México interviene la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, la de la Reforma Agraria, etc. según la intervención en el uso del suelo para llevar a cabo un centro habitacional.

### 3.7. PAPEL QUE DESEMPEÑAN LAS PARTES EN CADA FASE

El papel del propietario, del ingeniero y -- del contratista entre una y otra de las diferentes fases -- del sistema se exponen a continuación. Las otras partes previamente mencionadas deben intervenir en la ocasión apropiada para su contribución especial.

1.- FASE PRELIMINAR.- El propietario y el -- ingeniero son las partes principales que intervienen en la fase preliminar del sistema, aunque el ingeniero pueda recurrir a las empresas de la industria de la construcción para asesoramiento especial, consultas sobre métodos de construcción o condiciones peculiares de una obra dada que afecten el costo o el proyecto y sobre lo cual el contratista local tiene algún conocimiento. Debe ser obvio que todas las decisiones de la política que se refieran a los procedimientos para la obra, el arreglo del financiamiento, etc., descansan en manos del propietario solamente, aunque éste puede -- recurrir al ingeniero, al consejero legal o al financiero -- para asesoramiento y quía al hacer sus decisiones.

2.- PROYECTO.- La fase de proyecto, hasta la ocasión de solicitar y recibir proposiciones de concursan--tes para la construcción, tiene la intervención del propietario y del ingeniero. El proyecto preparado por el ingenie

ro está sujeto regularmente a la aprobación del propietario. El ingeniero puede reconocer preferencias del propietario - cuando estas son apropiadas a la buena práctica de la ingeniería. El ingeniero debe aceptar los requisitos legales y los procedimientos que rigen al proyecto y su trabajo debe obedecer los requisitos que lo rigen.

3.- CONSTRUCCION.- La fase de la construc---  
ción agrupa al ingeniero y al contratista en una interrelación. Los contratos para la ingeniería están entre el propietario y el ingeniero, mientras que los contratos de la - construcción están entre el propietario y el contratista.

El ingeniero se reconoce como agente del propietario pero debe establecerse bien la responsabilidad del ingeniero hacia el contratista. El ingeniero debe proporcionar el trazo de la obra y la distribución, aprobación de -- los materiales, inspección del trabajo, trámite de pago de las estimaciones, etc., todo lo cual es de interés vital para el contratista. El ingeniero debe ejercer rígidamente -- una imparcialidad entre el contratista y el propietario y - debe proteger el interés del contratista cuando surjan circunstancias tales que en su opinión, la decisión requerida sea favorable al contratista más bien/<sup>que</sup> al propietario. La posición casi jurídica del ingeniero en las relaciones entre

el dueño y el contratista lo coloca en una situación de gran responsabilidad para mantener las altas normas éticas.

El trabajo minucioso y competente en las fases preliminar y de proyecto evidentemente minimará los problemas que sin duda son encontrados en la fase de la construcción.

4.- OPERACION.- El ingeniero tiene la responsabilidad de proporcionar la información completa en lo que se refiere al funcionamiento de todas las partes del sistema. El personal del propietario debe asumir la responsabilidad de la operación cuando el sistema o cualquiera de las partes estén terminadas y aceptadas por el propietario. Aunque el ingeniero, y en alguna extensión el contratista, deben aconsejar y ayudar en las primeras etapas de operación, al menos hasta que desaparezcan los defectos que puedan aparecer, el propietario debe proporcionar personal competente para operar y mantener el sistema terminado. El ingeniero en algunos casos, por acuerdo especial del propietario, proporciona servicios de asesoría en lo referente a los procedimientos de operación y mantenimiento durante un período posterior al inicio de la operación.

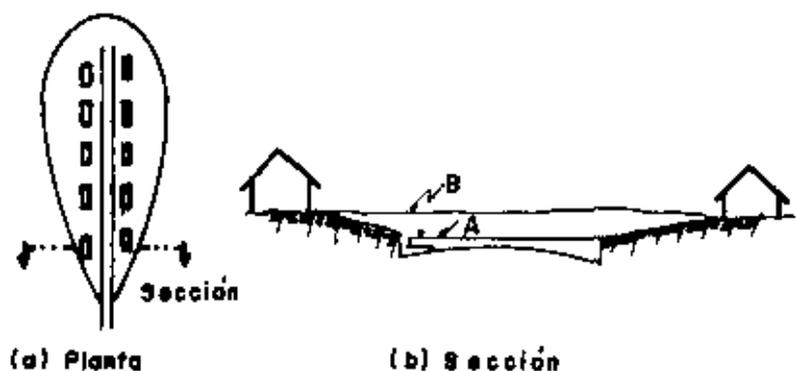


FIG. 1- DESAGUE URBANO SIMPLE, PLANTA Y CORTE TRANSVERSAL.

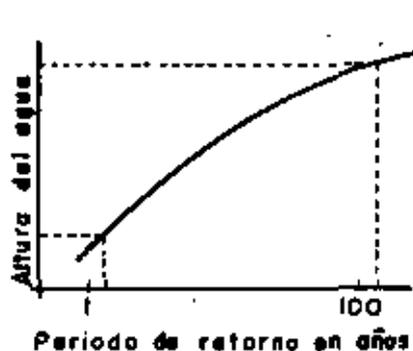


FIG. 2- CURVA DE ALTURA FRECUENCIA

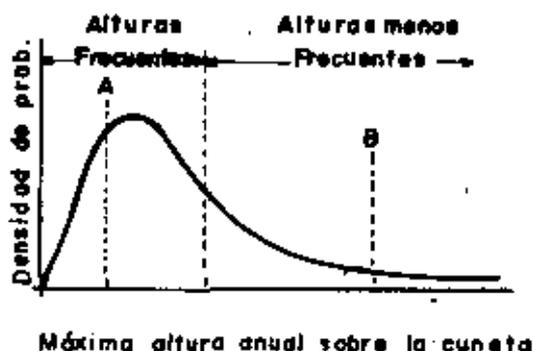


FIG. 3- FUNCION FRECUENCIA ALTURAS MAXIMAS ANUALES

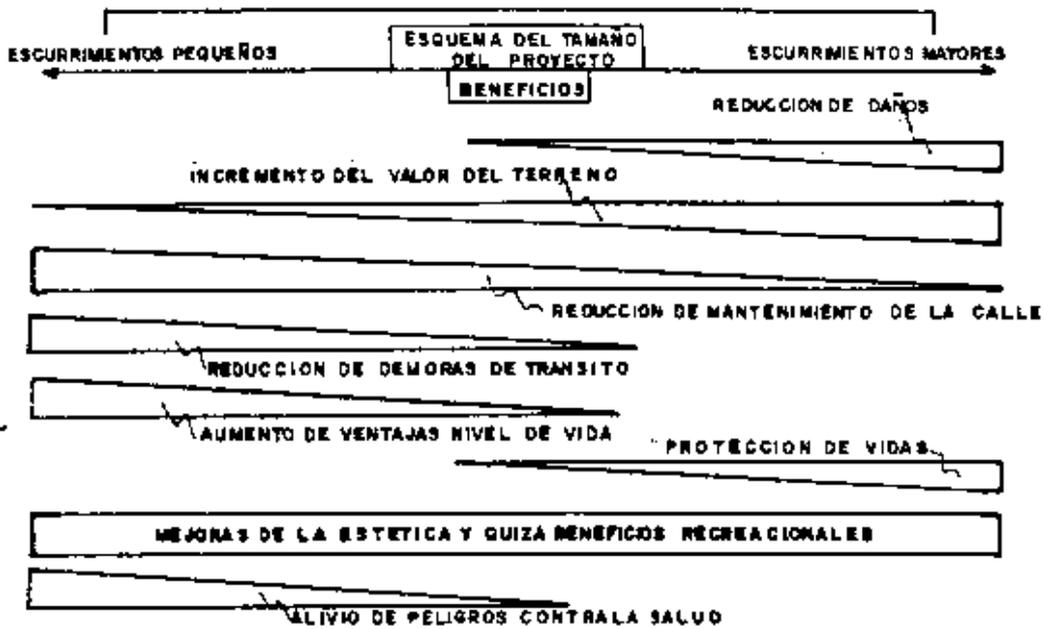


FIG.4- Esquema de beneficios con los proyectos de drenaje urbano y control de inundaciones.

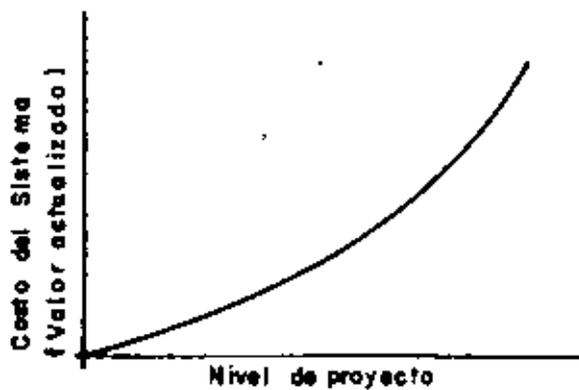
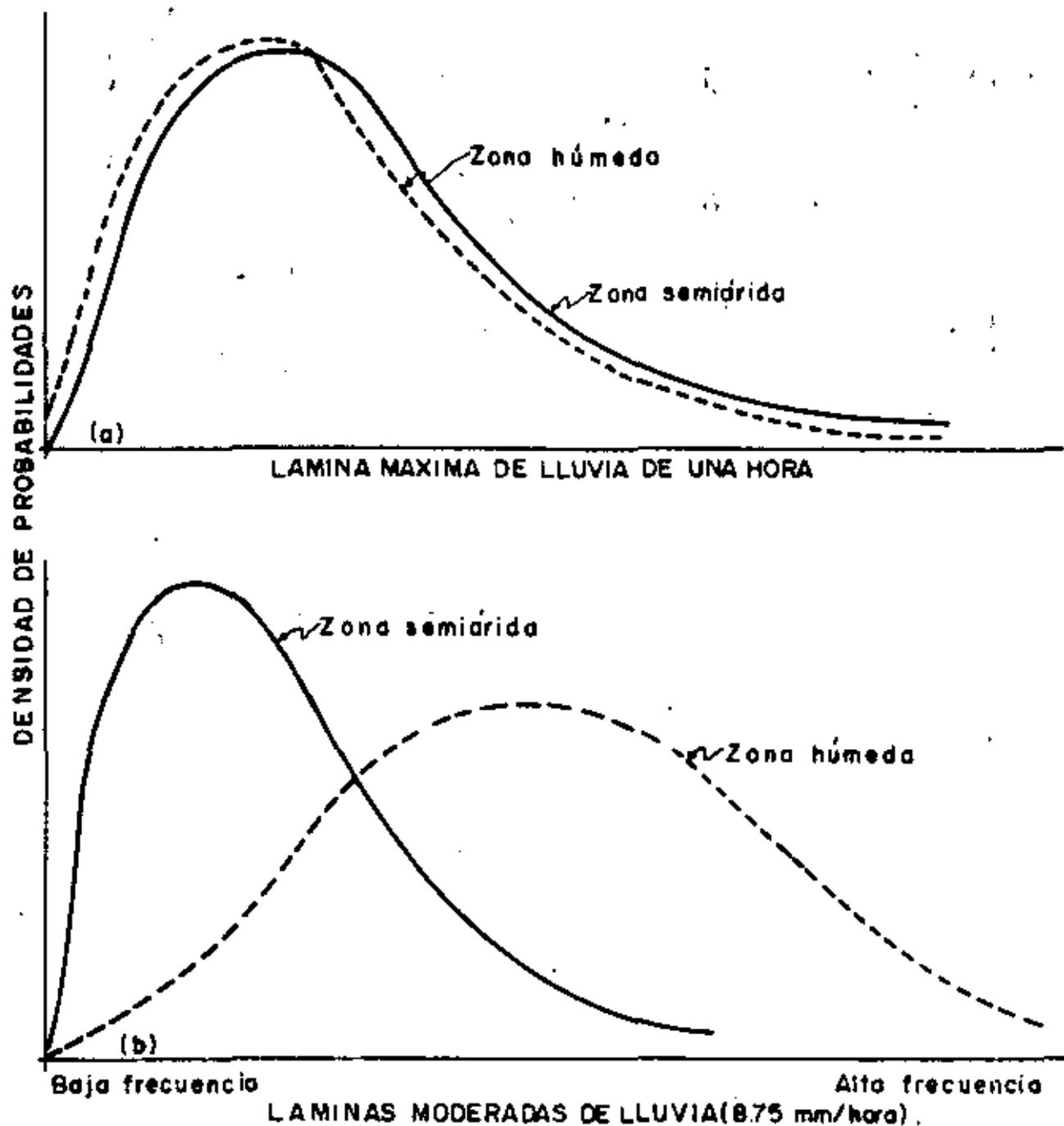
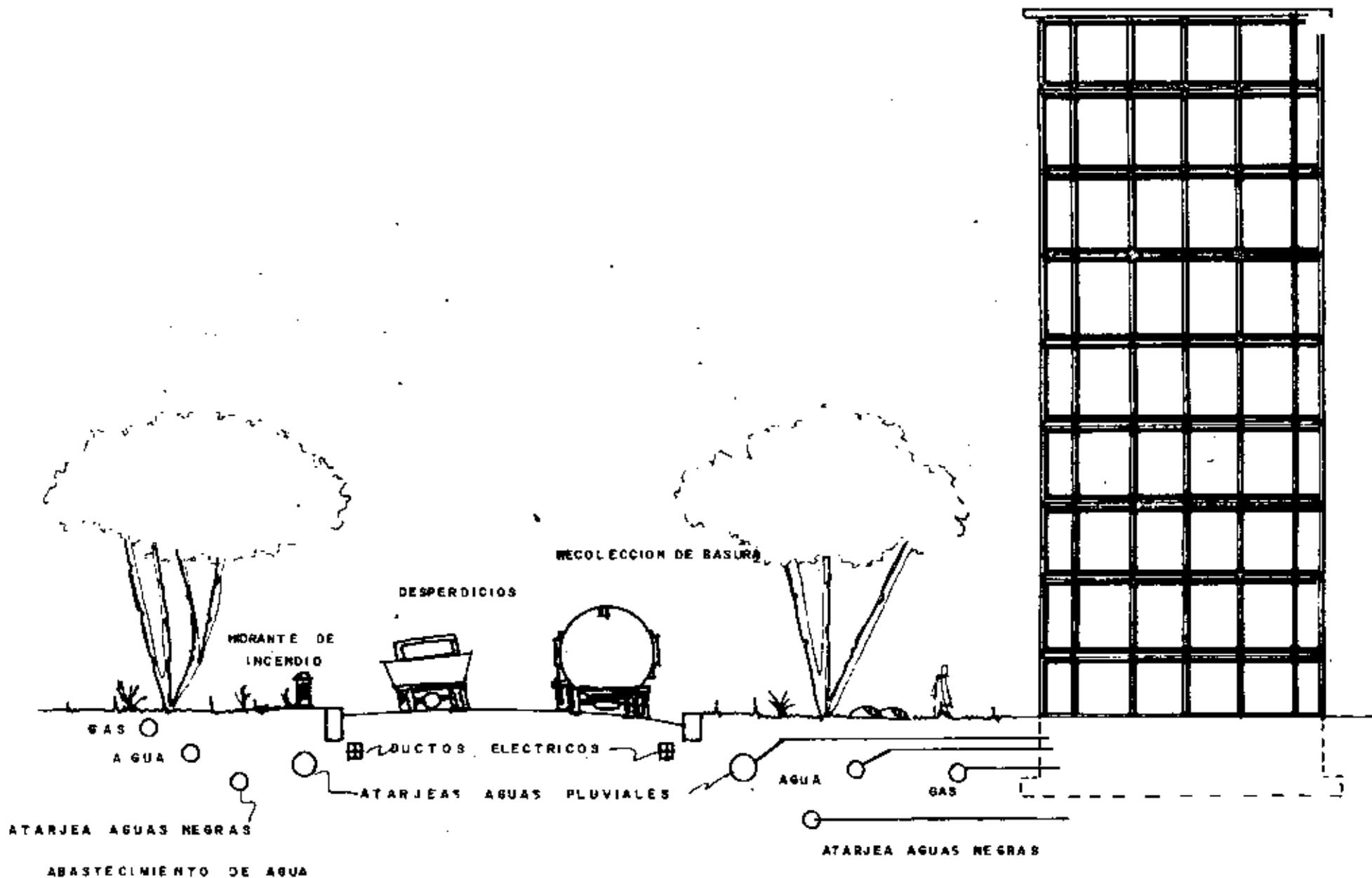


FIG.5- Función de costo para sistemas menores UDFC en una cuenca hidrológica.



**FIG. 6 - RELACIONES DE FRECUENCIA HIPOTETICA PARA PRECIPITACIONES EN ZONAS HUMEDAS Y SEMI-ARIDAS: (a) MAXIMO ANUAL DE PRECIPITACION; (b) FRECUENCIA DE TORMENTAS MODERADAS.**



**FIG. 7- Localización de instalaciones subterráneas.**

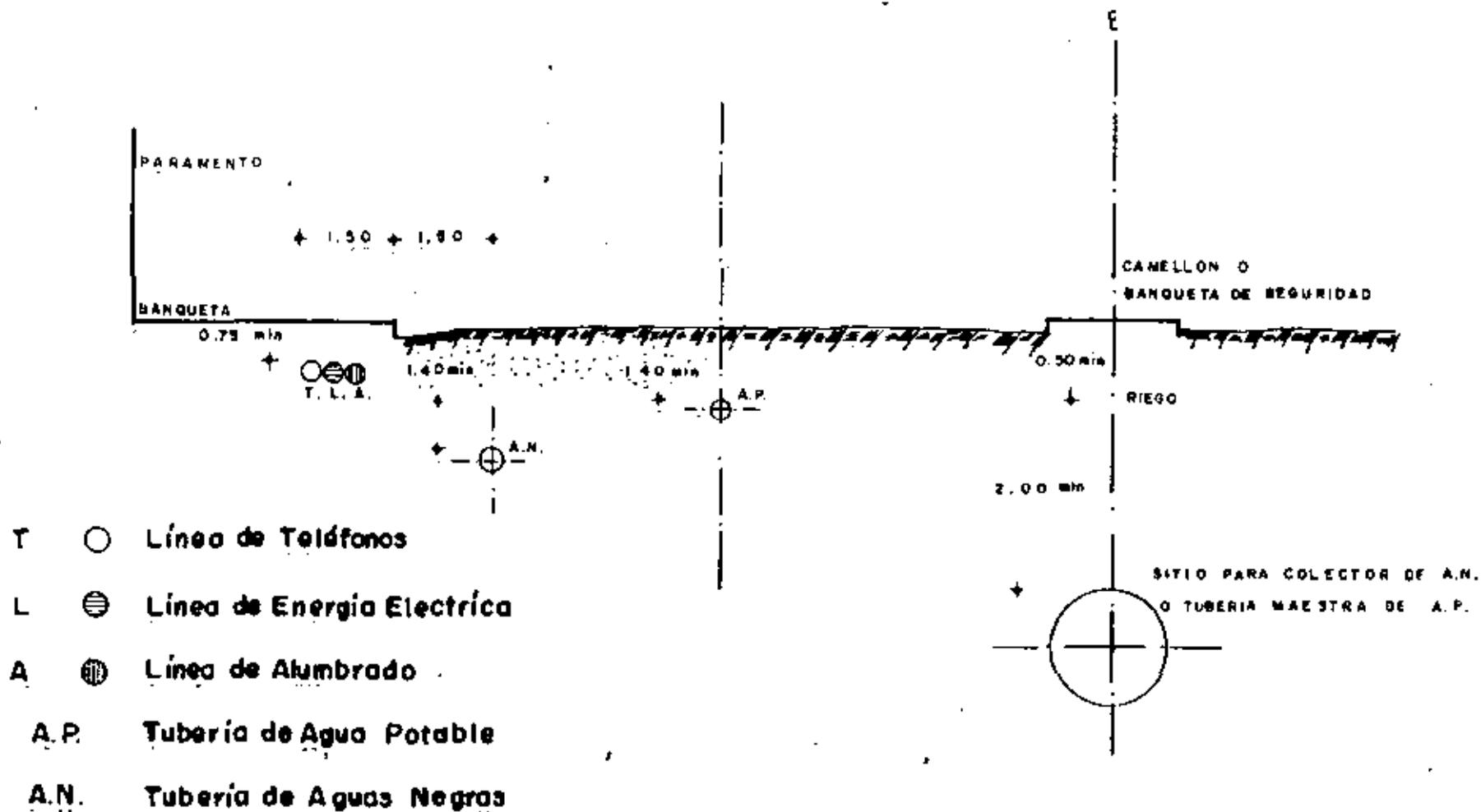
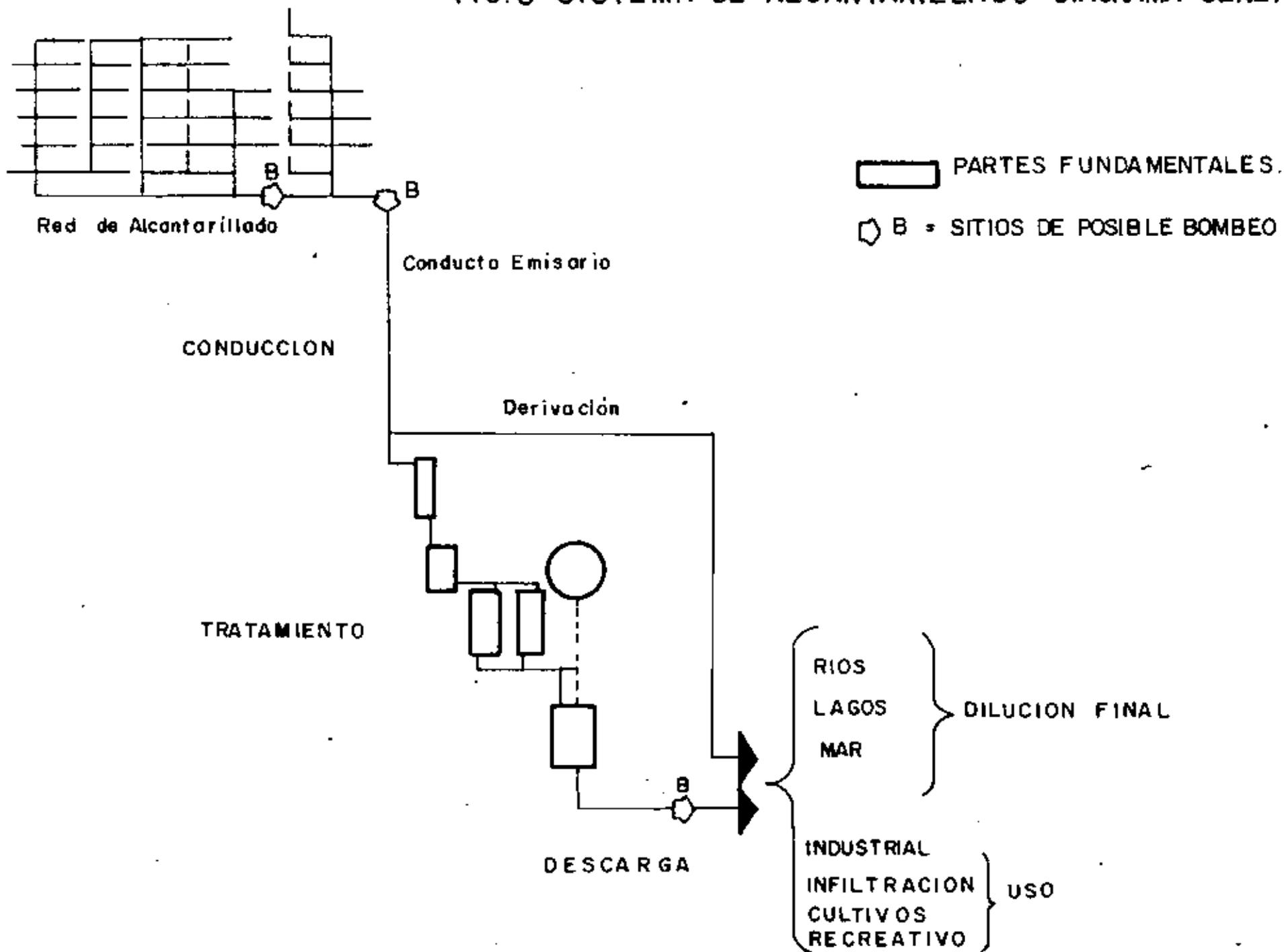


FIG. 7 bis.

RECOLECCION

FIG. 8-SISTEMA DE ALCANTARILLADO DIAGRAMA GENERAL.



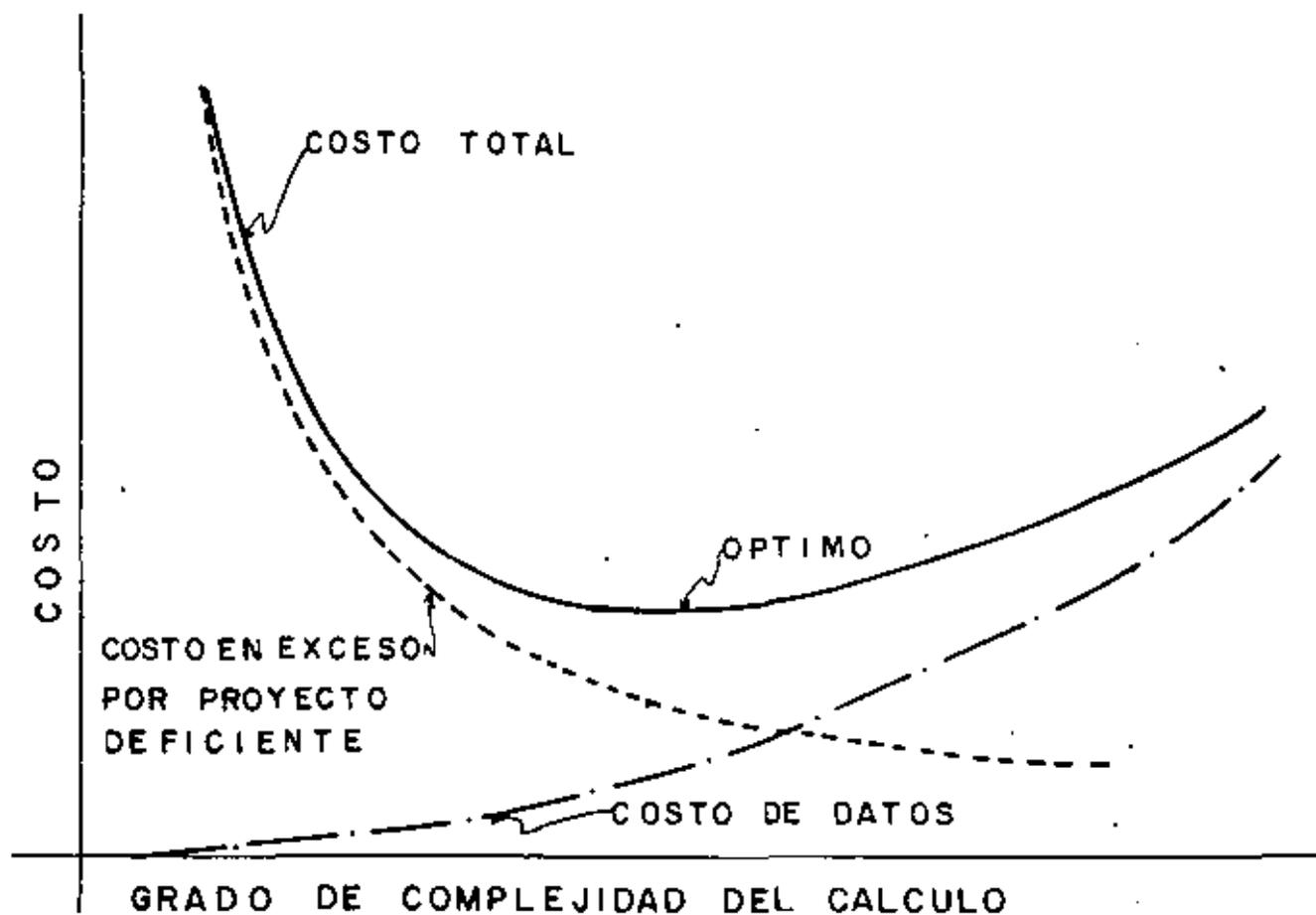


FIG.9 - MODELO CONCEPTUAL DE OPTIMACION ECONOMICA



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

ANTECEDENTES HISTORICOS Y AVANCES  
DEL SISTEMA

M. EN C. MARIO SOLANO GONZALEZ

AGOSTO, 1982

## 1.- Introducción.

Muchos autores se han ocupado de la historia de las ciencias y la tecnología. El sistema de alcantarillado se ha desarrollado al parejo que las ciencias pero en forma, más íntima con la hidráulica y la hidrología, que a la vez son dependientes de muchas otras ciencias, por lo tanto la serie de periodos de desarrollo de éstas se identifican con la del alcantarillado. La serie citada por V.T. Chow en su Manual de Hidrología Aplicada, se inicia con el periodo de especulación que abarca desde los más antiguos tiempos hasta el año de 1400 de nuestra era. En este periodo abundaron los conceptos filosóficos, en su mayoría erróneos y sólo durante el inicio de nuestra era Marco Vitrovio establece el concepto moderno del ciclo hidrológico. El segundo periodo es el de la observación que transcurre sensiblemente de 1400 a 1600, coincidiendo con el Renacimiento. El tercero es el de la medición de 1600 a 1700 siglo en que empieza la ciencia moderna de la hidrología con la apreciación de cantidades de lluvia, evaporación, capilaridad y áreas de las cuencas.

Como cuarto periodo sigue el de experimentación de 1700 a 1800, siglo en que florecen estudios experimentales y como resultado se hacen múltiples descubrimientos y se establecen los principios de la hidráulica. Sigue el quinto periodo, el de la modernización de 1800 a 1900 durante el cual abundan los que contribuyeron al avance de las ciencias procedentes de todos los países. El sexto periodo es el del empirismo de 1900 a 1930, durante el cual las bases físicas no estaban bien determinadas para la hidrología. Como consecuencia de este periodo vino el séptimo denominado de la racionalización, de 1930 a 1950 con análisis racionales que sustitufan a los cálculos empíricos para resolver problemas

hidrológicos o hidráulicos. Finalmente, después de 1950 se inició el período de teorización que estamos viviendo caracterizado por la aplicación de métodos teóricos para resolver los problemas y establecer metodologías matemáticas buscando exactitud de resultados. La mayor tarea en este período es la selección del excesivo material disponible en contraste con el primer período del que se tienen informes muy escasos y durante el transcurso del tiempo aumenta el acervo de datos, el registro, el archivo y la evidencia física de los fenómenos.

## 2.- Sistemas antiguos.

La historia del servicio de alcantarillado lo relata Fair y Geyer en su libro "Abastecimiento de Agua y Desalojo de Aguas Residuales" como sigue: "El Saneamiento", como lo estableció Reginald Reynolds en su obra Cleanliness and Godliness, (1942): "Tiene su historia, su arqueología, su literatura y su ciencia." La mayoría de las religiones tratan de él, la sociología lo incluye dentro de su esfera y su estudio es imperativo en la ética social. Es necesario algún conocimiento de psicología para comprender su desarrollo y su retraso; se requiere un sentido estético para lograr su total apreciación, y la economía determina, en alto grado su crecimiento y extensión. . . . "Quién decida estudiar precisamente esta materia con un conocimiento digno de su magnitud, debe considerarla en todos sus ángulos y con . . . ansia de aprenderla".

La historia del saneamiento del agua tiene sus raíces en la antigüedad. Desde entonces el proyecto, construcción y operación de los abastecimientos públicos de agua y de los sistemas de desalojo de aguas residuales quedaron ligados al crecimiento de las ciudades capitales y a los centros religiosos o comerciales. Construidas como obras de magnitud y complejidad considerables,

sus vestigios permanecen como monumentos a la clamorosa y arriesgada lucha de los Ingenieros precursores.

Hace 10 000 años aproximadamente, la tribu aún nómada descubrió lo que transformaría radicalmente su sistema de vida; el saber que su medio de subsistencia lo obtendría cultivando la tierra y manteniendo cautivos a los animales para su reproducción. Con el control asegurado del sustento se originaron a lo largo de muchos años las grandes civilizaciones antiguas, pues para su avance sólo hacía uso de su propia energía y la del animal que había domesticado.

En el primer o segundo siglo A.C. el hombre hizo un nuevo descubrimiento: el aprovechamiento de los recursos hidráulicos y de las fuerzas naturales. La primera de éstas fue la de la energía hidráulica que favoreció el progreso de los cultivos e inició la industrialización. Así las ciudades fueron extendiéndose y fueron creando sus servicios urbanos.

El registro arqueológico más antiguo de un sistema de alcantarillado se remonta a 5 000 años. En las ruinas de Nippur, Sumeria, hay un desagüe formado por arcos. El sistema aparenta que fue bastante extenso, recolectaba los residuos líquidos de los palacios y zonas residenciales de la Ciudad. Posteriormente, Merckel reporta el de Babilonia donde con tuberías se arrojaban las aguas usadas arrastrando la materia fecal. En la Isla de Creta, 2 000 años antes de Cristo, buscándose la tumba del Rey Minos, se hallaron construcciones doradas de verdaderas instalaciones domiciliarias de desagüe. Los arqueólogos han encontrado que el Palacio de Knosos, en la Isla de Minos, contenía cuartos de baño, una letrina con agua de lluvia para su limpieza y desagües de barro. Las exploraciones de Layard han revelado cloacas de grandes dimensiones cons-

trunkas con bóvedas, en Nínive y Babilonia que datan del siglo VII A.C.:

En las poblaciones griegas hay algunas obras de esta naturaleza, construidas durante el esplendor de los griegos, por ejemplo, en Atenas estaba ampliamente difundido el uso de letrinas. El agua de lavado de ellas se utilizó para irrigación. En Jerusalén se conducían las aguas negras del templo y de la Ciudad hacia dos estanques en los que el agua pasaba por un proceso de depuración, siendo utilizado el efluente para riego, y los sedimentos para abono de los jardines del Valle de Cedrón. Shick y Warren han desenterrado considerable información acerca de las alcantarillas de Jerusalén.

En tiempos de Tarquino, 588 antes de Cristo, se construyó la célebre "Cloaca Máxima", gran colector destinado a sanear el foro romano, subsistiendo hasta hoy, después de 2 500 años. Agripa hizo una verdadera red de cloacas secundarias llamadas "Cloáculas". Sin embargo todos estos conductos o canales no se emplearon para descargar los albañales de las casas. Es muy probable que los desechos humanos se depositaran en canales superficiales en las calles, de donde posteriormente eran descargados a las cloacas, pero la función primaria de éstas era alejar las aguas pluviales. Hubo ocasiones especiales en que se hicieron conexiones directas a las casas o palacios, pero esas fueron excepciones, casi todas las casas carecían de ellas. Estas obras no difieren en lo material de otras que aún están en uso. Los emperadores romanos dejaron servicios de abastecimiento de agua mediante tuberías de plomo y fuentes públicas y las ciudades estaban bien desaguadas mediante atarjeas tan bien construidas como las actuales, la obra "Frontinus y el Abastecimiento de Agua de Roma" de Clemens Herschell cita una orden emitida por el senado romano en

nombre del emperador en el año 80 D.C. que dice: deseo que nadie desaloje los excesos de agua sin haber recibido mi permiso o el de mis representantes; pues es necesario que una parte del escurrimiento de los tanques de almacenamiento se utilice no únicamente para limpiar nuestra ciudad, sino para lavar las atarjeas.

Son notables entre las grandes estructuras de la antigüedad los acueductos y atarjeas de Roma y de sus dependencias coloniales. Sextus Julius Frontinus, comisionado de aguas de Roma, (97 A.C.), reportó la existencia de nueve acueductos abasteciendo de agua a Roma, de longitud variable, de 15 a 80 km, y sección transversal de 0.65 a 4.65 m<sup>2</sup>. Clemens Herschell (1842 - 1930), ingeniero hidráulico, inventor del medidor Venturi y traductor de manuscritos clásicos, estimó la capacidad total de los acueductos en 3 680 L/s. El gran colector, conocido como la cloaca máxima construido para desaguar el foro romano, se encuentra aún en servicio. En cuanto al abastecimiento de agua los grandes acueductos romanos fueron construidos con el objeto de captar las aguas limpias superficiales y conducir las sin presión a causa de la falta de materiales resistentes a ella para distribuir las también sin presión.

### 3.- Los nuevos sistemas de alcantarillado en Europa.

Es asombroso notar que desde los días de Frontinus hasta la mitad del siglo XIX no hubo ningún progreso en la ciencia del diseño y construcción de los alcantarillados. Las aguas pluviales se encausaban y las materias fecales quedaban en pozos negros y letrinas. Alrededor del siglo X de la era cristiana ya se utilizaba la energía hidráulica para operar máquinas que forjaban metales, cortar madera y para prensas hidráulicas. A medida que se incrementó

el suministro de energía utilizable se aumentó el desarrollo sobre la base industrial, y así crecieron cada vez más los conglomerados humanos, pero ni las atarjeas mencionadas ni los tubos de distribución de agua potable se conectaba a las casas. Las aportaciones a las atarjeas venían de la superficie del terreno y de la calle. Las calles eran los receptáculos de desperdicios líquidos y sólidos y a menudo no eran más que atarjeas abiertas. Un paseo después del atardecer en una ciudad antigua, medioeval o aún moderna se acompaña no solamente de los peligros para los peatones por los descuidos del pavimento o por encontrarse con superficies resbalosas y aún en peligro de sufrir las mojas del agua sucia arrojada a la calle desde las ventanas de pisos altos. Las atarjeas se usaban para recolectar el agua superficial; las descargas de materias fecales a ellas estaban prohibidas. El problema de la recolección de aguas negras permaneció sin resolverse hasta el siglo XIX.

El abastecimiento de agua era de ignorada calidad sanitaria pues el control higiénico del abastecimiento de agua, y el desalojo de aguas residuales es de origen bastante reciente. Esto fue consecuencia del notable crecimiento de las ciudades, fruto de la revolución industrial del siglo XIX. Los descubrimientos científicos e inventos de ingeniería de finales del siglo XVIII y principios del XIX facilitaron el camino para la creación de industrias centralizadas. A éstas se concentró la gente en busca de empleo. Se elevó así el nivel de vida de un gran número de hombres; pero la falta de organización en la comunidad creó rápidamente arrabales a través de los cuales, como dicen Fair y Geyer, los jinetes apocalípticos de la peste y la muerte cabalaron sin freno. Los servicios comunales de las proliferantes ciudades industriales fueron sobrecargados rápidamente. En particular, las necesidades de una distribución abundante de agua

potable y del desalojo efectivo de los excrementos humanos y otros desperdicios no pudieron atenderse con los medios y conocimientos disponibles.

Aunque las ciudades estuvieron provistas de sistemas de alcantarillado durante siglos, éstos fueron construidos exclusivamente para conducir el escurrimiento de aguas de lluvia. La descarga en las atarjeas de los desechos fecales y de otra clase estuvo prohibida durante el siglo XIX, aunque ya desde antes se hacía uso clandestino para estos fines. Hasta que el alcantarillado de aguas negras se transformó en un sistema aceptado de limpieza urbana "muchos hogares pobres estaban situados alrededor de estrechos patios que no tenían más comunicación a la calle principal que un estrecho pasillo cubierto. Alrededor de estos patios había varios ocupantes, cada uno de los cuales acumulaba una pila de desperdicios. En algunos casos, estas pilas eran amontonadas por separado en el patio, con un receptáculo al centro para desagüe". A veces, la totalidad del área de los patios se encontraba cubierta de inmundicias hasta las puertas de las mismas casas.

En los primeros días en que se proyectaban los sistemas de alcantarillado se consideró peligroso descargar desperdicios domésticos en las atarjeas debido a la concentración de tanta agua negra que se esperaba produjera grandes molestias y peligros para la salud.

Al final del siglo XVIII, el hombre había inventado un gran número de máquinas hidráulicas, que podían llevar a cabo procesos tan delicados como la hilandería y el tejido. Al mismo tiempo empezó a utilizar el carbón para producir vapor y forzarlo para operar pistones de otro tipo de máquinas. En el siglo XIX, el petróleo y el gas natural se sumaron a la lista de energéticos produ

ciéndose las máquinas de combustión interna. Al final, el hombre había desarrollado la energía eléctrica aprovechando la energía hidráulica, aprendió a transmitirla a grandes distancias y convertirla en energía mecánica. Pero, no se descubrió sino hasta mediados del siglo XIX, y se confirmó científicamente hasta fines de dicho siglo, que el cólera, la fiebre tifoidea y otras infecciones entéricas podían ser transmitidas mediante el agua, y que las aguas negras contenían frecuentemente los agentes causantes de las enfermedades.

El hecho de que las tormentas contribuyen a limpiar por lo menos las superficies de las calles, puede juzgarse por la descripción de Jonathan Swift sobre una lluvia en Londres, en octubre de 1710: "Ahora brotan de todas partes las aguas que corren conservando sus trofeos al pasar: inmundicias de todos los aspectos y olores, que parecen decir desde cual calle han navegado, por su apariencia y olor".

A menudo se tomó agua de ríos contaminados o de pozos de escasa profundidad para secciones populosas de la comunidad y "se distribuyó en días esporádicos a los patios mediante depósitos sobre el piso. El esfuerzo para obtenerla era tan grande que los habitantes de los patios la empleaban únicamente en casos que juzgaban de absoluta necesidad, tales como cocinar; raramente destinaban cierta cantidad para sus vestidos o su propia persona"; (Según el primer informe de la Comisión Sanitaria Metropolitana de Londres en 1848).

La búsqueda de un remedio para las condiciones pestilentes como éstas condujo a la sugestión de descargar los excrementos humanos a las atarjeas pluviales existentes. En 1815, se permite por primera vez la descarga de materias fecales al alcantarillado. Así fueron creados los alcantarillados

combinados, y las primeras obras de alcantarillado de la mayoría de las comunidades metropolitanas siguieron esta forma.<sup>2</sup> Se justifica que los alcantarillados pluviales originales fueran construidos para descargar en los más cercanos cursos de agua.<sup>3</sup> Pero, cuando se vertieron también en estos alcantarillados las aguas negras se condujeron a los cursos de agua cantidades de desperdicios que casi en la mayoría de los casos sobrepasaba la capacidad receptora.<sup>4</sup> Las incomodidades tan felizmente eliminadas de las habitaciones mediante el arrastre con agua se concentraron a los cursos de agua próximos.<sup>5</sup> Primeramente las masas pequeñas de agua y después las mayores, empezaron a "descomponerse y a fermentar bajo un sol ardiente, dentro de una basta cloaca abierta" dice William Budd en su obra *Fiebre Tifoidea* (1873), refiriéndose a la condición del Río Támesis durante los meses calurosos de 1858 y 1859; y "territorios extensos circundantes fueron rápida y constantemente cubiertos de una atmósfera de hedor intenso" dice E. C. Clark en su informe de 1885 titulado *Las Obras Principales de Alcantarillado de la Ciudad de Boston*, "que impedía dormir, aterraba a los débiles y causaba náuseas y exasperación a todo el mundo" sigue diciendo Clark.<sup>6</sup>

Para enfrentarse a esta situación, fueron cubiertas y convertidas en colectores muchas corrientes pequeñas; pero los cuerpos de agua grandes permanecieron descubiertos, con el desagrado a la vista y a los demás sentidos, hasta que se disminuyó la descarga de desechos a ellos, interceptando el flujo durante el estiaje y haciendo el tratamiento de las aguas negras.<sup>7</sup> Los hombres que guiaron a las comunidades para librarlas de este atraso lo hicieron para despertar la conciencia social y sanitaria del pueblo y de sus representantes ante el Gobierno.<sup>8</sup> Se incluyen entre ellos médicos, abogados, ingenieros, escritores y estadistas.<sup>9</sup> El más destacado de entre ellos fue Sir Edwin Chadwick, por capa-

citar al legislador y emprender una cruzada de salud. Él fue vocero en jefe en 1842 del informe de los comisionados de la Ley para los Pobres sobre la Investigación de las Condiciones Sanitarias de la Población Obrera de Gran Bretaña; las comunidades están en deuda con él por sus amplias contribuciones para el avance de la salud pública; y la ingeniería por su interés especial en las obras sanitarias, incluyendo su apoyo para el uso de atarjeas de barro recocido y para preferir los sistemas separados de alcantarillado. Estos últimos los sintetizó en una sentencia: "la lluvia al río y las aguas negras al suelo". Estrechamente asociado con Chadwick estuvo Sir John Simon, primer Oficial Médico de Salud de Londres en 1848, y autor de la obra Las Instituciones Sanitarias Inglesas (1860).

Las investigaciones de dos destacadas autoridades médicas coincidieron en este período el cual fue apropiadamente llamado "el gran despertar sanitario: aquellas de John Snow, quien en 1849 reveló al mundo, cuando aún no había testimonios de los descubrimientos de Luis Pasteur, la función de la contaminación fecal del agua potable, en la epidemicidad del cólera; y aquellas de William Budd, quien desde 1857 se dedicó a la investigación de la fiebre tifoidea, su naturaleza, forma de propagación y prevención.

Los primeros entre los ingenieros fueron James Simpson, quien en 1829 construyó los filtros para la Chelsea Water Company con objeto de mejorar la calidad del Río Támesis; Sir John Bazalguette, quien inició el alcantarillado principal de Londres en 1850 y John Roe, quien aceptó la sugestión de Chadwick de usar tubo de barro vitrificado para las líneas de atarjeas. La sugestión de Chadwick de que el agua negra se mandara al suelo implicaba la utilización de los constituyentes fertilizantes del agua negra.

En 1847, se hace obligatoria la descarga de materia fecal en las alcantarillas de Londres y John Phillips construye sistemas separados. En 1848, el Parlamento Inglés creó la "Comisión Metropolitana de Alcantarillado".

Aparece el cólera en Londres durante el verano de 1848 y al final de 1849 se habían producido 14 600 muertes. Vuelve a presentarse una nueva epidemia en 1854, con una mortalidad de 10 675 personas. Gran parte de los afectados vivían cerca del pozo de la calle Broad y el estudio epidemiológico, debido a John Snow, permitió por primera vez demostrar la transmisión de enfermedades por el agua y su interrelación con la contaminación por heces fecales. Ello condujo a la Comisión a apresurar el diseño y construcción de un sistema adecuado de alcantarillado que se inició en 1855.

El sistema actual de alcantarillado de París se construyó también como resultado de una epidemia de cólera en 1832. Sus antecedentes fueron conductos abiertos para desalojar agua pluvial; uno de ellos, el Menilmontant, se construyó en 1412 y se cubrió en 1750. Las alcantarillas de París se construyeron en grandes dimensiones a todas se les daba una altura mínima de 1.65m y un ancho no menor de 0.70m para que la limpieza fuera cómoda para el trabajador. Además, consideraban que todos los desechos, incluyendo basuras, deberían ir a dar a las cloacas para su transporte. A menudo se ensanchaba la parte superior de las alcantarillas para poder alojar las tuberías de agua, con objeto de poder inspeccionarlas más fácilmente y controlar las fugas, ya que el subsuelo de París está formado por terreno muy fracturado.

En 1842, después de que un incendio destruyó la sección "antigua" de la ciudad de Hamburgo, Alemania, se decidió reconstruirla de acuerdo a los modelos impuestos por las ideas modernas. El trabajo fue confiado a un ingeniero inglés, W. Lindley, quien con otros ingenieros ingleses diseñó un sistema de recolección de agua residual que incluyó muchas de las ideas que se usan en el diseño de obras en ese tiempo. Desafortunadamente las innovaciones de Lindley y su influencia en Salud Pública no fueron apreciadas debidamente en su tiempo.

El actual sistema de Berlín data de 1860. La construcción del desagüe de París tiene fecha de 1663, estos sistemas estaban dedicados únicamente a desaguar las calles y ahora comprenden el sistema de alcantarillado integral de la ciudad.

Para los países sudamericanos hay poca información y sólo se sabe que en 1856 se construye en Montevideo el primer alcantarillado sanitario.

#### 4.- Los sistemas de alcantarillado en América.

En las grandes ciudades del mundo, mucha gente habita en sótanos y entresuelos. En 1865 el informe del Consejo de Higiene y Salud Pública de la Asociación de Ciudadanos de Nueva York para las Condiciones Sanitarias de la Ciudad decía: "En muchos casos, las fosas y letrinas se traspasaban los muros de los departamentos adyacentes ocupados. Las letrinas mismas eran frecuentemente demasiado pequeñas, escasas y sin ventilación ni tapas de asiento."

Lemuel Shattuk de Boston y el Dr. Stephen Smith, de Nueva

York emularon en los Estados Unidos de América, la obra realizada por Edwin Chadwick y el Dr. John Simon. Shatuck fue el autor principal del informe de la Comisión Sanitaria de Massachusetts en 1850 que originó años más tarde la creación del Consejo de Sanidad del Estado de Massachusetts en 1869. Este Consejo estableció un departamento de ingeniería en 1886 al que le asignó la tarea de proteger la pureza de las aguas continentales. Stephen Smith tuvo a su cargo el informe en 1865, del Consejo de Higiene y Seguridad Pública de la Asociación de Ciudadanos de Nueva York para las Condiciones Sanitarias de la Ciudad. Las revelaciones de este documento obligaron a la aprobación de la Ley Metropolitana de Salud de 1865.

Funciones similares fueron llevadas a cabo en los Estados Unidos por Julius W. Adams, quien en 1857 construyó el primer sistema de alcantarillado integral de Brooklyn, N. Y., James P. Kirkwood, quien en 1871 construyó los primeros filtros dimensionados para Poughkeepsie, N. Y.; y Hiram F. Mills, quien en 1886 como ingeniero miembro del Consejo de Salud del Estado, dirigió su inaugurado departamento de ingeniería y consiguió que el trabajo de este departamento fuera apoyado y desarrollado con las investigaciones sanitarias del Consejo de la Estación Experimental de Lawrence.

Del servicio sanitario domiciliario, J. C. Stobart en su obra *Lo Gloriosa que fue la Grecia* (Appleton-Century Co., N. Y., 1935) ha dicho con tino: "No hay más verdadero signo de civilización y cultura que el buen saneamiento. Se lleva con el sentido refinado y los hábitos ordenados. Un buen desagüe luce tanto como una estatua". Se puede recordar que el mundo no alcanzó el nivel de limpieza que dejó Mino hasta el gran movimiento de saneamiento del pasado siglo XIX.

El primer sistema de alcantarillado integral de los Estados Unidos fue proyectado por E. S. Chesbrough para la Ciudad de Chicago en 1855, previamente a estos sistemas se habían instalado atarjeas sin un plan definido y en condiciones indiferentes. La instalación del drenaje integral de Baltimore en 1915 marca la terminación de muchos sistemas de alcantarillado de todas las más grandes ciudades de Estados Unidos. En 1833 se permite la descarga de los residuos de letrinas a las alcantarillas de Boston. En 1857, Julius W. Adams construye el sistema de alcantarillado de Brooklyn, N.Y. En 1874, se presentó el estudio y el proyecto total para Providence R. I. por Shedd. En 1876, se autoriza un sistema de interceptores para Boston que fue el primer alcantarillado de grandes dimensiones en Estados Unidos. En 1880, Waring construye el alcantarillado de Memphis, a raíz de dos epidemias de fiebre amarilla que mataron a 2 000 personas en 1873, y 5 150 en 1878. Fue evidente la falta de conocimientos de la transmisión de la enfermedad.

Probablemente el acontecimiento más importante en ese tiempo, haya sido el envío de Rudolph Hering a Europa, para una investigación exhaustiva de los sistemas de alcantarillado. El reporte de Hering, dado a conocer en 1881, incluye casi íntegramente la práctica actual de diseño y construcción de alcantarillado. El mismo Hering diseñó el alcantarillado Baltimore que se terminó en 1915.

Recomendando el uso del agua negra para la irrigación de los cultivos a lo largo del Río Sena, Víctor Hugo en Los Miserables, plantea las siguientes interrogantes y da las contestaciones respectivas ¿Sabe usted dónde están esas pilas de desperdicios que se amontonan en las esquinas de las calles, esos carros de lodo para desalojarlo durante la noche recorriendo las calles, los espan

todos depósitos del trabajador nocturno y las corrientes subterráneas de lodo que el pavimento le oculta? Todo esto, está en el campo de flores, en el verde pasto, en la yerbabuena, el tomillo, y la salvia, es la caza, es el ganado satisfecho de su buena alimentación; por la noche es el heno perfumado, es el trigo dorado, es el pan de su mesa, es la sangre que corre por sus venas, es la salud, es la alegría, es la vida.

Los trabajos de alcantarillado en Estados Unidos, se realizaron paralelamente a los Europeos; sin embargo hay marcadas diferencias en cuanto a regímenes de lluvia, concentración de población y volumen de las corrientes receptoras, lo cual condujo inicialmente a varios fracasos en el diseño de alcantarillados pluviales en Estados Unidos, con la utilización de los parámetros europeos.

#### 5.- El caso de la Ciudad de México.

La Ciudad de México es un caso único. Su raíz es la antigua México-Tenochtitlán fundada por la séptima tribu nahoa que llegó a la cuenca del Valle de México. Las tribus que llegaron antes ocuparon las riberas del gran lago localizado en lo más bajo de la cuenca cerrada. La tribu azteca se asentó en una pequeña isla dentro del lago, la que sobresalía unos cuantos centímetros del nivel de las aguas.

La Ciudad de México se encuentra enclavada en la región sureste de la cuenca del Valle de México, la cual hasta antes de la erupción de los volcanes que forman la Sierra de Chichinautzin era un valle que drenaba libre-

mente sus aguas hacia Cuernavaca por el sur.

Al represarse las aguas merced a la sierra se formó el lago, en el cual la única salida del agua fue por evaporación. A través del tiempo, dicho lago bajaba de nivel durante las épocas de sequía formando lagunas separadas. A la fecha sólo subsiste parte de la de Texcoco y los canales de la zona Xochimilco-Chalco por tener salidas del agua hechas con grandes obras realizadas.

Por la morfología así constituida no es raro que las inundaciones hayan ocurrido continuamente en la Ciudad de México desde que los primeros pobladores se establecieron en ella; testigos mudos de las preocupaciones que despertaron estos fenómenos son las obras de defensa y de desagüe que fueron construidas en distintas épocas, en puntos estratégicos de la cuenca, alguna de las cuales existen todavía.

Las cenizas producto de erupciones volcánicas, depositadas en el seno del lago fueron sedimentándose lentamente en forma floculenta, constituyendo al través del tiempo un suelo arcilloso sumamente compresible al cual ahora se le ha dado el nombre genérico de arcilla del Valle de México. Y sobre este relleno lacustre está ubicada la ciudad. Los problemas hidráulicos desde la fundación de la ciudad fueron las inundaciones, ocasionadas por los niveles del lago en ciclos de lluvia abundante y agravados por la disminución del área del lago misma que agrandaba la zona habitada y cultivada. La zona cultivada se extendía por medio de las chinampas como las que aún se ven en Xochimilco semejanado jardines flotantes dejando a su alrededor vías acuáticas o acequias. La defensa contra las inundaciones obligaba a sobreelevar el relleno o construir muros de

defensa o su sobrelevación los que además sirvieron como calzadas. Las acequias sirvieron como desagües pluviales además de vías de comunicación. Pero si el lago se hinchaba la ciudad zozobraba y así las inundaciones eran el azote de la ciudad.

La cuenca del Valle de México situada en el extremo sur del altiplano mexicano está limitada al norte por las Sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca, al este por los llanos de Apan y la Sierra Nevada, al sur por las Sierras Chichinautzin y del Ajusco y al oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo, tiene 9 600 km<sup>2</sup> de superficie de la cual sólo el 30% es plana y situada a una altura media de 2 250 m.

El Distrito Federal ocupa 1 480 km<sup>2</sup> y en él se encuentra la Ciudad de México, <sup>alrededor</sup> su área metropolitana; con un área urbanizada mayor de 700 km<sup>2</sup> y un número de habitantes que se excede de 13 millones.

La precipitación media anual de acuerdo con datos recabados en un período mayor de 50 años, es de 700 mm; ello representa un volumen medio llorado del orden de 6 500 millones de m<sup>3</sup> anuales.

El más envidiable clima y la profusión de lagos, ríos y manantiales en el Valle de México, atrajo desde épocas prehispánicas a numerosos grupos humanos, que sufrieron serias calamidades en varias ocasiones cuando el líquido elemento sobrepasaba sus límites normales.

En 1449, el genial rey de Texcoco, Nezahualcōyotl construyó la primera obra magna de defensa, un dique de 16 km de longitud que se extendía desde el Cerro de La Estrella de Iztapalapa hasta Atzacualco, pasando por el Cerro

del Puñón. Con esta obra se protegía a la población de las aguas procedentes del norte de la cuenca que eran las más caudalosas y que escurrían hacia el Lago de Texcoco en aquel entonces el lugar más bajo del Valle. Este dique además separaba la Laguna de México constituida en su totalidad por agua dulce, de las aguas salobres del Lago de Texcoco. Posteriormente se construyeron los diques de Tláhuac y Mexicaltzingo, que controlaron las aguas fluviales del sur.

En época Virreinal se construyó el dique de San Cristóbal que cerró la garganta por la cual derramaban sus aguas las lagunas de Zumpango, Xaltocan y San Cristóbal al Lago de Texcoco.

En 1604 y 1607 grandes inundaciones de la Ciudad de México motivadas principalmente por los abundantes escurrimientos del Rfo Cuautitlán, impulsaron la búsqueda de una solución drástica para evitarlas, consistente en abrir la cuenca natural cerrada del Valle de México para dar salida a las aguas excedentes. El cosmógrafo alemán Enrique Martínez fue el autor del primer túnel de Nochistongo al noroeste de la cuenca por el cual fueron desviadas las aguas del Rfo Cuautitlán dejando, por primera vez, de ser cuenca cerrada en el año de 1608. A los pocos meses de funcionar el túnel hubo derrumbes que lo inutilizaron y no fue sino hasta el año de 1789 en que la obra convertida en un tajo, a través de 160 años de trabajos, se terminó y dio salida permanente a las aguas del Rfo Cuautitlán. Las acequias fueron cubiertas poco a poco hasta casi desaparecerlas sustituyéndolas con conductos cerrados formando el alcantarillado pluvial.

En 1856, ante los continuos problemas de inundaciones, se buscó dar una salida adicional a las aguas que hacían peligrar a la entonces flore-

ciente Ciudad de México al subir los niveles del lago de Texcoco. Fue así como se inició la construcción del Gran Canal del Desagüe y el túnel de Tequisquiatic, terminándose en Marzo de 1900, constituyendo una segunda salida de las aguas de la cuenca y emisor del alcantarillado combinado que se construyó desde 1904. Este consistió en un sistema de atarjeas que descargaban a cinco colectores iniciales que corrían de poniente a oriente y se interceptaban con el colector del norte el cual desagüaba al Canal del Desagüe.

Entre 1940 y 1946 se construyó un nuevo túnel en Tequisquiatic con lo cual la otrora cuenca cerrada del Valle de México se comunica por tres vías a partir de 1954 con la cuenca del Rfo Moctezuma, afluente del Rfo Pánuco que desagüa en el Golfo de México a la altura del Puerto de Tampico.

Todas las obras de desagüe construidas en aquellas épocas incluyendo el Gran Canal y los túneles Tequisquiatic, se proyectaron para trabajar por gravedad y así lo hicieron originalmente. Sin embargo, la perforación y explotación de numerosos pozos de agua urbanos, aceleró el hundimiento general del suelo, merced a la consolidación de las arcillas compresibles; en algunos puntos de la Ciudad como en el cruce del Paseo de la Reforma y Avenida Juárez dicho hundimiento ha llegado a ser mayor de 8 metros. Con tales hundimientos era inminente el dislocamiento de la red de alcantarillado, provocándose columpios y contrapendientes en los colectores que desagüan al Gran Canal y también en este último.

Esta situación de la red provocó serias inundaciones en la Ciudad que obligaron a las autoridades a operarla mediante estaciones de bombeo, con notable incremento de los costos de operación y de mantenimiento del sistema,

hacer sobreelevaciones de los bordos del Gran Canal para conservar la capacidad de conducción; además de tanques de tormenta; rectificación de colectores y atarjeas y numerosos conductos interceptores y de alivio.

El hundimiento de la Ciudad de México colocó a ésta en condiciones tales que su zona central se encuentra ahora en el punto más bajo de la cuenca, situación que antiguamente pertenecía al Lago de Texcoco. Obviamente una falla del Gran Canal dentro de sus 20 primeros kilómetros o la sobreelevación del agua arriba de los bordos de protección, causarfa en la Ciudad una inundación de consecuencias gravísimas.

Las estaciones de bombeo se conectan hasta de ocho circuitos eléctricos para evitar fallas de energía; pero el riesgo de una suspensión súbita del fluido eléctrico, durante el climax del bombeo de agua del drenaje es tal que se justifica y así se ha hecho, la construcción de plantas eléctricas accionadas con motores diesel independientes del circuito urbano que garanticen la seguridad del servicio.

Posteriormente para desalojar las aguas negras y pluviales se construyeron nuevas obras:

El Interceptor del Poniente, recientemente construido que recibe y desaloja los escurrimientos de la zona alta del Poniente de la cuenca, situada por encima de la elevación 2 260 MSNM, sin desaguar a través del alcantarillado de la ciudad y las conducen al Lago de Zumpango ó al tajo de Nochistongo, después de satisfacer las demandas de riego.

El Río Churubusco que funciona como estructura auxiliar

drenando por medio de una planta de bombeo en Aculco de 40 m<sup>3</sup>/seg., de capacidad, la parte sur de la ciudad; otras dos plantas de bombeo en la descarga del colector de Iztapalapa de 9 m<sup>3</sup>/seg.; y en la del colector Ejército de Oriente, también de 9 m<sup>3</sup>/seg., de capacidad, y conduciendo los escurrimientos al lago de Texcoco, donde son regularizados y posteriormente encauzados al Gran Canal aguas abajo en el km 17.

El explosivo crecimiento de la actual Capital de la República en el presente siglo, motivó que las fuentes de agua potable que la abastecían fueran agotándose y en su lugar se incorporaran nuevas fuentes de abastecimiento entre las cuales la más inmediata fue bombear los acuíferos profundos del subsuelo de la Ciudad. Al causarse desequilibrios en las presiones de agua del subsuelo debido al bombeo, el material arcilloso compresible inició un proceso de consolidación que se tradujo en acelerar el llamado "Hundimiento General del Valle de México", lo cual perjudicó notablemente la red de alcantarillado creando contrapendientes en las estructuras hidráulicas destinadas a alejar el agua negra y pluvial.

A raíz de los problemas surgidos, las autoridades de la Ciudad en diferentes épocas han tomado medidas para solucionarlos. Es así como a principios de la segunda mitad del siglo veinte la Dirección General de Obras Hidráulicas del Departamento del Distrito Federal formuló el "Plan General para resolver los Problemas de Hundimiento, las Inundaciones y el Abastecimiento de Agua Potable de la Ciudad de México". Dicho plan comenta las deficiencias que tiene el actual sistema de desagüe y plantea la conveniencia de construir una nueva solución a base de interceptores que condujo después a definir el del Poniente, el

Central, el del Oriente y el Emisor.

Para evitar que el hundimiento general del suelo afectase el funcionamiento de los Interceptores Central y Oriente se analizó alojarlos a conveniente profundidad, lo cual a su vez garantiza y facilita la descarga de cualquiera de los colectores actualmente en uso y los que posteriormente se requieran.

En 1959, después de haber estudiado varias alternativas para el alejamiento final del agua procedente de los Interceptores se decidió hacerlo mediante un Emisor Central que colecte el agua de los dos interceptores, Central y Oriente y las transfiera al Río del Salto para fines de riego. El sistema funciona enteramente por gravedad y se inauguró en 1975.

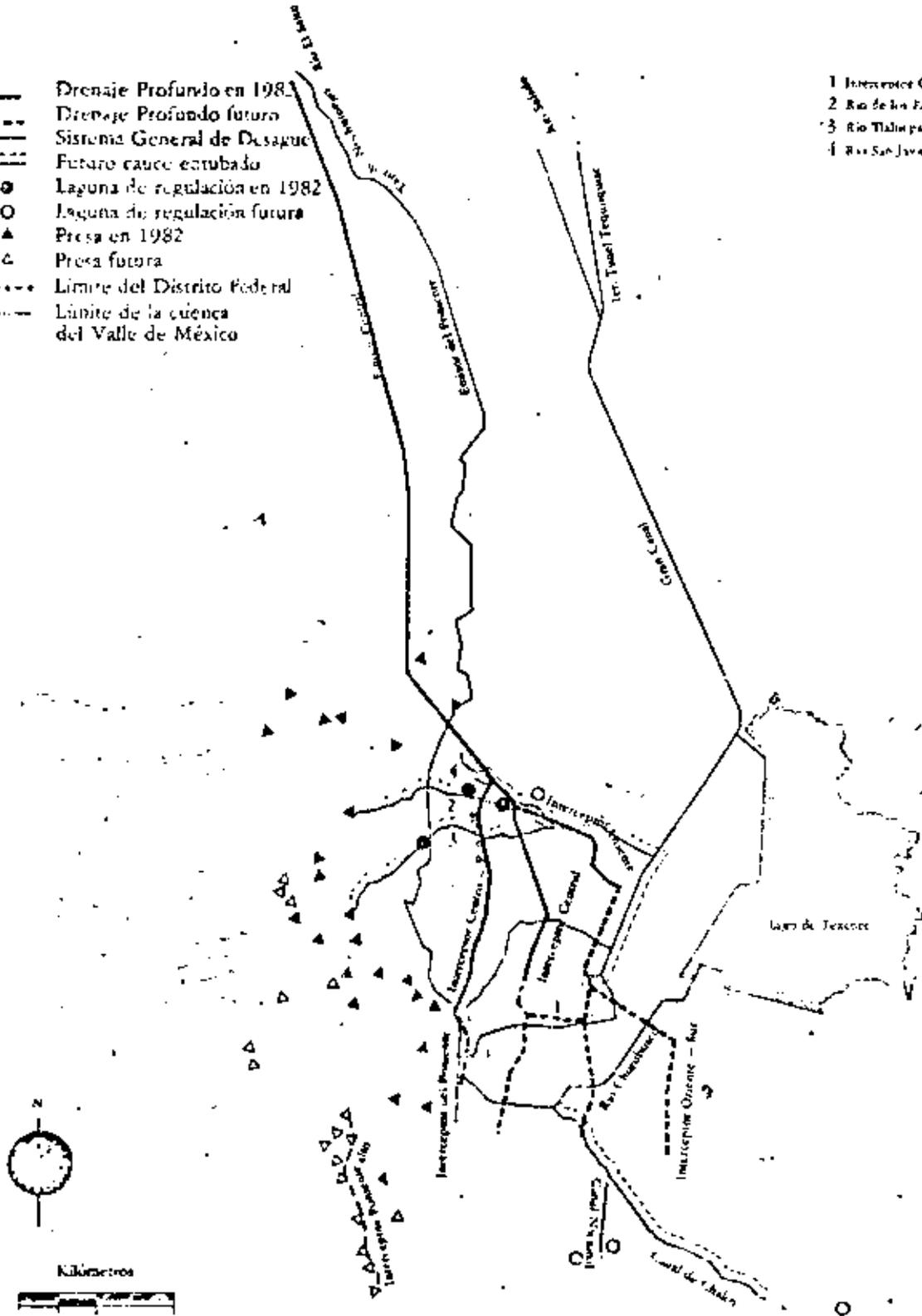
Con el plan originalmente trazado, los nuevos conceptos generados en el año de 1959 y los lineamientos generales trazados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos para el uso del agua procedente del Valle de México, se resolvió definitivamente el problema de recolectar, conducir y alejar el caudal de aguas negras y pluviales sobrantes de la Ciudad de México, evitando así el peligro latente de inundaciones. Para ello se cuenta con:

- 1.- El Interceptor Central que desaloja los escurrimientos de la zona central de la ciudad.
2. - El Interceptor del Oriente, que conduce por gravedad los escurrimientos de la zona oriente de la población.
3. - El Emisor Central que recoge las aguas de los dos inter-

Sistema General de Desagüe

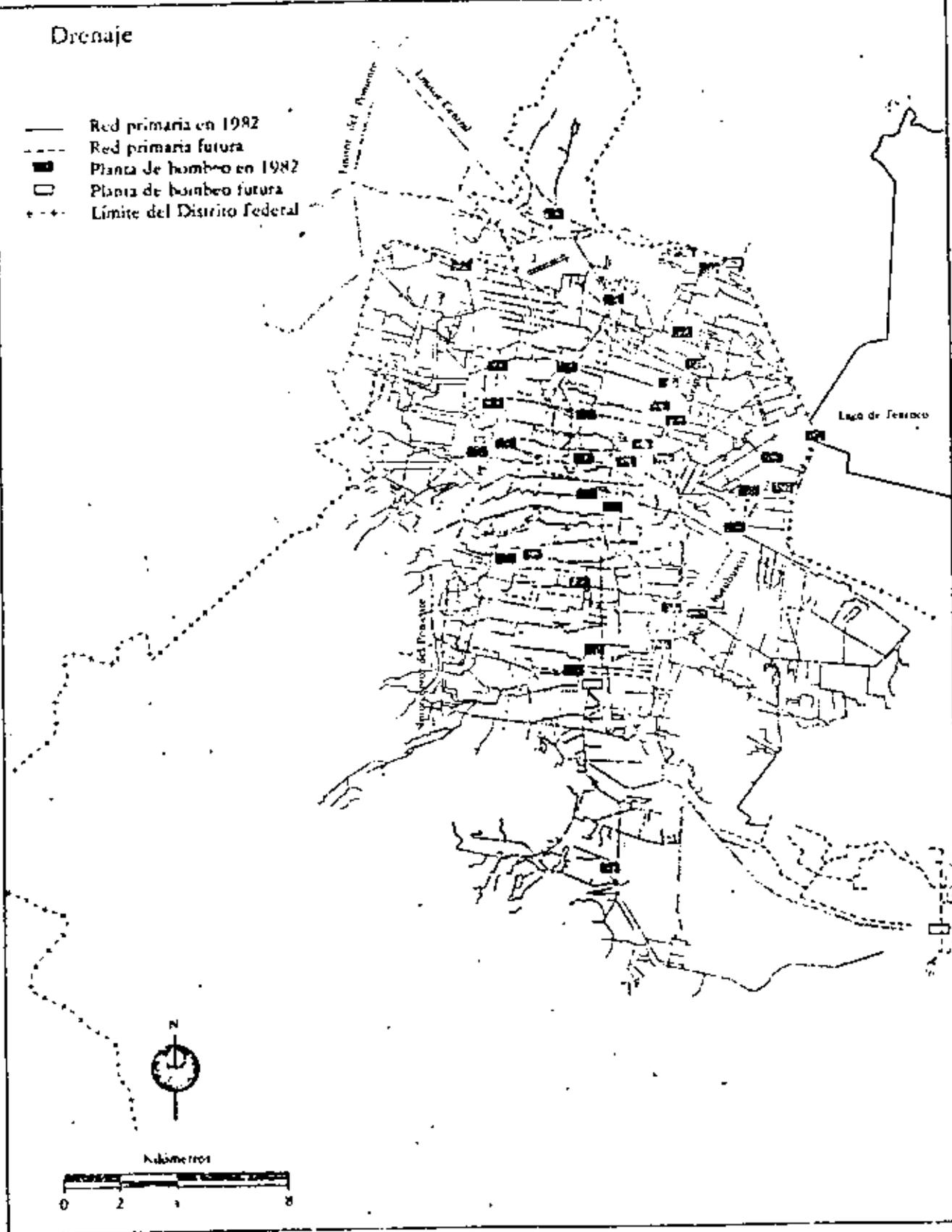
- Drenaje Profundo en 1982
- Drenaje Profundo futuro
- Sistema General de Desagüe
- Futuro cauce estudiado
- Laguna de regulación en 1982
- Laguna de regulación futura
- ▲ Presa en 1982
- △ Presa futura
- Límite del Distrito Federal
- Límite de la cuenca del Valle de México

- 1 Interceptor Centro - Centro
- 2 Río de las Emisiones
- 3 Río Tlalispante
- 4 Río San Javier



### Drenaje

- Red primaria en 1982
- - - Red primaria futura
- Planta de bombeo en 1982
- Planta de bombeo futura
- · · · · Límite del Distrito Federal



ceptores profundos para enviarlas por gravedad al Rfo del Salto, que aguas abajo se denomina Rfo Tula, afluente del Rfo Moctezuma.

Parte de los interceptores están construidos en el seno de materiales arcillosos comprensibles de notable comportamiento viscoelástico, mientras que el Emisor Central se excavó en roca volcánica muy fallada y depósitos de aluvión, y actuando siempre una con fuerte carga hidráulica.

La planeación, proyecto, financiamiento y operación de los modernos sistemas urbanos de alcantarillado son empresas complejas y han estado a cargo de los ingenieros civiles.

#### 6.- Nuevos avances en los sistemas de alcantarillado.

La necesidad de los trabajos del Ingeniero sanitario en la construcción de atarjeas y desagües es consecuencia de la diaria experiencia ya sea con el lavado de las atarjeas, el desagüe de las calles durante las lluvias intensas, el saneamiento de los suburbios, las ampliaciones del servicio de alcantarillado logrando aumento del valor de la propiedad y las mejoras de los niveles de vida y la purificación del agua residual para el reaprovechamiento o la protección de los cuerpos de agua.

A pesar de que han aumentado constantemente las demandas del servicio de alcantarillado y la cantidad de dinero gastado en la construcción de los sistemas es exorbitante todavía existen algunas poblaciones donde la eliminación de las materias fecales se hace transportándolas por superficie y la mayor parte de la población rural carece del servicio.

Los adelantos tecnológicos son continuos, en este siglo, el hombre encontró una nueva y tremenda fuente de energía, la nuclear, ha puesto su planta en la luna y la investigación del cosmos es maravillosa. El progreso bajo la influencia de la industrialización ha producido una demanda de materiales y servicios que no se ha frenado. La naturaleza ha proporcionado al hombre lo que ha necesitado y <sup>pero este</sup> al mismo tiempo arroja sus desechos produciendo la contaminación ambiental.

La dilución predominó treinta años sin nada nuevo excepcional, siguió el riego agrícola, la coagulación química y la filtración intermitente. Los dos primeros predominaron en Inglaterra con anterioridad. En 1868, Sir Edward Frankland y veinte años después en Lawrence Experiment Station dilucidaron los principios de la filtración intermitente para obtener un efluente estable. Después gradualmente se desarrollaron otros procesos primarios, secundarios y terciarios en las plantas de tratamiento de aguas negras. En 1900 había en Estados Unidos 60 plantas municipales que servían a 1'000 000 de habitantes, o sea el uno por ciento de la población con alcantarillado. En 1935, ya las plantas eran 3 700 para servicio de 28'500 000 habitantes equivalente al 41% de la población con servicio de alcantarillado y en el transcurso del tiempo el tratamiento se ha ido extendiendo a poblaciones cada vez más pequeñas.

En realidad en Estados Unidos se han ido aplicando las experiencias, primero de Inglaterra y después de Alemania. Fue clásico el informe de Folsom en 1876 y de Hering en 1881 sobre los principios de proyecto usados en Europa que influenciaron la práctica inicial americana. Después los americanos han contribuido a la práctica de los procesos de tratamiento y el avance es

La creación de la Estación Experimental Lawrence en Massachusetts en 1886 por Hiram F. Mills y el informe rendido en 1890 fue la contribución más importante para los servicios de agua y alcantarillado. Otras estaciones creadas iniciaron la investigación de nuevos métodos y a partir de 1900 se inicia un acelerado progreso en el tratamiento en E. U. A.

La dilución se hizo primero sin control, las molestias producidas con ello hicieron construir interceptores y emisores para alejar el sitio de las descargas de aguas negras.

El estudio del control de la dilución empezó con Hering y Rauch en Nueva York (1888) y en el canal de descarga de Chicago. La difusión subacuática se hizo en mejor forma profundizando la descarga en 1901 así se estableció en Providence, R. I. y después se hicieron descargas múltiples en Boston en 1917.

Reconocida la contaminación de los bancos de ostras por las descargas del alcantarillado, la Comisión de Baltimore exigió el tratamiento antes de la dilución en 1899.

Black y Phelps en 1910 estudiaron en las marcas de las costas de Nueva York la demanda de oxígeno y sentaron principios de la autopurificación y de la transferencia de oxígeno.

Warren y Rawn en Los Angeles en 1929, racionalizaron el método para determinar área y profundidad del campo de dilución submarina. La experiencia y la estadística muestra la disminución de aplicar dilución simple sin tratamiento en las poblaciones que descargan el agua residual a los cuerpos de

En Worcester Mass. en 1904, se estudió la relación de velocidad de paso en los desarenadores, y en 1915 el control de la velocidad con los vertedores proporcionales (Albany, N.Y.)

En Harrison, N. Y. se instalan en el desarenadores lavadores para limpieza en 1927 y en 1930 se inició la remoción mecánica. En 1908 en Washington se vió la conveniencia de los desarenadores y eliminadores de grasa. En años posteriores se usaron los desespumadores en Akron, Ohio y en Chicago.

Las rejillas se introdujeron en Boston para proteger las bombas en (1884) y en 1933 se instaló el desmenuzador en Dunham, N.C. Ya en 1908 se había instalado rejilla fina en Reading, Pa. y después otros tipos, de banda y pantallas giratorios de tipo alemán.

Los tanques sépticos de viejos antecedentes se usaron para servicio municipal hasta 1900 y en 1909 se introdujo el tanque Imhoff que después desarrolló el uso del tanque de sedimentación y digestor de lodos separadamente.

Los nuevos procedimientos de acelerar la digestión de lodos con calor y de cambiar la relación entre los espacios de sedimentación y digestión disminuyeron la preferencia de tanques Imhoff. Además, la deshidratación e incinerado del lodo crudo sin digestión relegó el uso de dicho tanque. Los proyectos con buen dimensionamiento y operación bien entendida, el aprovechamiento del gas (1915) y su extensión compacta hicieron eficiente el tanque Imhoff que funciona con satisfacción a la fecha en muchas poblaciones.

La sedimentación primaria se inició en 1891 en Gardner y Marlborough, Mass., con el problema de remoción que se resolvió mecánicamente

en 1916 con el Sistema Dorr. La prefloculación se ensayó en Benas y San Francisco en 1933 con agitación y sin sustancias químicas.

Después el tratamiento químico se hizo popular en Inglaterra, y declinó su uso por los nuevos procesos de filtración intermitente y los filtros rociadores. Años después volvió a tomar auge por la fabricación económica de las sustancias y los mecanismos para remoción.

Los lechos de contacto y filtros rociadores desarrollados en Inglaterra se introdujeron en E.U. en 1900 en Madison, Wis. que tomaron auge hasta 1935. Anteriormente lo popular era la filtración intermitente y la irrigación desde 1886 y en zonas áridas y semiaridas fue naturalmente de franca preferencia.

Los lodos activados se iniciaron con las primeras investigaciones en la Estación Lawrence en 1912 y los trabajos en Manchester, Inglaterra en 1914 hasta la construcción de una gran planta en 1935 en Chicago. La primera se construyó en San Marcos, Texas en 1916.

Se patentaron los mecanismos de aereación pero en cuanto caducaron se extendió el uso de lodos activados en el mundo entero.

Se ha modificado el proceso de lodos activados con las combinaciones de tanques aeradores en serie, o con aereación extendida.

Buscando la economía y la mejor eficiencia de los procesos se estableció el proceso de estabilización, primero los facultativos y después con aereación mecánica, hasta llegar a zanjas de oxidación.

Otros procesos aprovechan la biofloculación y las bacterias para eliminar constituyentes inconvenientes, como los fertilizantes. Los filtros rotatorios se han modificado en lo que se refiere al material de contacto, y finalmente se usan los biofiltros (1965), los biodiscos (1969), y otros métodos patentados. El tratamiento con la maleza acuática (1973) ha tenido aplicación con grandes ventajas sorprendentes. Las combinaciones de diversos procesos de tratamiento con eficiencias variadas en cada uno son soluciones que se analizan en función de las variaciones de las concentraciones de contaminantes que se presentan. Las innovaciones persiguen abaratar las inversiones para el tratamiento y alcanzar la máxima eficiencia en la remoción de contaminantes, o en ciertos casos problemas de espacio o de soluciones por etapas en función de la demanda, o finalmente ahorro de energía.

En cuanto a la recolección y conducción del agua se han tenido avances de distinta naturaleza. Los más importantes han sido los de la hidrología urbana que ha permitido dimensionar los conductos a la capacidad más económica aplicando los principios hidráulicos y de riesgo esperado, para transitar en forma práctica y breve los hidrográmas a través de las superficies, los albañales, las cunetas, las atarjeas y red de colectores, esto gracias a que se cuenta con la metodología de la ingeniería de sistemas, y las calculadoras electrónicas o las computadoras. Se ha podido ya precisar, aún más, las relaciones "lluvia-escurrimiento-carga de contaminantes" con los análisis de laboratorio más confiables, y el monitoreo y medición de la precipitación pluvial y flujo en diversos puntos de los sistemas. La teoría hidráulica comprobada con la experimentación en modelos ha permitido conocer la variación de la rugosidad con los tirantes de agua en las secciones circulares, la velocidad de arrastre de los sólidos sedimentables y la gene-

ración del ácido sulfhídrico en función de la velocidad y temperaturas, velocidades que permiten determinar la pendiente mínima de los conductos para cumplir requisitos de servicio sin recurrir a criterios fijos no justificables.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**INFORMACION Y ESTUDIOS**

Notas tomadas del manual de la  
ASCE, Design and Construction  
of Sanitary and storm sewers

**JULIO, 1982**

## II. LEVANTAMIENTOS E INVESTIGACIONES

### A.- Introducción

Los levantamientos y las investigaciones proporcionan la información que permite tomar las decisiones con las cuales se realiza el proyecto de la obra para construir ésta. La importancia fundamental de los levantamientos y las investigaciones requiere que ambos se lleven a cabo con la debida competencia y minuciosidad para obtener un proyecto bien elaborado.

El término "Levantamientos" que aquí se usa, se refiere al proceso de obtener, coleccionar y recopilar los datos necesarios para desarrollar cualquiera de las fases del proyecto. El término puede referirse a las observaciones relacionadas con las condiciones históricas, políticas, físicas y fiscales, las más completas, que son determinantes para hacer el proyecto. Los levantamientos, por otro lado, también incluyen las mediciones con los instrumentos de precisión que sean necesarios para satisfacer la ingeniería del proyecto.

El término "investigaciones" a menudo se usa intercambiado con "levantamientos". Su uso aquí se refiere a la apreciación y análisis de los datos obtenidos de los levantamientos para llegar a las decisiones técnicas y políticas que sean relevantes con los aspectos de cada -

caso individual.

Los levantamientos y las investigaciones para la fase preliminar del proyecto deben ser completos para su objeto, enfatizando la parte que se ocupa de todos los factores que se relacionan con el proyecto y la determinación del grado relativo de importancia de estos diferentes factores. Los levantamientos y las investigaciones para las fases de proyecto y construcción deberán ser, en esta forma, una descripción precisa y detallada dentro del aspecto final ya delimitado, bien definido y adecuado para la obra.

#### B.- Objeto de los Levantamientos

El objeto de los levantamientos en la ingeniería de proyectos es recopilar la información necesaria para desarrollar el proyecto. Los métodos para dirigir los levantamientos y la información que se requiere en los proyectos de alcantarillado variarán ampliamente según sea la fase del proyecto y los consiguientes objetivos del levantamiento.

Para la buena organización y dirección de los levantamientos se requieren amplios conocimientos acerca de la materia y la comprensión de los problemas que deben resolverse en la fase del proyecto para la cual se hacen los levantamientos a fin de obtener el tipo apropiado y la cantidad de información que se recolecte.

El conocimiento de los varios aspectos sucesivos del proyecto de alcantarillado que se presentan, conducirán a determinar la información específica que debe obtenerse con los levantamientos para cualquier caso dado. Los objetivos de los levantamientos para las distintas fases del proyecto y el tipo de información que se requiere en cada fase se exponen a continuación.

### C.- Tipos de Información Requerida

Varios tipos de información característica, aplicable en grados variables a las diferentes fases del proyecto, deben recolectarse durante el curso de los levantamientos para un proyecto dado. Estos tipos incluyen los siguientes:

1.- Físicos.- La información que debe disponerse -- comprende topografía, materiales y estructuras superficiales, estructuras subterráneas, condiciones del subsuelo, detalle del sistema existente al cual se propone conectar el que se proyecte, derechos de vía requeridos y otros datos similares necesarios para definir las características físicas del proyecto propuesto y las de los alrededores que lo afecten.

2.- Político-sociales o de desarrollo.- La información que debe disponerse es acerca de las tendencias de la población y de la densidad en el área que se beneficia con el proyecto; los límites de esa área; el tipo de desarrollo, esto es: residencial, comercial o indus-

trial; la localización del sitio de descarga y la variación de los gastos de agua en áreas similares con servicio; datos meteorológicos e hidrológicos que correspondan al sistema pluvial; desechos líquidos que requieran algún requisito especial para manejarlos; gastos y aforos de las descargas industriales; datos cronológicos y experimentales que se relacionan con los servicios existentes, los cuales puedan afectar el sistema propuesto; y todos los datos similares necesarios que hay que tomar en cuenta. Este tipo de información se requiere tanto de las condiciones existentes como de las futuras.

3.- Financieros.- Debe disponerse de la información acerca de las políticas existentes, obligaciones, o compromisos que afecten al financiamiento del proyecto de alcantarillado; valor y calendario de amortizaciones de bonos emitidos; capacidad disponible de bonos no obligados que puedan usarse en el proyecto propuesto; monto de los impuestos; niveles de impuestos y cualquier restricción que afecte el proyecto propuesto; programa y tarifas de alcantarillado y valor de los ingresos provenientes de éstas; tarifa de aguas y calendario de cobros e ingresos; plano catastral para la derrama de la inversión en las obras, métodos especiales para la derrama; condiciones de las construcciones locales y de operación que afecten el costo del proyecto propuesto; y datos similares necesarios para analizar varios métodos de financiamiento y para establecer un programa factible de financiamiento para el proyecto dado.

#### D.- Levantamientos para diferentes fases del proyecto

1.- Preliminar.- Los levantamientos para esta fase son los que conciernen al panorama de desarrollo global y de todos los elementos que puedan afectar el desarrollo tales como capacidad requerida, disposición básica y tamaño, costo probable y métodos de financiamiento. La información de desarrollo y de financiamiento es el tipo más importante en esta fase. Se requiere de la información física, pero únicamente con el detalle suficiente para mostrar, en lo general, las características físicas que afectan la disposición general y el proyecto en su conjunto. No es necesaria la precisión extrema ni los detalles, ni siquiera son deseables en esta fase. Los levantamientos para la fase preliminar pueden ser únicamente delineados puesto que la necesidad de un concepto dado para el proyecto llegará a ser aparente únicamente en cuanto progresa el trabajo y variará ampliamente según el tamaño y la complejidad del proyecto. El criterio general para los levantamientos preliminares es evidentemente de importancia. Debe tenerse en cuenta que el resultado de la ingeniería de la fase preliminar es un informe del ingeniero acerca de las bases del proyecto, y los levantamientos preliminares en los que se base el informe del ingeniero deben ser confiables y ejecutados con la competencia suficiente. Deberán tener la suficiente apreciación de tal manera que los volúmenes de obra y los costos no resulten subestimados, y en tal forma que haya suficiente tolerancia para que los posibles conceptos que afectan el costo total del proyecto, tales como las tendencias de elevación de costos de construcción, cantidades extra-

ordinarias de excavación con dificultades varias, etc. Esto requiere criterio y experiencia de parte del ingeniero encargado del proyecto preliminar.

2.- Proyecto.- Los levantamientos para esta fase se requieren con el fin de obtener la información necesaria para preparar un proyecto satisfactorio, con planos y especificaciones completas, que contengan las condiciones que se encontrarán durante la fase de construcción. Los levantamientos para el proyecto son los que conciernen primeramente a la obtención de la información física más bien que la información financiera o de desarrollo. Los levantamientos de proyecto, en contraste con los de la fase preliminar deben tener el detalle y la precisión necesaria para el proyectista con objeto de correlacionar el proyecto, la construcción o los planes para la contratación de ésta con las condiciones reales que prevalezcan. Los levantamientos de proyecto envuelven los que requieren instrumentos de medición del ingeniero con los métodos usuales para su uso en la obtención de las características topográficas verticales y horizontales de las que depende el proyecto. Previamente la fase preliminar establecerá el arreglo general y el alcance del proyecto de tal manera que el área que se considere para el levantamiento del proyecto puede quedar confinado a la parte que ocupará la construcción del proyecto. Sin embargo, habrá ampliaciones posteriores de localización dentro del área general determinada en los estudios preliminares que pueden ser necesarias durante el desarrollo de proyecto como consecuencia de las informaciones más detalladas de los levantamientos

tos de proyecto. Los levantamientos de proyecto también deben entenderse más allá de los límites de la construcción propuesta de inmediato y con calidad suficiente en cuanto a pendientes, dimensiones, localizaciones, etc. del proyecto propuesto que permita ampliación posterior dentro del plan establecido en los estudios preliminares.

Evidentemente, los levantamientos precisos son requeridos para obtener proyectos correctos con sus planos. El control vertical generalmente se hace con los bancos de nivel cada tres o cuatro -- manzanas dentro del proyecto, las elevaciones de dichos bancos deben comprobarse con nivelaciones en circuito y no deben variar más de 0.003 m. Las alineaciones de las calles y los predios se usan para el control horizontal. Un problema que frecuentemente se presenta en los levantamientos de proyecto son los tamaños y clase de estructuras subterráneas que durante la construcción deben desenterrarse o moverse de lugar para el - paso de los conductos del alcantarillado. En las estructuras importantes, la localización precisa, que no puede obtenerse por otros medios y donde pueden surgir los conflictos, puede justificar la excavación para permi--tir la determinación del sitio, elevación y los detalles en el punto de - cruce.

3.- Construcción.- Los levantamientos para esta fase son casi exclusivamente los concernientes a los aspectos físicos. Los levantamientos para construcción se requieren para establecer el control

de alineamiento y pendientes para dar línea y nivel en los trabajos y comprobar que se sigan los trazos fijados. Además, para cuantificar los trabajos realizados.

#### E.- Fuentes de información

Las posibles fuentes de información necesarias para los levantamientos que se requieren en la elaboración de los proyectos de alcantarillado, incluyen:

##### 1.- Física.

a) Mapas existentes y planos de los sistemas, incluyendo los planos que tienen las dependencias oficiales, planos topográficos y de construcciones en la ciudad.

b) Fotografías aéreas.

c) Instrumentos para los levantamientos, incluyendo aquellos para levantamientos rápidos, tales como el nivel de mano, aneroides, que son muy utilizados para el trabajo preliminar.

d) Fotografías de los detalles superficiales que complementen los levantamientos con instrumentos, y también fotografías para mostrar con detalle los sistemas existentes.

e) Perforaciones y pozos de cata, ya sea hechos a mano o con maquinaria, para la exploración del subsuelo. También sondeos con varilla para determinar la localización de estructuras subterráneas y las condiciones del subsuelo.

## 2.- De Desarrollo.

- a) Informe de censos.
- b) Informes y mapas del área planificada.
- c) Examen general del área para observar el tipo, grado y densidad de desarrollo.
- d) Aforos de escurrimiento en las atarjeas existentes para determinar el carácter del escurrimiento y la cantidad de desechos líquidos.
- e) Características de la industria predominante para determinar tipo y cantidad de agua.
- f) Bombeo de aguas y registros del uso de agua.
- g) Registros de lluvias y de escurrimientos en el área o cerca de ella. (Para los proyectos de alcantarillado pluvial).
- h) Bases para el proyecto y características de operación en el alcantarillado existente según los registros del sistema.

i) Criterios de las dependencias reguladoras que tienen intervención en el proyecto.

j) Informes de ingeniería o estudios de proyectos similares en el área.

### 3.- Financiera.

a) Registros pertinentes de la oficina fiscal del propietario del proyecto.

b) Auditorías municipales o registros de tesorería referentes a los impuestos.

c) Bases de operación e informes del alcantarillado, del agua potable y de otras obras y servicios.

d) Reglamentos y leyes que rijan la emisión de bonos y procedimientos para financiar y contratar el proyecto propuesto.

e) Programas establecidos y normas de proyectos anteriores -- que muestren los métodos que se acostumbran en la localidad.

f) Registros municipales o cuadros de auditoría que muestren la subdivisión y la propiedad que va a ser afectada por acciones especiales.

## F.- Investigaciones

Lo anteriormente expuesto se refería a los levantamientos y a la recopilación de la información necesaria para el proyecto y construcción de los alcantarillados. El procedimiento de investigación y de estudio, que son elementos esenciales para cada proyecto de ingeniería están estrechamente relacionados con los levantamientos generales. -- Las investigaciones se basan en la información que proporcionan los levantamientos.

Las investigaciones pueden ser de varias formas, pero siempre están dirigidas a la determinación de los métodos más accesibles y prácticos, con objeto de obtener el resultado deseado. En los proyectos técnicos de alcantarillado, estos métodos pueden abarcar desde las decisiones inmediatas que cumplan con las normas mínimas estándar como -- para una ampliación simple por gravedad en un sistema existente. En proyectos grandes, por lo contrario, pueden presentarse muchas alternativas, las cuales ofrecerán un servicio determinado y todas ellas deben tomarse en cuenta para determinar el método más práctico y factible. Los proyectos incluyen alivio de los sistemas en servicio que generalmente presentan muchos problemas, los cuales requieren estudios extensos de fijar la capacidad requerida o el método de ampliación.

Los problemas típicos que deben resolverse con la investigación son los siguientes:

- 1.- ¿Cuál es la superficie que debe servirse y cuál es el carácter de desarrollo y de uso de la tierra en la actualidad y en el futuro?
- 2.- ¿Cuál es la distribución general y la configuración del sistema que mejor cumple con las necesidades? ¿Qué facilidades y qué derechos de vía hay para las obras?
- 3.- ¿Qué tipo de sistema va a usarse, el separado o el combinado?
- 4.- ¿Qué proporción del escurrimiento combinado puede interceptarse en caso de que se derive parte a la planta de tratamiento del sistema existente?
- 5.- ¿Cuál es el caudal actual y futuro que debe considerarse?
- 6.- ¿Qué frecuencia de tormenta o de hidrograma modelo puede usarse para el alcantarillado pluvial?
- 7.- ¿Podrán descargarse las atarjeas de aguas negras en el punto de tratamiento o destino, y podrá disponerse de plantas de tratamiento en algún otro punto?

- 8.- ¿Se elegirán atarjeas para trabajar por gravedad y estarán éstas formando circuitos o deberán usarse plantas de bombeo?
- 9.- ¿Qué material o materiales deben usarse para la construcción del alcantarillado; o se requerirán materiales o proyectos especiales para los desechos líquidos que deben ser manejados o para las condiciones de construcción que deban ser abastecidas?
- 10.- ¿Cuál será el costo del proyecto para construirlo y operarlo. Cómo pueden financiarse de la mejor manera estos costos. Qué impuestos y obligaciones y gastos por servicio deberán exigirse para pagar el costo de construcción y de operación del proyecto. ¿Cuál es la fuente de fondos (locales, estatales o federales)?
- 11.- ¿Requiere el proyecto establecer una nueva autoridad, por ejemplo un distrito sanitario?

Las condiciones de este tipo y otros asuntos similares, requieren investigación, la cual generalmente se lleva a cabo en la fase preliminar del proyecto y el resumen de las investigaciones, las conclusiones y recomendaciones resultantes, constituyen el informe preliminar de ingeniería.

Las contestaciones deben ser claras a las preguntas de distintos tipos como las especiales que se citan antes, pues son de importancia primordial para el proyecto, y las investigaciones que sirven para las respuestas deben ser hechas con competencia y minuciosidad.

## ESPECIFICACIONES Y PLANOS DE CONSTRUCCION

### A.- CONSIDERACIONES GENERALES

Puesto que para la mayor parte de las obras de construcción se establecen contratos entre el dueño y el constructor, los planos y las especificaciones ilustran claramente, con los dibujos y la descripción escrita, la naturaleza y las condiciones del trabajo que se debe llevar a cabo en esos contratos.

En la mayoría de los casos la obra se divide en varios conceptos, los cuales pueden considerarse para fines de pago con precio unitario, por lote o a precio alzado. Los distintos conceptos deben estar descritos y delimitados para evitar cualquier posible confusión al contratista con respecto a los métodos de medición y pago. Algunas veces los conceptos se delimitan por su localización o por líneas divisorias como en el caso de tuberías, pozos de visita, estructuras especiales, etc., y algunas otras por la naturaleza del trabajo o de los materiales que se proporcionan, tales como excavación, concreto, acero de refuerzo, etc. Las decisiones para dividir la obra en los diversos conceptos a menudo se basan en costumbres locales o en la costumbre y juicio del ingeniero que planea.

Está generalmente aceptado que los concursos a precio alzado se apliquen a las estructuras especiales que se detallan perfectamente, con limitaciones claras y sin posibilidades de que se cambien o surjan dudas cuando se abran los concursos y se otorgue el contrato. Los concursos a precios unitarios son, por otro lado, más aplicables donde las cantidades de trabajo que van a realizarse o los materiales que se proporcionarán no son susceptibles de una determinación exacta antes de la convocatoria. La longitud de tuberías, volúmenes de excavación o de concreto y el peso de acero de refuerzo son ejemplos de tales conceptos a precio unitario.

Los planos y las especificaciones bien preparados proporcionan la información más amplia que necesita el concursante para determinar los precios y para preparar otros conceptos de trabajo para cobrar las contingencias no determinables sino hasta que se han ejecutado. En esta forma el contratista queda protegido para cobrar el trabajo realmente hecho y no requerirá añadir a los precios otros conceptos o algún cargo para cubrir las posibles contingencias. El dueño recibe las ventajas de las cotizaciones de precios ajustados a las especificaciones, y de pagar trabajos realmente hechos a su precio justo.

Los planos y las especificaciones deben considerarse siempre suplementarios entre sí y todo el trabajo descrito en ellos debe considerarse que forman parte del contrato.

## B.- P L A N O S

### 1.- Objeto

El objeto de los planos es lograr que el concursante y más tarde el constructor y el ingeniero, capten toda la información que puede explicarse mejor con dibujos, dimensiones y anotaciones. Las descripciones largas y las especificaciones es mejor incluirlas en las especificaciones de la obra y no repetirlas en los planos. Todos los conceptos con su localización deben identificarse en su descripción, el número del concepto y la referencia cruzada, de preferencia con los requisitos detallados en las especificaciones.

### 2.- Contenido

a) Distribución.- Los dibujos deben disponerse en tal forma que el que los vea vaya de lo más general a lo más específico, y finalmente -- a los detalles más pequeños. El arreglo propuesto en los siguientes párrafos indica el orden generalmente aceptado en la presentación. La buena presentación y distribución de los dibujos al parecer más claros al concursante le reduce las dudas, y puede por este hecho ser de resultados ahorrrativos al dueño de la obra. La presentación incompleta y confusa aumenta las dudas al concursante, lo que se refleja en mayores precios para cubrir las dificultades que se sospechan, las contingencias no descritas o los trabajos accesorios que pueden suponerse.

b) Plano de localización.- Ya sea en la cubierta o en la primera página, deberá estar el plano general de localización que debe contener la situación de todo el trabajo o el del contrato propuesto. Según sea la naturaleza y el número de conceptos, el plano general puede servir como -- plano índice para los distintos planos preparados de las distintas partes de la obra. Como referencia breve para el estudio de los planos una lista de éstos puede ponerse en o junto al plano general. Un buen plano de localización al frente y una buena cubierta prestan un valor intangible al despertar el interés de los concursantes y el entusiasmo en competir.

c) Plano de bancos de nivel y puntos topográficos de referen---  
cia.- El banco de nivel usado para determinar las elevaciones contenidas en los planos deberá estar precisado y referenciado con marcas permanentes. Los puntos de levantamiento topográfico, las calles y alineamientos de las propiedades deben estar indicados en todos lados donde se requieran para - la obra propuesta.

d) Datos de suelos.- Las condiciones del subsuelo constituyen una de las incógnitas del trabajo bajo la superficie. Los datos del sub---suelo pueden estar en los archivos del concursante debido a otros trabajos que haya realizado en el lugar. Para animar la competencia y reducir el -- riesgo de los nuevos concursantes, generalmente es deseable representar en dibujos todos los datos conocidos que se refieran a las condiciones del subsuelo, pero anotando que se proporcionan sin asegurar que se garantiza la naturaleza del subsuelo que puede encontrarse durante la construcción.

e) Plantas y perfiles.- Un perfil continuo del desarrollo de las estructuras mostrando la superficie del terreno, las elevaciones y pendientes de las superficies y tuberías, es esencial en absoluto en un buen juego de planos para el contrato de las obras. El perfil es también el lugar conveniente para indicar las dimensiones y el tipo de estructura, los límites para cada tipo y tamaño, y la localización de estructuras especiales y accesorias.

Por lo menos una planta debe ponerse arriba del perfil para mostrar la posición de todos los trabajos que se incluyen, como también la topografía y las obras existentes. Las obras subterráneas que se localicen dentro del plano, que crucen o estén cerca del sitio de la construcción también deberán dibujarse.

Los planos para las estructuras que van a construirse y van a constituir una servidumbre dentro de la propiedad privada, deberán contener la topografía y el alineamiento. Deberá dimensionarse el ancho del área de servidumbre ya sea temporal o permanente.

La escala preferible para plantas y perfiles dependerá de la cantidad de obras superficiales existentes y de las estructuras subterráneas. Una escala de 1:500 se usa por lo regular para las calles de la ciudad, pero en campo abierto o en nuevas ampliaciones puede usarse una escala menor satisfactoriamente. En el corazón de las áreas metropolitanas, por otro lado, es muy necesario ampliar la escala para

g) Conexiones y estructuras especiales.- Los detalles típicos de cajas de registro, pozos de visita, marcos y tapas, escaleras marinas, etc., deberán incluirse en el juego de planos de contrato.

f) Secciones de conductos.- Cuando los conductos consisten en tubos de dimensiones, materiales y formas conocidas, no se necesitan mostrar las secciones. Para secciones de concreto monolítico, sin embargo, deben incluirse en los planos las secciones completamente dimensionadas, con todo el acero de refuerzo marcado y entitulado, así como el estado de las distintas piezas.

fil.  
Cuando se conocen los obstáculos fijos de estructura específicas, una sección transversal en el cadenamiento determinado aclarará la interferencia. Estas secciones transversales deben hacerse a mayor escala, y si es posible deben ponerse en el plano de planta y perfil.

lado terminado.  
de la localización de todas las características del sistema de alcantarillado únicamente. Los planos de obra construida deben dar la dimensión exacta de ramales "Y" o albañales de predios deben considerarse aproximadas tran en los planos de proyecto para los pozos de visita y para las conexiones de detalles que se requirieran dibujar. Las distancias que se muestran en tales lugares una escala de 1:200 es muy conveniente. La escala vertical puede variar de 1:50 a 1:100 según sea la pendiente del terreno y la dibujar numerosas obras de servicio que son conflictivas: cimientos, etc.

Las estructuras especiales que no forman parte de los detalles estandar deben estar bien detalladas en tal forma que se asegure que el trabajo terminado quede estructuralmente bien hecho e hidráulica---mente o funcionalmente correcto.

## C.- ESPECIFICACIONES

### 1.- Objeto

El término especificaciones como aquí se usa pretende ser un término general que incluye todas las partes que componen la lista del punto 2. Su objeto es suplementar los planos del contrato y formar una base legal para el acuerdo contractual entre el dueño y el contratista.

### 2.- Contenido

a) Distribución.- Aunque no hay reglas estrictas o prácticas con relación al arreglo del contenido, las especificaciones están formadas por lo regular de la manera siguiente. El arreglo y la división del contenido de las distintas partes que componen los documentos del contrato están sujetos a los requisitos legales aplicables. Generalmente todas las partes se encuadernan en un solo volumen; pero, en grandes ciudades o para programas amplios de construcción, la parte que describe las especificaciones estandar a menudo se encuadernan separadamente y en los documentos del contrato se hace referencia a ellas como partes del contrato.

b) Convocatoria de contratistas.- La convocatoria de los contratistas o publicación del concurso debe contener como mínimo la siguiente información:

- 1) La fecha y lugar de recibo de las proposiciones.
- 2) Una breve descripción del objeto del contrato.
- 3) Dónde y cómo obtener los planos y las especificaciones.
- 4) Cantidad y condiciones del depósito del concursante o de la garantía para concursar.
- 5) Referencias a las instrucciones que se incluyen en los documentos del contrato.
- 6) Declaración de los derechos del dueño de la obra para rechazar alguna o todas las proposiciones que se presenten.

c) Instrucciones a los concursantes.- Estas instrucciones tienen por objeto complementar la convocatoria y proporcionar a los posibles concursantes la información general con respecto a las responsabilidades del dueño y del concursante; el método de preparación de la proposición y de su entrega; la manera con la cual las proposiciones serán examinadas, la selección del concursante al que se le otorga el contrato, la contratación formalizada y otra información general con respecto al contrato propuesto.

Se puede, si legalmente se requiere o si es conveniente, estipular la fuente de fondos, el método de pagos al contratista, el plazo de terminación y también cumplir con los salarios en vigor.

d) Forma para la proposición.- Para lograr uniformidad en la presentación de las proposiciones y tener una buena base de comparación, en las especificaciones se debe incluir una forma de proposición dejando en blanco los espacios para anotar los precios unitarios (o el precio alzado) para cada concepto y el importe total de cada uno.

A menudo se añaden al final de la proposición o pies de página, párrafos conteniendo la certificación de recibo de algún apéndice, la declaración escrita de no coludirse, las referencias cruzadas a otras partes de los documentos del contrato, referencias del depósito del concursante incluido en la proposición, y cualquier otra certificación suplementaria que exija la ley directamente relacionado con la firma que con cursa y con la aceptación de la proposición.

e) Fianza.- Previamente al otorgamiento del contrato al con cursante seleccionado, éste deberá proporcionar una fianza de una compañía -- aceptable y responsable financieramente. Un modelo de la forma aceptada -- que debe llenarse estará incluida en las especificaciones para información del concursante. El importe de la fianza está en relación con el valor total del contrato, generalmente se basa en un porcentaje sobre el valor del contrato. La tendencia general es exigir una fianza igual al valor del con trato o sea el 100 %.

f) Contrato.- Hay una forma detallada de contrato puesto que está reglamentado por las leyes y los reglamentos vigentes en donde se llevan a cabo las obras. El contrato sin embargo debe contener todas las condiciones de la proposición, excepto aquellas que puedan omitirse por ser de "eliminación permitida". Debe también ligar a las partes contratantes a cumplir con lo previsto en todas las partes de la documentación del contrato, incluyendo tanto las especificaciones como los planos.

g) Condiciones generales.- Esta parte de las especificaciones está generalmente relacionada con los asuntos administrativos y legales que tienen que ver con el dueño o sus representantes, el contratista, los subcontratistas, el público y otros contratistas. Las condiciones generales son semejantes y a menudo idénticas en todos los contratos de obras públicas en el pueblo, distrito o ciudad determinado. Las condiciones generales no deben incluir especificaciones detalladas de materiales y obra de mano.

h) Condiciones especiales y especificaciones detalladas.- Muchos contratos tienen características individuales, las cuales requieren condiciones de trabajo específico, procedimientos o materiales que son únicos para el contrato en particular. Al separarlos bajo la clasificación de condiciones especiales y especificaciones detalladas se reduce la repetición de impresos y de publicaciones.

i) Especificaciones estandar.- Las especificaciones generales pretenden proporcionar la descripción detallada de los materiales aceptables y de comportamiento estandar. En grado limitado también describen -- los procedimientos de construcción aceptables. En este último caso, sin embargo, deberá tenerse cuidado de evitar la sustitución de conceptos fijados a la iniciativa del contratista, cuando así convenga. Los procedimientos deben ser seguros y deben ofrecer los resultados finales especificados en cuanto a estructuras terminadas o equipo instalado.

Las especificaciones generales generalmente están -- destinadas a más de un contrato específico. Pueden usarse para un grupo -- de contratos similares o aún para grupos grandes de contratos diferentes.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

CAUDAL DE AGUAS NEGRAS

ING. GASTON MENDOZA GAMEZ

AGOSTO, 1982

## TEMA IV, CAUDAL DE AGUAS NEGRAS

Constituido por los aportes líquidos domésticos, comerciales e industriales y por la infiltración de aguas del subsuelo. La estimación del caudal presente y futuro es base para definir los diseños del sistema de colección de las aguas, de las estaciones de bombeo, de la planta de tratamiento y del sistema de disposición final de las aguas.

Las descargas controladas al sistema de alcantarillado son función de la población y el consumo de agua.

### 4.1. Estimaciones de población

Las predicciones de población son complejas. En realidad no se tienen soluciones exactas. Hay una serie de factores que pueden alterar el desarrollo demográfico de una comunidad y cuya evaluación no siempre se puede definir con anticipación, v.g. políticas de descentralización de actividades económicas, movimientos migratorios, nacimientos, incrementos en la esperanza de vida, descubrimiento de un nuevo recurso natural en la vecindad, desarrollo de nuevas industrias en la zona, el uso de la tierra, etc.

Las estimaciones de población se pueden tener a:

- (1) Corto plazo (hasta 10 años)
- (2) Largo plazo (10 a 50 años o más)

Los análisis se basan en datos de censos pasados de la comunidad, en datos de crecimiento de comunidades semejantes, en los índices de natalidad, mortalidad y migración.

#### 4.1.1. Estimación a corto plazo

Los métodos que se emplean son:

Progresión aritmética

Progresión geométrica

Tasa decreciente de crecimiento

Extensión gráfica

##### Progresión aritmética

Se basa en un incremento constante de la población

$$\frac{dp}{dt} = K_a$$

donde:

P población

t tiempo, en años

$K_a$  constante de la tasa de crecimiento aritmético

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

y

$$P = P_2 + K_a (t - t_2)$$

P población en el tiempo t

.Progresión geométrica o tasa de crecimiento con porcentaje constante

$$\frac{dP}{dt} = k_g P$$

donde

$k_g$  constante de la tasa de crecimiento geométrico

$$k_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$$

$$\log P = \log P_2 + k_g (t - t_2)$$

.Tasa decreciente de crecimiento

Se acepta una tasa variable de cambio

$$\frac{dP}{dt} = -K_d (Z - P)$$

donde

$Z$  valor de saturación o límite de la población, que se debe estimar

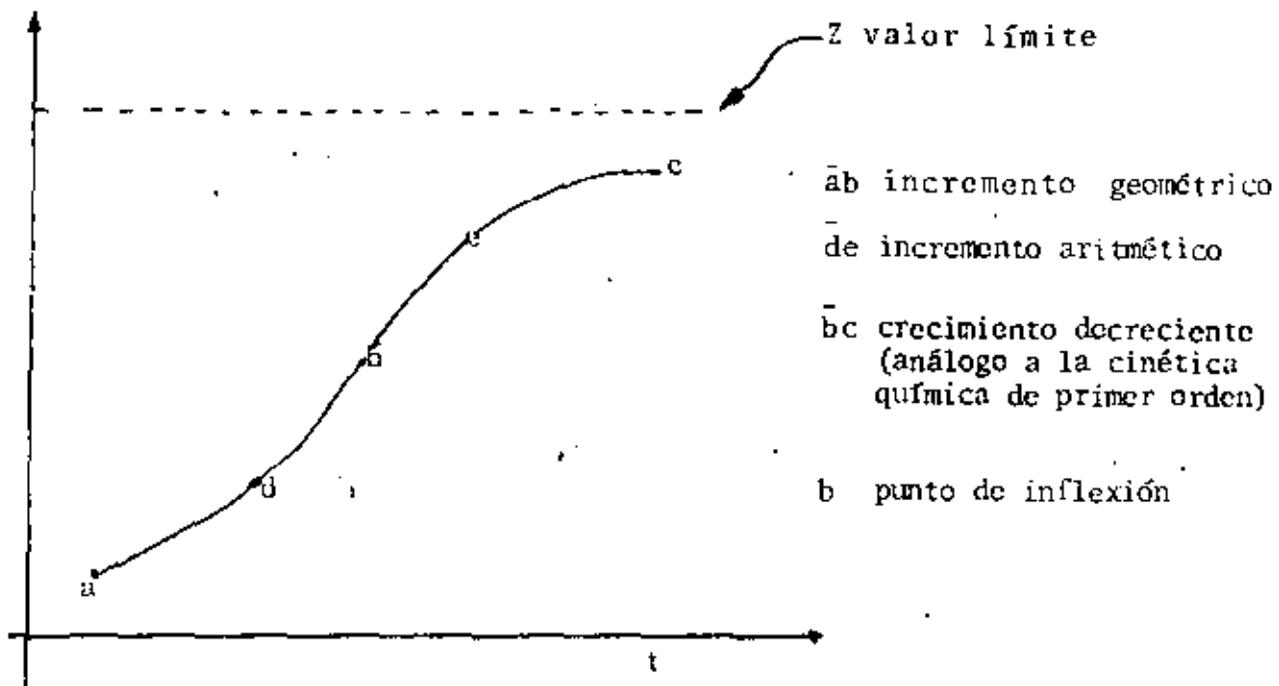
$K_d$  constante de la tasa decreciente

$$K_d = \frac{\ln \frac{Z - P_2}{Z - P_1}}{t_2 - t_1}$$

y

$$P = P_2 + (Z - P_2) (1 - e^{-K_d(t - t_2)})$$

Cada uno de estos métodos se basa en la curva de crecimiento característica de los organismos vivos dentro de un espacio limitado o con oportunidades económicas limitadas



#### .Extensión gráfica

A partir de la tendencia pasada de crecimiento de la comunidad, se prolonga "a ojo" la traza probable de crecimiento futuro. La selección entre los tres primeros métodos se hace a partir de la inspección de los datos pasados graficados en una escala aritmética.

#### 4.1.2. Estimación a largo plazo

Los métodos que se pueden emplear son:

- .Ajuste a una curva matemática
- .Comparación gráfica con otras comunidades
- .Relación y correlación
- .Análisis de las componentes

.Ajuste a una curva matemática

Las curvas de crecimiento, se pueden describir por ecuaciones que definan una base biológica racional.

Una de las curvas más conocidas es la logística, que tiene forma de S, y que matemáticamente se escribe en la forma

$$P = \frac{Z}{1 + me^{bt}}$$

donde

P población en el tiempo t, a partir de un origen asumido

Z población de saturación o límite

m, b constantes que se calculan a partir de valores observados de P

Para ajustar esta curva, se seleccionan tres años representados por  $t_0, t_1, t_2$ , equidistantes uno de otro, se escogen de modo que uno esté cerca de la primera población registrada, otro cerca de

la mitad del período registrado, y el tercero cerca del final del registro.

La curva ajustada pasará a través de los valores  $P_0$ ,  $P_1$  y  $P_2$ , poblaciones correspondientes a los valores  $t_0$ ,  $t_1$  y  $t_2$ , respectivamente. La equidistancia entre los años se designa por  $n$ . Las constantes se obtienen a partir de

$$Z = \frac{2 P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{Z - P_0}{P_0}$$

$$b = \frac{1}{n} \ln \frac{P_0 (Z - P_1)}{P_1 (Z - P_0)}$$

Para trazar una línea recta se puede preparar una escala logística, expresando a las poblaciones en términos del valor de saturación.

El porcentaje de saturación es:

$$p = 100 \frac{P}{Z} = \frac{100}{1 + m e^{bt}}$$

y

$$\ln \frac{100 - p}{p} = \ln m + bt$$

ecuación de una línea recta, con ordenada al origen  $\ln m$  y pendiente  $b$ .

El trazo de la escala logística se presenta en el anexo.

#### .Comparación gráfica.

La curva población-tiempo de la comunidad en estudio se puede extrapolarse en base a la tendencia experimentada en comunidades similares pero más grandes. Las tendencias de crecimiento de estas comunidades se grafican de manera que todas las curvas coincidan con el valor de la población presente de la comunidad en estudio. A partir de ese haz de curvas, se traza la curva de proyección de la población de la comunidad problema.

Se debe tener cuidado en analizar las condiciones bajo las cuales crecieron en otra época las comunidades comparadas.

#### .Relación y correlación

En este método se considera que la tasa de crecimiento de una comunidad se puede relacionar con la de una región más grande, por ejemplo, el estado correspondiente. Si se aplica un factor de escala apropiado, se pueden emplear las estimaciones de población para el estado en la estimación de crecimiento de la comunidad en estudio. Los factores de escala se basan en relaciones simples o se derivan de estudios de correlación. Así,

$$\frac{P_2}{P_2E} = \frac{P_1}{P_1E} = K_r$$

donde

$P_2$	población estimada de la comunidad
$P_{2E}$	población estimada del estado
$P_1$	población del último censo de la comunidad
$P_{1E}$	población del último censo del estado
$K_T$	relación constante

#### Análisis de las componentes

Las componentes que conforman el crecimiento de la población son: natalidad, mortalidad y migración. Cada componente se analiza por separado en cuanto a sus tendencias y causas que originaron su comportamiento. Con ésto, se fijan los niveles de inicio y se supone la variación con el tiempo. Las proyecciones de población son el producto de la integración de los resultados parciales de las componentes.

El modelo es probabilístico. Las probabilidades de sobrevivencia representan el proceso de envejecimiento de la población. Las tasas de fecundidad representan el proceso de regeneración. Los saldos migratorios representan la intensidad y movilidad geográfica de la población.

La comisión del Plan Nacional Hidráulico estableció las proyecciones de población a distintos niveles de división política de la República Mexicana, para el estudio de demandas futuras de agua. El estudio de población se publicó con el rubro de "Proyecciones de Población".

#### 4.2. Distribución y densidad de la población.

Con el análisis anterior se está en condiciones de evaluar el caudal total de aguas residuales que aporta una comunidad, pero para definir los flujos de conducción se requiere conocer la distribución física de la población en el área tributaria considerada.

En las zonas urbanas la distribución de la población depende de varios factores:

- Características educacionales, ocupacionales y de ingreso de la población.
- Usos del suelo y patrones de zonificación dentro de la comunidad.
- Influencia de las tendencias socioeconómicas nacionales.

Las comunidades que cubren una amplia superficie requieren de sistemas de alcantarillado más costosos, a la vez que hacen difícil definir los patrones de desarrollo de la población.

Las densidades de población se pueden estimar de datos recolectados en áreas existentes y de los planos reguladores de la comunidad. La tabla siguiente se da como guía (ref 1) :

## Densidad de Poblacion .

Areas	Personas/Ha
1. Habitacionales	
a) Viviendas unifamiliares, grandes lotes	12-35
b) Viviendas unifamiliares, pequeños lotes	35-85
c) Viviendas multifamiliares	85-250
d) Casas de vecindad	250-2500
2. Mercantiles y comerciales	35-75
3. Industriales	12-35
4. Total, excluyendo jardines, parques de juécos y cementerios	25-125

## 4.3. Consumos de agua y aportaciones de aguas negras

## 4.3.1. Consumos de agua

Los sistemas de abastecimiento de agua deben satisfacer las de  
mandas:

## a) Domésticas

Para bebida

Para comida

Para aseo personal

Para limpieza de utensilios

Para lavado de ropa

Para riego de plantas y jardines

Para sistemas de aire acondicionado

b) Comerciales

c) Industriales

d) Municipales o públicos

Edificios públicos

Riego de parques y jardines

Protección contra incendios

Limpieza de atarjeas

Usos recreativos y ornato

e) Pérdidas y desperdicios

El consumo doméstico mínimo por personas es:

Bebida, cocina y limpieza'	20 a 30 l/día
Muebles sanitarios	30 a 45 l/día
Baño con regadera	<u>20 a 30 l/día</u>
	70 a 105 l/día

Se considera como promedio 100 l/día/hab..

Los consumos se incrementan con:

Lavado de automóviles	200 l/auto
Riego de jardines	5 a 7 l/día/m <sup>2</sup>
Clima acondicionado	100 a 500 l/persona

#### Consumos comerciales

Restoranes	25 l/día/comida
Bares	40 l/día/m <sup>2</sup> de área
Hoteles	120 l/día/huésped
Hospitales	250 l/día/cama
Centros comerciales	6 l/día/m <sup>2</sup> área
Edificios de oficinas	3 l/día/m <sup>2</sup> área
Lavado de automóviles	1250 l/día/auto
	por hora de capacidad

#### Consumos industriales

Uso sanitario	70 l/día/empleado
Procesos industriales	
Petróleo	3 - 10 m <sup>3</sup> /barril
Acero	250 m <sup>3</sup> /ton larga
Pulpa de papel	14-220 m <sup>3</sup> /ton larga
Automóviles	38 m <sup>3</sup> /unidad
Termocléctrica	300 l/KWH

## Distribución de agua según los usos, en porcentaje.

USO	POBLACIONES DE E.U.(media)	MEXICO, D.F.	ESTADO SAO PAULO, BRASIL
Doméstico	35	20	48
Comercial	11	12	30
Industrial	19	33	
Público	10	35	5
No medido	25	(incluido en el público)	17

Los consumos varían de un lugar a otro por los siguientes factores:

- a) Clima
- b) Estandar de vida
- c) Alcance del alcantarillado
- d) Tipo de actividad (comercial, industrial)
- e) Costo del agua
- f) Disponibilidad de servicio privado de agua.
- g) Calidad del agua.
- h) Presión en la red de distribución
- i) Medición de caudales
- j) Condiciones de operación del sistema

## Dotaciones.

En México, la SAHOP emplea los siguientes valores para la dotación, en función del clima y del número de habitantes considerados como

población de proyecto (ref 2). Las dotaciones se expresan en l/día/hab.

Población de proyecto, Habitantes	Tipo de Clima		
	Calido	Templado	Frío
De 2500 a 15000	150	125	100
De 15000 a 30000	200	150	125
De 30000 a 70000	250	200	175
De 70000 a 150000	300	250	200
Más de 150000	350	300	250

En las normas de proyecto (ref 2) se menciona que "Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades de la localidad y a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas, de acuerdo con el estudio específico que se realice en cada localidad".

Las dotaciones para algunos proyectos de sistemas de abastecimiento de agua de ciudades grandes del Brasil, son (ref 3):

Ciudad	Población	Dotación, l/día/hab.
Río de Janeiro	4200 000	400
Sao Paulo	5300 000	350
Belo Horizonte	1100 000	300
Salvador	900 000	200
Curitiba	500 000	250

### Demanda para incendios.

La SAHOP establece (ref 2) que la red de distribución debe satisfacer el caudal para incendios, cuando así se considere, sumando al gasto medio diario el que corresponda por el uso simultáneo de los hidrantes de incendio, según el siguiente criterio:

Población miles de hab..	Hidrantes en uso simultáneo l/seg.	Localización del hidrante
De 20 a 50	2, de 1.6	Uno en el sitio más alejado al punto de alimentación de la red y otro en la zona comercial
De 50 a 200	1, de 31.5	En la zona comercial o en el sitio más alejado al punto de alimentación de la red
Más de 200	2, de 31.5	Uno en la zona comercial y otro en el sitio más alejado al punto de alimentación a la red

En E.U. los caudales requeridos para controlar incendios en zonas de alto valor económico los establecen el NBFu en función del número de habitantes. La red de distribución se analiza para la demanda coincidente (gasto máximo diario + gasto de incendio) y para el gasto máximo horario. Este planteamiento es antieconómico para países de América Latina.

### Uso consumptivo

Es el agua usada en crecimiento vegetativo, procesamiento de alimentos, o incidental a un proceso industrial, que se descarga a la atmósfera o se incorpora en los productos del proceso.

### Pérdidas.

Se presentan en todas las partes que componen un sistema de abastecimiento de agua. Un sistema aceptable tiene pérdidas entre 10 y 20 por ciento. En sistemas sin medidores las pérdidas son más altas.

### Variaciones de consumos.

Se consideran las siguientes variaciones: mensuales, diarias, horarias e instantáneas sobre el consumo medio.

### Coefficientes en el día de mayor consumo.

Es la relación entre el valor de consumo máximo diario ocurrido en un año y el consumo medio diario relativo a ese año.

### Observaciones estadísticas (refs 2 y 3).

Alemania	1.6 a 2.0
España	1.5
Estados Unidos	1.2 a 2.0 (media, 1.5)
Francia	1.5

Inglaterra	1.2	al	1.4
Italia	1.5	a	1.6
Cd. Sau Paulo, S.P., Brasil	1.5		
México	1.2	a	1.5

Variaciones horarias.

Coefficientes obtenidos por observaciones sistemáticas de medidores instalados en las inmediaciones de los depósitos de distribución.

Alemania	1.5	a	2.5
España	1.6		
Estados Unidos	2.0	a	3.0 (media 2.5)
Francia	1.5		
Inglaterra	1.5	a	2.0
México	1.5	a	2.0

Entre más pequeña es la comunidad, es más variable la demanda.

Entre más corto sea el período de flujo, la desviación de la media es más amplia.

En los usos domésticos, en general se tienen dos picos en la variación horaria diaria, uno en la mañana y el otro después de las 5 PM. Durante el verano, cuando las demandas de riego son altas, el segundo pico es más grande; y en meses fríos o época de lluvias, el pico de la mañana es el más grande.

En los EU se tiene una fuerte demanda para riego en relación con la demanda total doméstica en época de verano. Este pico puede gobernar el diseño de la red de distribución en algunas ocasiones.

En los usos comerciales se puede decir que no afectan considerablemente a las demandas pico municipales, ya que las demandas pico comerciales muchas veces tienden a coincidir con el segundo pico doméstico.

En el sector industrial, la cantidad de agua consumida es relativamente pequeña comparada con la cantidad usada en las operaciones. Las industrias que más agua demandan son: ingenios azucareros, pulpa de papel, hierro y acero, petróleo.

Las demandas se afectan por factores como costo y disponibilidad de agua, tipo de proceso industrial, manejo de las aguas residuales, etc.

Para definir las demandas industriales en una zona, se deben conocer los planos de asentamiento y el tipo de industrias que más probablemente se instalen.

#### 4.3.2. Aportaciones de aguas negras..

El diseño del sistema de alcantarillado toma en cuenta la aportación media de aguas negras y la variación con el tiempo de los aportes, ya que un sistema gravedad debe tener capacidad para --

conducir los flujos pico y asegurar velocidades mínimas que eviten sedimentación de materia orgánica, cuando opera con flujos mínimos. En sistemas separados, los caudales consisten principalmente de los residuos líquidos de la comunidad y de las aguas de infiltración.

En general, la curva de descarga de aguas residuales es aproximadamente paralela a la curva de demanda, pero con un retardo de varias horas (caso en que no hay un consumo importante de agua de riego). Esta tendencia varía considerablemente cuando se presentan flujos por infiltración o por agua de lluvia cuando se hacen conexiones no controladas. Se deben estimar estos componentes con propósitos de diseño.

Cuando la dotación doméstica no tiene usos consumptivos y cuando la infiltración no produce flujos de importancia, el flujo de aguas negras es esencialmente igual al uso de agua, o sea, se pueden emplear los gastos promedio diarios de agua para estimar los gastos de aguas negras promedio diarios. Se considera que de 60 a 70 por ciento del agua abastecida retorna al sistema de alcantarillado.

#### Variaciones del flujo.

Los flujos de aguas negras varían con el consumo de agua, pero las fluctuaciones se amortiguan, porque solo parte del flujo proviene del suministro de agua potable; la infiltración de agua del subsuelo es regular. El flujo instantáneo en un punto dado está

compuesto de varias descargas aguas arriba colectadas a diferentes tiempos.

Las expresiones de las variaciones esperadas de flujo son muy parecidas a las de procedimientos para análisis de avenidas.

La relación del flujo pico al promedio del día, para cualquier día, varía desde menos de 1.3 para algunos sistemas grandes a más de 2.0 para algunas atarjeas. La relación del flujo máximo diario al final del período de diseño al flujo mínimo diario al inicio del período de diseño puede variar desde menos de 2 a más de 5, lo que depende en gran medida de la tasa de crecimiento del área servida por el sistema. La gama de flujos para diseño, flujo pico a mínimo extremo varía de menos de 3 para grandes alcantarillados que sirven a poblaciones estables, a más de 20 para pequeños sistemas que sirven a poblaciones que se están desarrollando.

En las figs. 1 y 2 aparecen algunos ejemplos de relaciones de flujos (ref. 4).

Lentz hizo un estudio de flujos máximos per capita utilizando una distribución de frecuencia de valores extremos (ref 5).

Los siguientes datos se pueden usar como guía para estimar gastos de aguas negras máximo y mínimo (ref 5).

Flujo	Relacion con el promedio
Máximo diario	2.25 a 1
Máximo horario	3 a 1
Mínimo diario	0.67 a 1
Mínimo horario	0.33 a 1

#### Método de la "unidad mueble"

Se puede aplicar en el diseño de instalaciones pequeñas, de hospitales, hoteles, edificios de oficinas, etc., de manera de tener amplia capacidad para los gastos pico, que ocurren frecuentemente durante las horas de día.

Una unidad mueble corresponde aproximadamente a la descarga de 28 l/min. Algunos valores de distintos muebles sanitarios, son:

<u>Mueble o grupo</u>	<u>Ocupancia</u>	<u>Tipo de control</u>	<u>Peso en UM</u>
Retrete	Público	Fluxómetro	10
Retrete	Público	Depósito	5
Urinario tipo pedestal	Público	Fluxómetro	10
Urinario de pared	Público	Fluxómetro	5
Urinario de pared	Público	Depósito	3
Lavabo	Público	Llave	2
Fregadero de servicio	Oficina	Llave	3

<u>Mueble o grupo</u>	<u>Ocupancia</u>	<u>Tipo de control</u>	<u>Peso en</u> <u>UM</u>
Fregadero de cocina	Restoran	Llave	4
Retrete	Privado	Fluxómetro	6
Retrete	Privado	Depósito	3
Lavabo	Privado	Llave	1
Bañera	Privada	Llave	2
Ducha	Privada	Válvula de mezcla	2
Baño (grupo)	Privado	Flux p/retrete	8
Baño (grupo)	Privado	Depósito en retrete	6
Fregadero de cocina	Privado	Llave	2
Bebedero	" Público	Llave	0.5

Los estudios de probabilidad de uso simultáneo de muebles por R.B Hunter, se muestran en las figs. 3 y 4. (ref 6)

La experiencia ha mostrado que los flujos pico determinados por este método son altos en cierta forma.

En nuestro medio faltan muchos estudios por zonas y subregiones para definir las contribuciones per capita de aguas negras y las variaciones de flujos máximo y mínimo. Asimismo, se requiere evaluar las descargas industriales a los sistemas de alcantarillado municipales. Entre tanto, en los diseños se emplean distintas expresiones empíricas según el buen juicio del ingeniero proyectista.

### Infiltración.

Esta porción de flujo se debe considerar en todo diseño de alcantarillado, ya que inevitablemente se presenta. Tiene lugar a través de las juntas, fracturas u otras oberturas de las tuberías. El efecto es función de la altura del nivel freático, el tipo de suelo, el tipo de características de impermeabilidad de las juntas, y la calidad de los materiales y la mano de obra.

El flujo es muy importante en sistemas pequeños, donde el tamaño de tubería de 300 mm puede constituir la mayor parte de la longitud total; y cuya reparación es más costosa que en tuberías más grandes. La supervisión es muy importante, tanto en el tendido general, como en las conexiones domiciliarias, donde muchas veces se tiene el mayor porcentaje de infiltraciones.

No se han desarrollado métodos que sean comúnmente aceptados para evaluar tasas de infiltración para diseño o permisibles en especificaciones.

Donde las aguas del subsuelo tienen altos niveles y las juntas no son estancas, se han determinado tasas de infiltración en exceso de  $138 \text{ m}^3/\text{día}/\text{km}$ . La mayoría de las especificaciones se encuentran en las siguientes gamas (refs 4, 5 y 7):

Valores permisibles,  $\text{m}^3/\text{día}/\text{km}$ .

## Tamaño, cm

20	8-12
30	10-14
60	23-28

La práctica común es diseñar para la tasa de pico del flujo de aguas negras más  $12 \text{ m}^3/\text{día}/\text{km}$ . por flujo de infiltración. De cualquier forma, el proyectista debe tomar en cuenta las características físicas del área y el tipo de junta que se va a usar.

Las pruebas de infiltración se pueden hacer llenando un tramo de la tubería bajo presión y observando la caída de carga o la cantidad de agua requerida para mantener el tramo totalmente lleno.

## Agua de lluvia.

Aunque el sistema sea separado, se llegan a tener estas aportaciones, por ejemplo, por conexiones ilícitas de techos y patios, por drenes de cimentaciones y por cubiertas de pozos de visita que no son estancas. En EU se han llegado a presentar los siguientes valores (ref 1):

.Tasas tan altas como  $265 \text{ l}/\text{día}/\text{capita}$  y promedio de 113.

.Una lluvia de  $2.5 \text{ cm}/\text{hr}$  sobre un techo de  $110 \text{ m}^2$  creó un flujo de  $67 \text{ m}^3/\text{día}$ .

.La trasmisión a través de cubiertas de pozos puede contribuir con  $110$  a  $380 \text{ m}^3/\text{día}$ , cuando se tienen  $2.5 \text{ cm}$  de agua sobre las calles.

Las mediciones en el sistema sirven para valorar las cantidades de agua de lluvia por la diferencia entre flujos normales en estiaje y los flujos que siguen de lluvias intensas.

#### 4.4. Período de proyecto.

Es el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad.

El período de proyecto depende de la tasa de crecimiento de la población, de la vida útil de las partes que constituyen el sistema, de los recursos financieros y las tasas de interés, y de las condiciones socioeconómicas de la comunidad. Así, se tendrá:

Períodos cortos: Con crecimiento rápido de la población, con facilidad para ampliar el sistema y con tasas de interés altas a corto plazo.

Períodos amplios: Con mayor vida útil de las partes que constituyen el sistema, con disponibilidad de recursos financieros y con mayores recursos de la comunidad.

#### Estudio económico.

Cada alternativa de proyecto técnicamente factible debe identificarse y definirse claramente en términos físicos.

Para cada una de las alternativas definidas en términos físicos se hace una estimación de costo, escalonado en el tiempo las inversiones requeridas y el retorno del capital. El período de tiempo está en función de la economía de escala del proyecto.

Se comparan las estimaciones económicas bajo un patrón medible como anualidades, amortizaciones, tasas de interés, costos anuales de operación y conservación, etc.

Además de los aspectos económicos, se deberá considerar el valor social del proyecto que no es posible reducir a términos económicos, pero en nuestro medio puede tener una importancia decisiva.

El tiempo es un factor que influye en la economía de las inversiones como es el caso del tiempo requerido para ejecutar las obras. Así, podrá haber alternativas que se realicen en menor tiempo, lo que anticipa la rentabilidad del proyecto. También la vida útil de las estructuras, equipos e instalaciones pueden presentar períodos diferentes, requiriéndose hacer un análisis económico de esa diferencia.

La selección de una alternativa de proyecto debe apoyarse en criterios como menor inversión inicial, menor costo total anual, mayor relación beneficio-costos. En nuestro medio, los dos primeros criterios se aplican en la mayoría de los casos por tenerse recursos financieros limitados.

### Capacidad de los sistemas.

En general, los sistemas de abastecimiento de agua y alcantarilla se proyectan para una capacidad en exceso de la requerida por la población presente, pero que satisfarán las demandas crecientes hasta un tiempo definido. Este tiempo es el número esperado de años entre la construcción y la época cuando la demanda iguale a la escala del sistema y se requiera una ampliación de las obras.

La capacidad en exceso se establece cuando se tiene economía de escala. En la fig. 5 (ref 8) aparece una curva típica de costo de sistemas de abastecimiento de agua que muestra dicha economía.

La ec. de esta curva es:

$$C = K Z^a$$

donde:

C costo

Z escala del proyecto, m<sup>3</sup>/día

a factor de la economía de escala

a varía entre 0 y 1. Cuando a = 1, los costos varían linealmente con la escala y no se presenta la economía.

Con valores pequeños de a, se tienen grandes economías.

Lauria (ref 8), realizó algunos estudios de sistemas nuevos de abastecimiento de agua en pequeñas comunidades de Centro América y encontró valores del factor a de 0.77 y 0.85.

En general, cuando se tiene economía de escala, los costos promedio disminuyen cuando la escala se incrementa. Nótese los segmentos OA' y OB' de la fig. 5

Tomando logaritmos a la ec. de costo y obteniendo la derivada de la función con respecto a Z, se tiene:

$$a = \frac{dc/C}{dz/Z}$$

a es una medida del porcentaje del cambio de costo respecto al porcentaje del cambio de escala.

Se han desarrollado modelos matemáticos para determinar el período óptimo de diseño (período de capacidad en exceso). Mann (ref 8) tiene un modelo muy simple para sistemas de agua y plantas potabilizadoras con aplicación en los E.U. El modelo es una función de demanda con incremento lineal (fig. 6), donde el incremento de demanda es D, en m<sup>3</sup>/día por año. Para t = 0, la demanda y la capacidad existente son iguales. Para ese tiempo se requiere que la capacidad exceda la demanda, por lo que se tiene una ampliación en la capacidad para x años, o sea, que la capacidad es XD y el costo correspondiente es K(XD)<sup>a</sup>. Con ampliaciones de la misma capacidad en exceso, se sigue haciendo el análisis.

Al sumar los costos descontados de todas las ampliaciones se tiene una expresión del costo total en valor presente. El período de diseño óptimo, X\*, que minimiza esta expresión, se halla igualando a cero la derivada con respecto a x. La condición de optimización -

resultante para un número infinito de ampliaciones es:

$$a = \frac{r X^*}{e^{r X^*} - 1}$$

donde:

r tasa de descuento anual

La representación de esta ecuación aparece en la fig. 7, donde se observa que  $X^*$  es una función decreciente de  $a$  y  $r$ .

Este modelo se podría aplicar en nuestro medio para proyectos de sistemas ya existentes, haciendo las consideraciones particulares pertinentes.

#### Conclusión.

Los sistemas de abastecimiento de agua y de alcantarillado proporcionan un servicio a las comunidades, producen beneficios y le dan mayor valor a los inmuebles. Por ello, es necesario retribuir adecuadamente los servicios para que puedan operarse, conservarse y ampliarse.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. G.M. Fair, J.C. Geyer y D.A. Okun, Water and Wastewater Engineering, Vol 1, Water Supply and Wastewater Removal, John Wiley & Sons, Nueva York, 1966.
2. Secretaría de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados, Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana, Ene 1974
3. CETESB, Projeto de Sistemas de Distribuição de Água, San Paulo, Brasil, 1975
4. WPCF y ASCE, Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, WPCF Manual of Practice No. 9 (ASCE Manual of Engineering Practice No. 37), Washington, DC, 1966
5. J. W. Clarle, W. Viessman, Jr, y M. J. Hammer, Water Supply and Pollution Control, International Text book Company, Scranton, Penna, 1971
6. J. A. Salvato, Jr, Environmental Sanitation, John Wiley & Sons, Nueva York, 1958

7. Metcalf \* Eddy, Inc. Wastewater Engineering, Mc. Graw Hill Book Co, Nueva York, 1972
8. D. T. Lauria, Water-Supply Planning in Developing Countries, Journal AWWA, Vol 65, No. 9, pp 583-587, Sep 1973

P en % de Z	$\frac{100-P}{P}$	$\log \frac{100-P}{P}$	$-\log \frac{100-P}{P}$	5 veces los Valores de la Col. Ant.
5	19	+1.279	-1.279	-6.395
10	9	+0.954	-0.954	-4.770
20	4	+0.601	-0.601	-3.005
30	2.33	+0.366	-0.366	-1.830
40	1.500	+0.176	-0.176	-0.870
50	1.000	+0.000	0.000	0.000
60	0.656	-0.180	+0.180	+0.900
70	0.428	-0.368	+0.368	+1.840
80	0.250	-0.602	+0.602	3.010
85	0.176	-0.755	+0.755	3.775
90	0.111	-0.955	+0.955	4.775
92	0.0870	-1.06	+1.06	5.30
94	0.0637	-1.197	+1.197	5.985
95	0.0527	-1.280	+1.280	6.40
96	0.0417	-1.360	+1.360	6.80
97	0.0309	-1.451	+1.451	7.55
98	0.0203	-1.693	+1.693	8.465
99	0.0101	-1.993	+1.993	9.975



Relación de flujo mínimo  
o pico al flujo promedio diario

Babbitt

$$Q_{\max}/Q_{\text{medio}} = \frac{5.0}{P^{1/3}}$$

$$Q_{\min}/Q_{\text{medio}} = 0.2 P^{1/3}$$

Giffi (ref 1)

$$Q_{\max}/Q_{\text{med}} = 5.0/P^{1/6}$$

$$Q_{\min}/Q_{\text{med}} = 0.2/P^{1/6}$$

$$Q_{\max}/Q_{\min} = 25.0/P^{1/3}$$

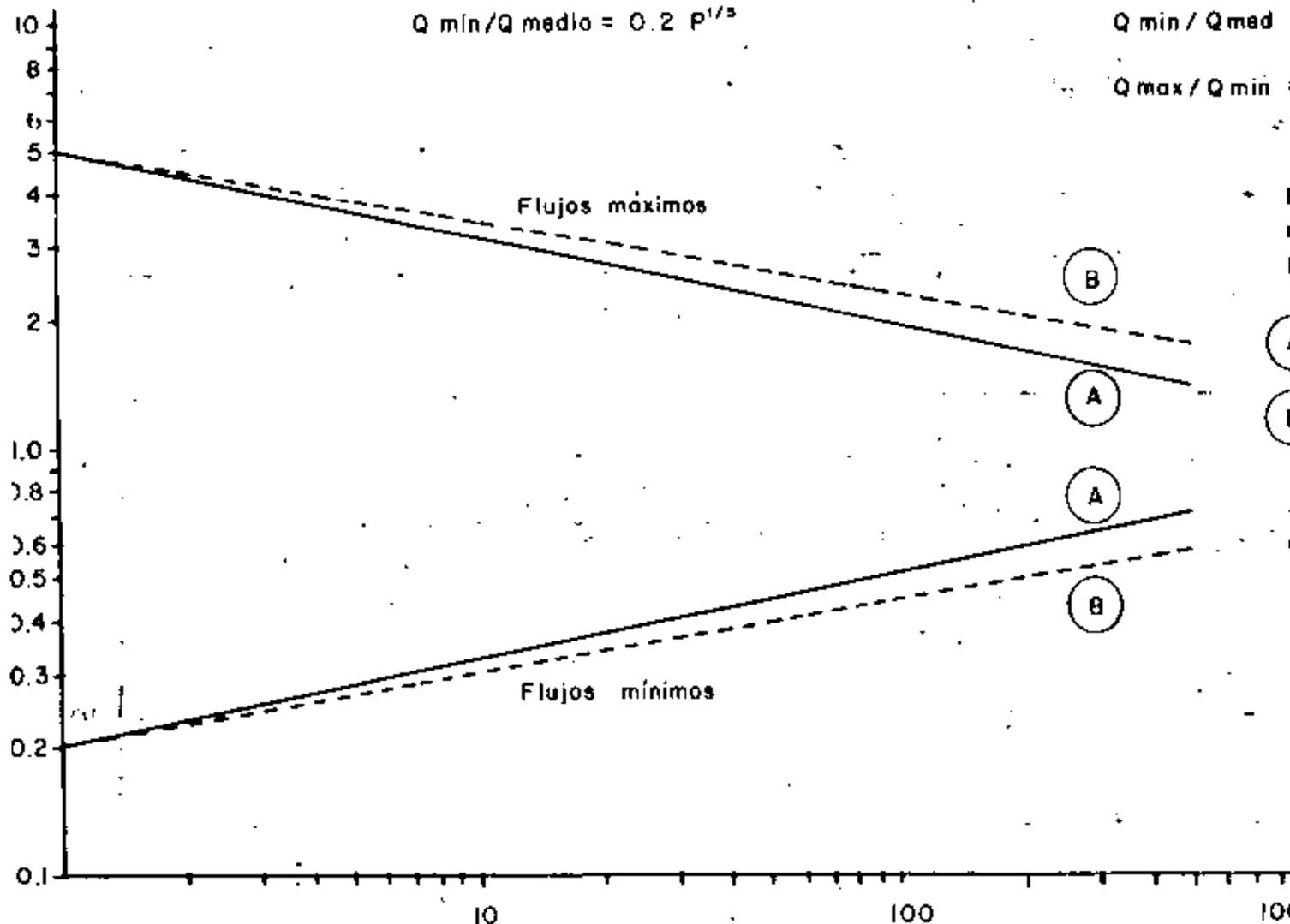


FIG. 1. Relación de flujos mínimo y pico al flujo promedio diario

(A) Babbitt

(B) Giffi

Tomado de ref. 4:  
"Design and Construction  
of Sanitary and Storm  
Sewers", Manual de Ingeniería  
No. 37, ASCE, 1966.

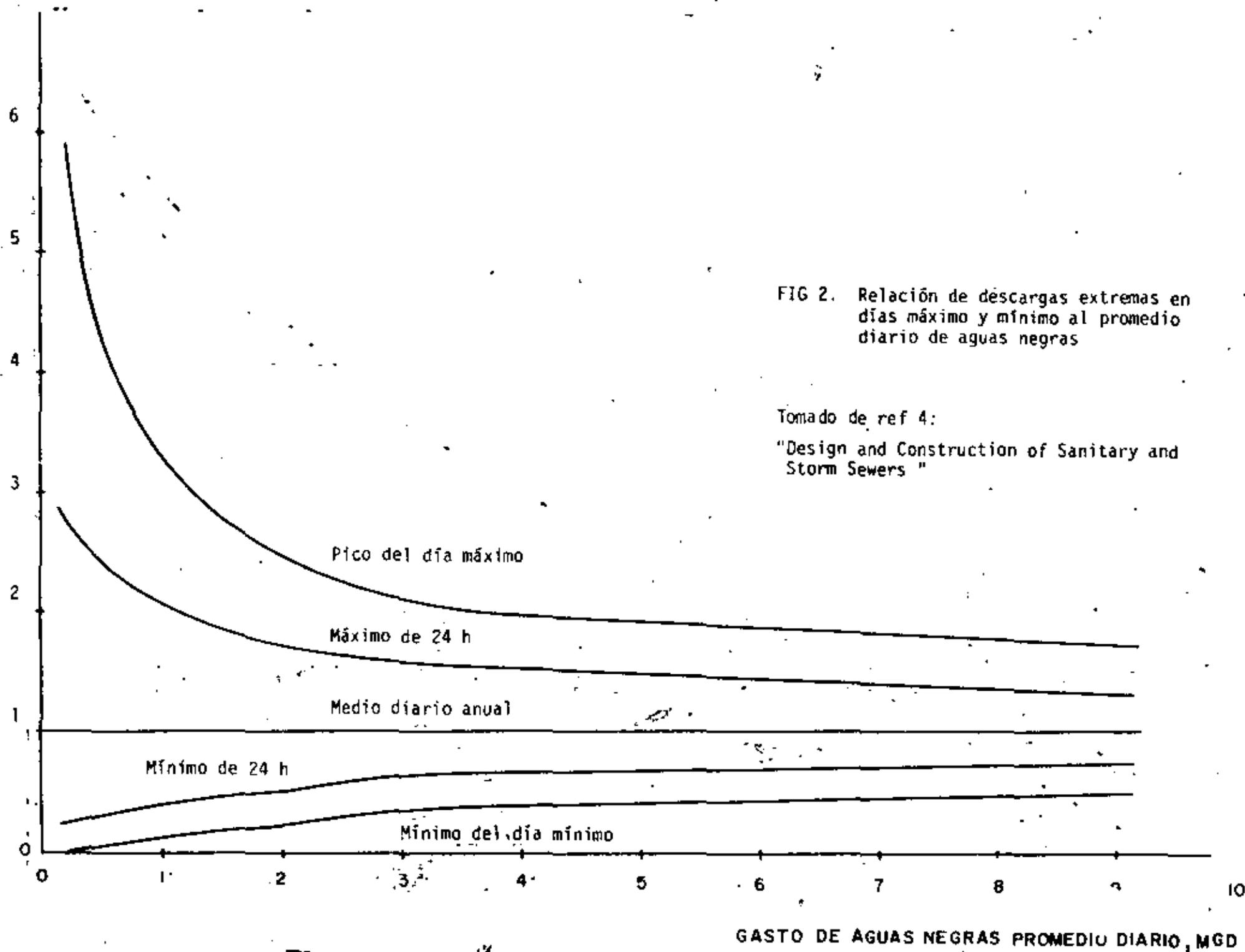


FIG 2. Relación de descargas extremas en días máximo y mínimo al promedio diario de aguas negras

Tomado de ref 4:  
 "Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers "

GASTO DE AGUAS NEGRAS PROMEDIO DIARIO, MGD

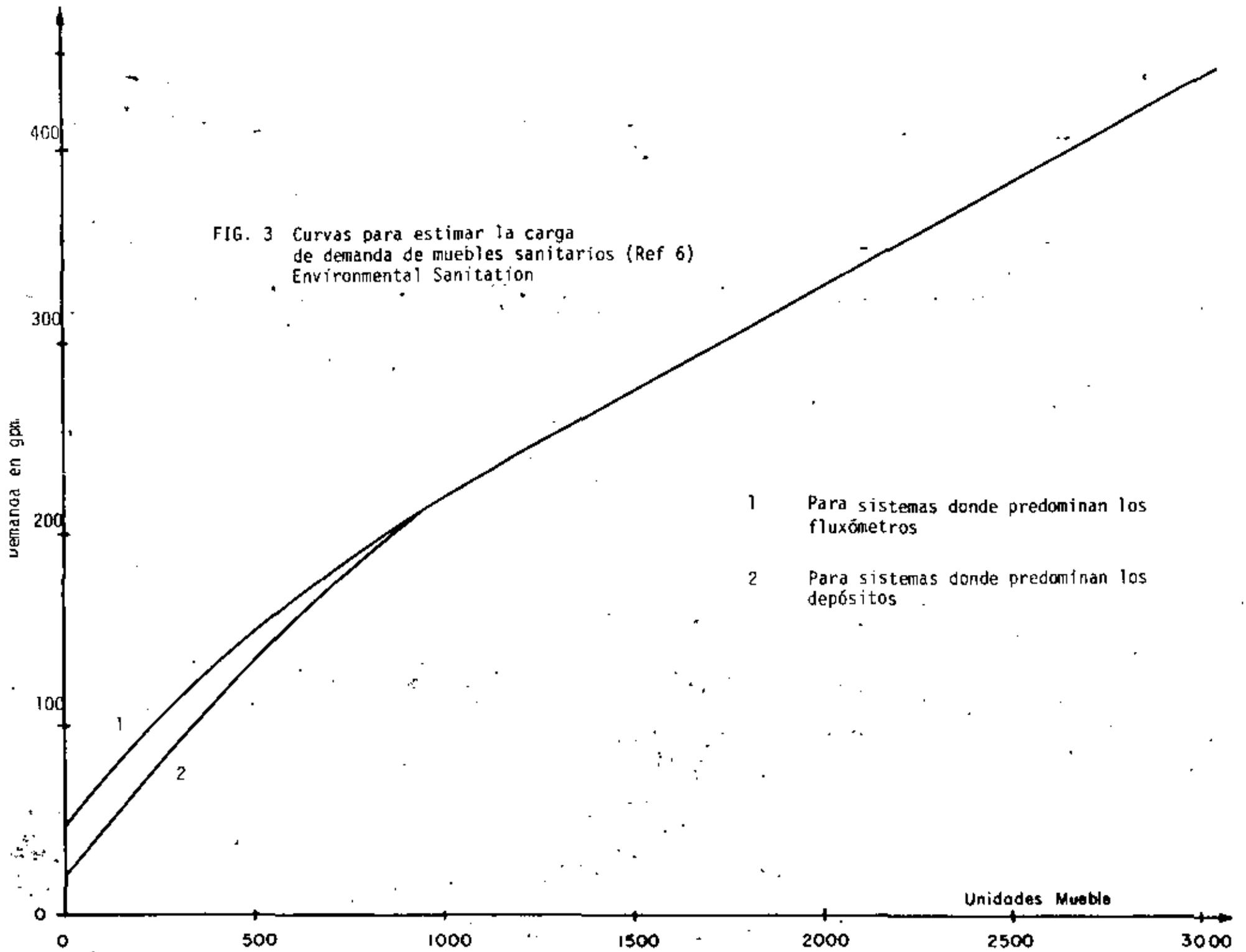
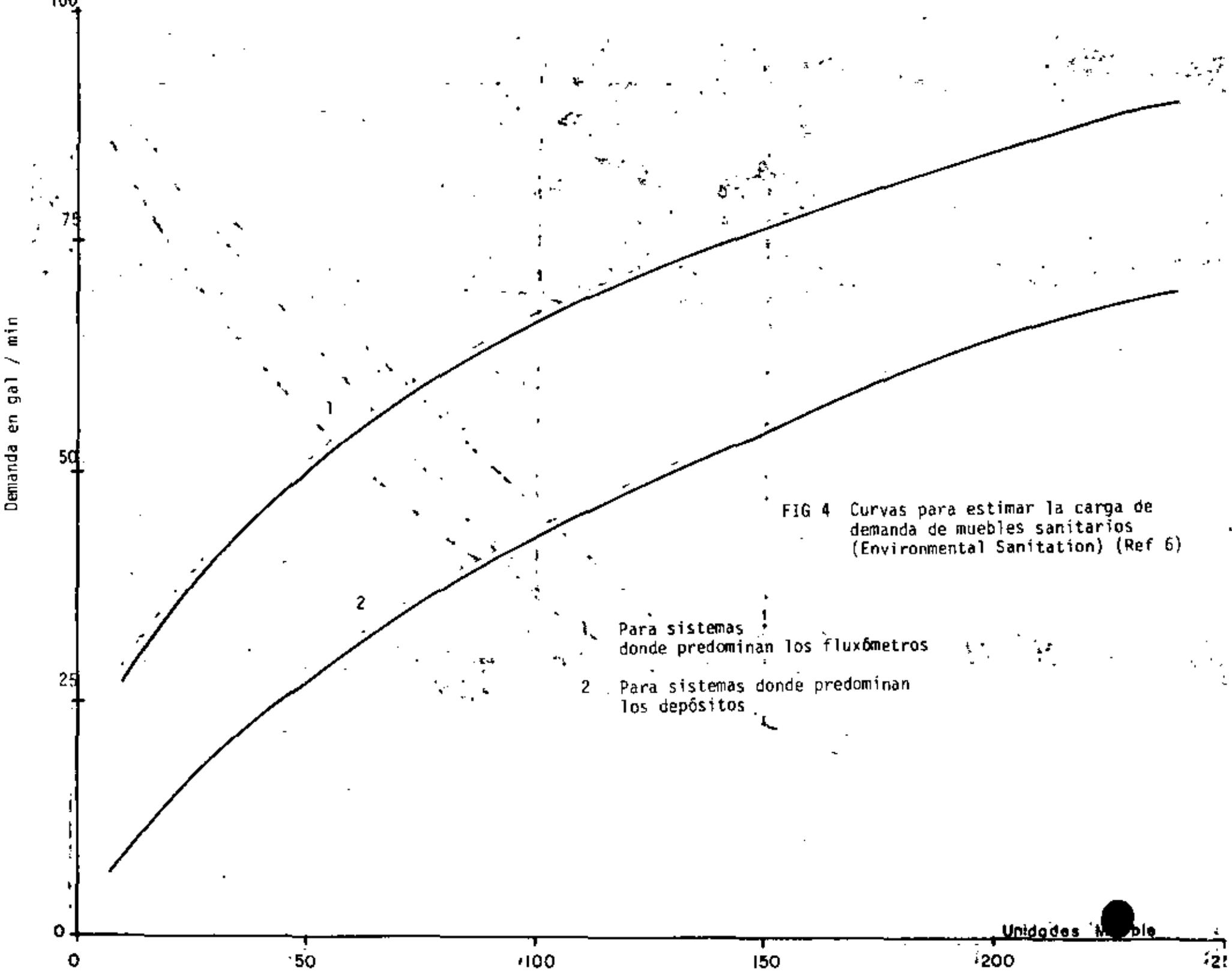
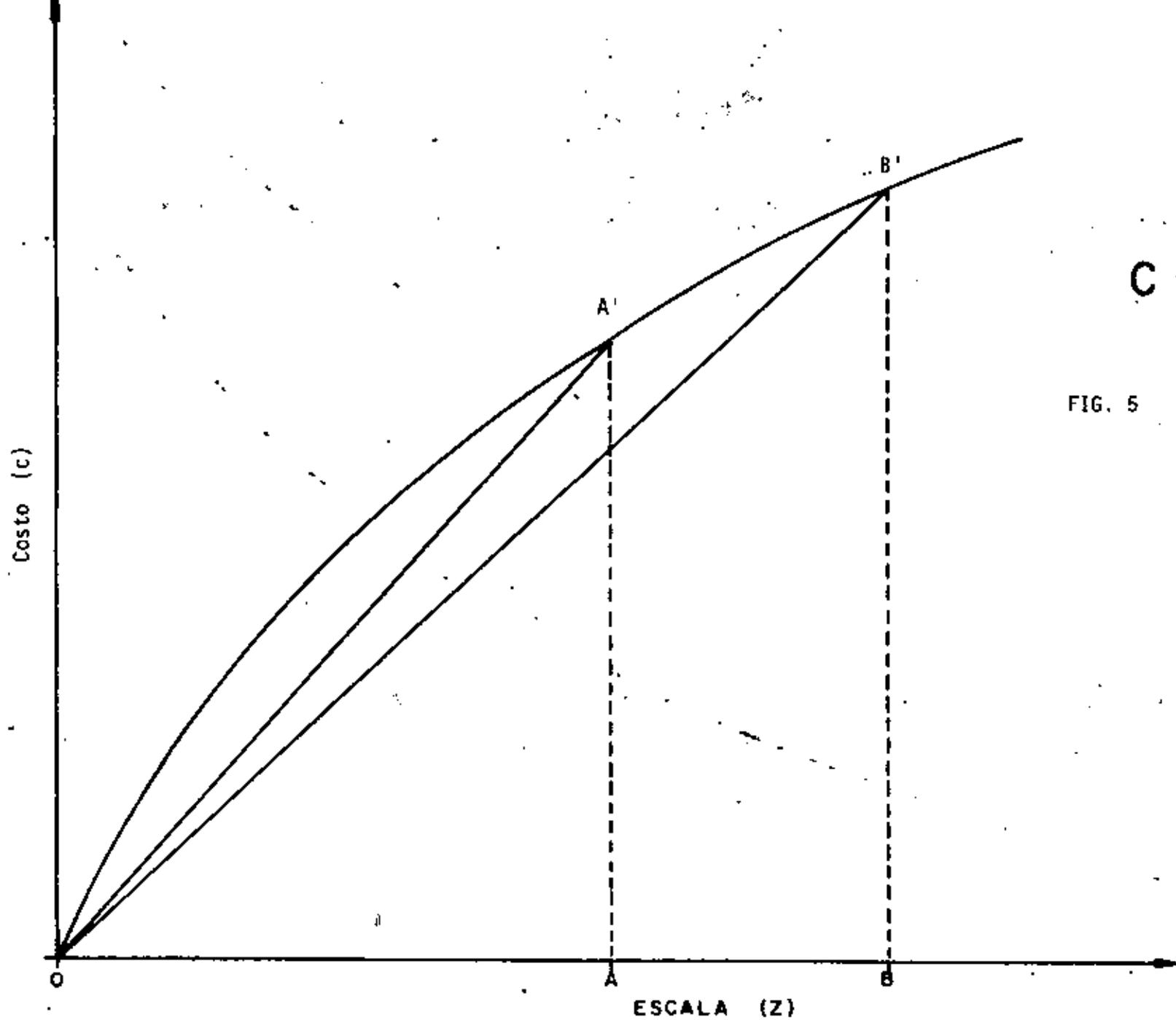


FIG. 3 Curvas para estimar la carga de demanda de muebles sanitarios (Ref 6) Environmental Sanitation

- 1 Para sistemas donde predominan los fluxómetros
- 2 Para sistemas donde predominan los depósitos

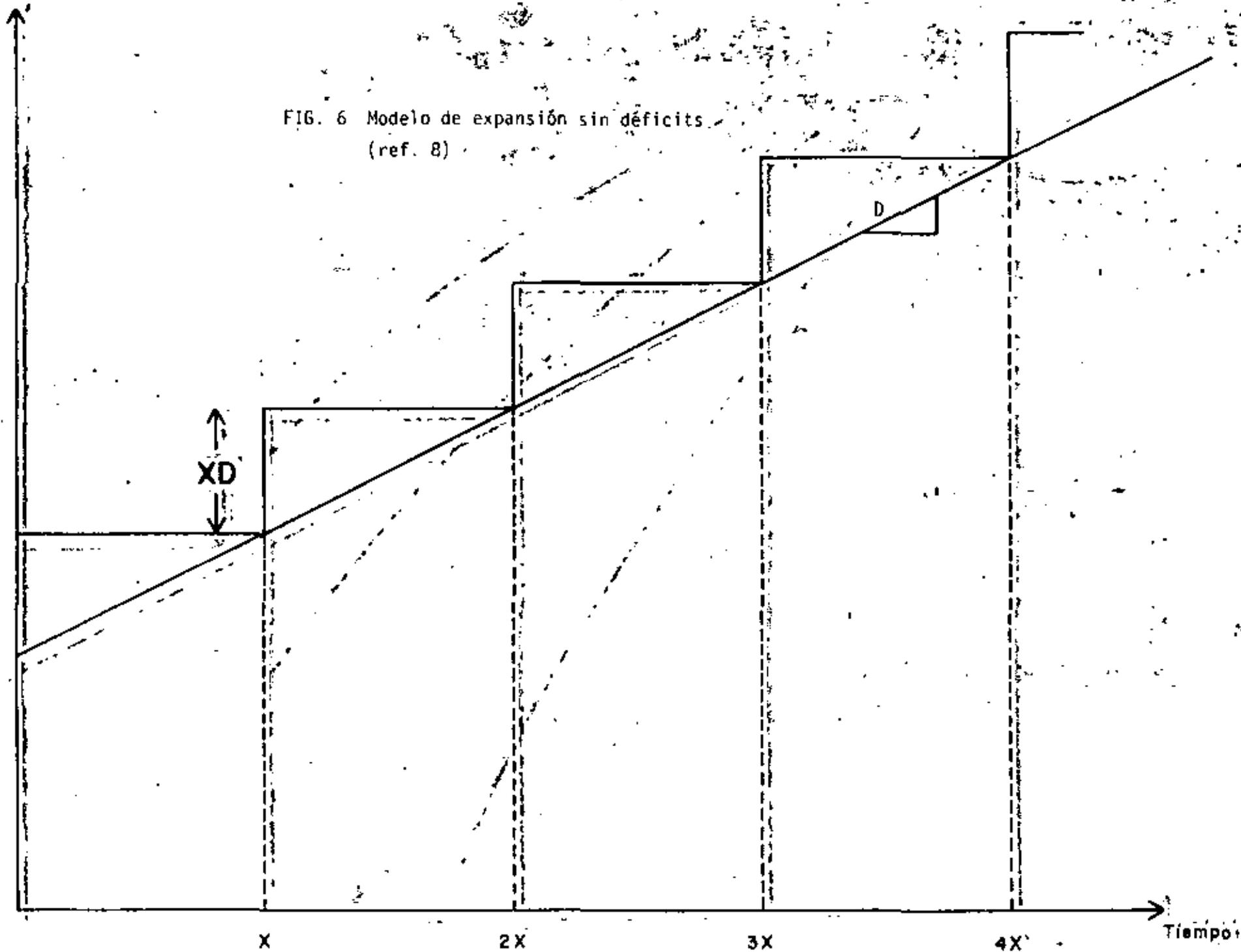




$$C = KZ^0$$

FIG. 5 Función de costo  
(De ref 8)

FIG. 6 Modelo de expansión sin déficits  
(ref. 8)



Periodo óptimo de diseño  $x^*$  en años

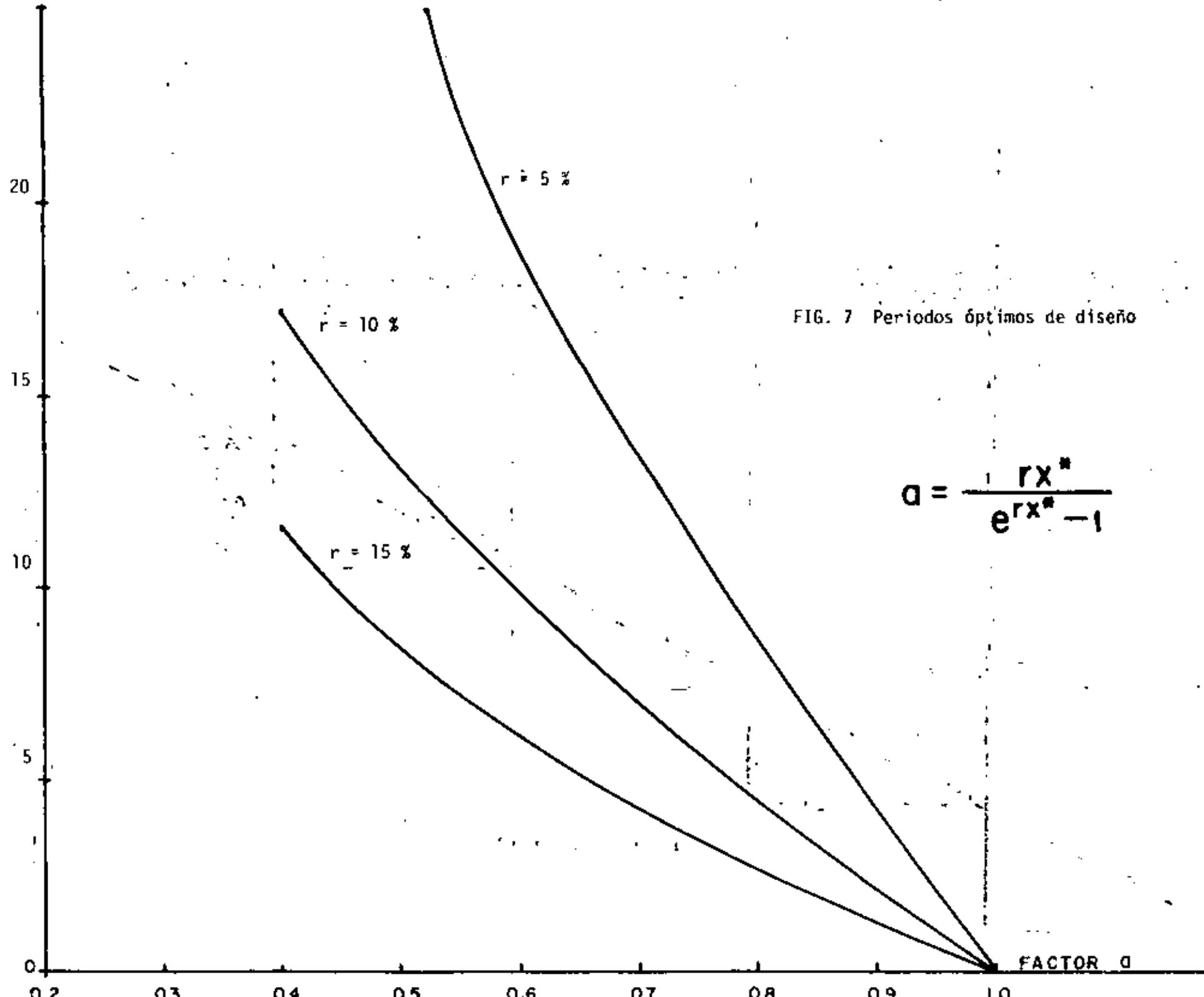


FIG. 7 Periodos óptimos de diseño

$$a = \frac{rx^n}{e^{rx^n} - 1}$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES**

Tomados de la Tesis del  
ING. MARIO SOLANO AZAR

AGOSTO, 1982

## Parte I

### 2. MODELO DE LLUVIAS QUE RELACIONA INTENSIDAD, DURACION Y PERIODO DE RETORNO.

#### 2.1 PRECIPITACION.

Durante una tormenta el agua cae a la superficie en cantidades variables durante los intervalos sucesivos de tiempo y sobre los diversos puntos de las áreas donde se precipita. Para una tormenta en particular, un aparato medidor de lluvia (pluviómetro o pluviógrafo) registra la cantidad de agua precipitada en intervalos de tiempo específicos, que corresponde al punto en donde está colocado el medidor. El registro se considera representativo de una área alrededor del sitio donde está el medidor ya que con cierta aproximación puede reflejar las condiciones de precipitación que prevalecen sobre todas las porciones del área, especialmente si esta no es grande y es homogénea con respecto a los factores que afectan el fenómeno meteorológico. Estos factores son principalmente los accidentes topográficos del área, los vientos dominantes en ella y los tipos de precipitación (convectiva o ciclónica). En caso que puedan considerarse uniformes tales factores, puede adoptarse una disminución de la precipitación con relación al valor del área. Para Boston, Massachusetts y Nueva Orleans, La., Frank Marston observó los valores, expresados en porcentajes, que se muestran en la tabla 2.1.1.

TABLA 2.1.1

DISMINUCION DE LA PRECIPITACION CON RELACION AL AREA

AREA (HECTÁREAS).	DURACION DE TORMENTA EN MINUTOS		
	30	45	60
0	100	100	100
200	94	95	97
400	91	93	95
600		91	93
800		90	92
12 200		87	89
16 200			88
20 200			86

2-2

En un estudio más reciente, F. A. Huff y G.E. Stout encontraron para áreas de 1300 a 72 000 Ha. en Illinois una variación igual a la raíz cuadrada del área drenada.

Se debe procurar tener una estación pluviométrica para cada 1500 Ha. en condiciones semejantes de topografía y vientos dominantes.

Teniendo los registros de un pluviógrafo o de varios dentro de un área, están definidas las variaciones de la lluvia: uno, durante el transcurso de cada lluvia; dos, a lo largo del área cubierta por la tormenta; y tres, de una tormenta a otra. Estas variaciones establecen respectivamente: uno, la relación intensidad-duración de cada tormenta; dos, la distribución en el área de cada tormenta; y tres, la frecuencia de tormentas con una intensidad y duración determinadas.

## 2.2 INTENSIDAD DE LLUVIA,

Se define intensidad de lluvia a la altura de agua en min. precipitada en una hora; por ejemplo si en 8 min. llueve 10 mm. la intensidad es de  $\frac{10 \times 60}{8} = 75$  mm/ hora.

La mayor intensidad de lluvia se presenta generalmente cerca del inicio de la tormenta. Por convención, la intensidad de la tormenta para distintas duraciones se expresa como la intensidad media

aritmética de la precipitación durante esos tiempos específicos.

Así tenemos que la intensidad media será mayor para intervalos de tiempo pequeños y viceversa.

Para ejemplificar lo anterior en la fig. 2.2.1 se presenta el registro de la tormenta del 27 - 28 de octubre de 1908 en Júpiter, Florida.

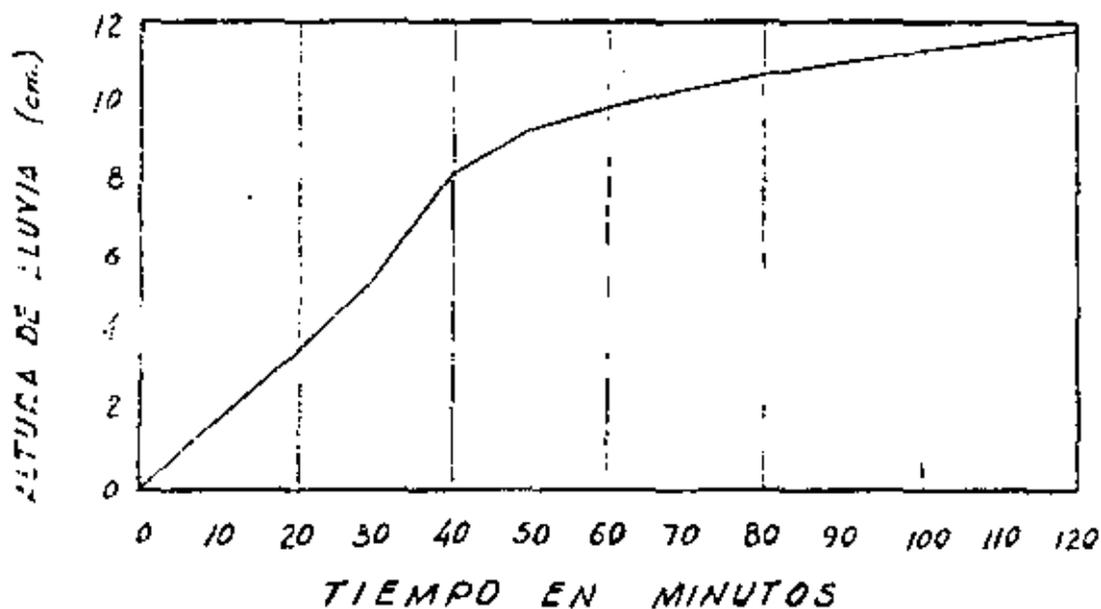


FIG. 2.2.1 REGISTRO DE LLUVIA

Como se observa lo que el pluviógrafo registra es el diagrama acumulativo de las alturas llovidas, en donde las pendientes de la gráfica son las intensidades.

Para determinar la relación tiempo - intensidad se hace el siguiente análisis:

Se determina la media aritmética, o intensidad, de la precipitación para varias duraciones, como se muestra en la tabla 2.2.1, en la que se tiene, en las columnas 1 y 2, el registro del pluviógrafo y en las columnas 3 a 7 los cálculos necesarios:

En la Columna 4 se determina la altura de lluvia para cada intervalo de tiempo, en la columna 6 se ponen los registros máximos de lluvia que se establecen a partir de los valores obtenidos en la columna 4, hallando el valor máximo o combinación máxima de valores consecutivos, que se producen a lo largo de la lluvia, para los intervalos indicados en la columna 5. Los resultados finales, o sean las intensidades para los distintos intervalos, están en la columna 7 y es el resultado de multiplicar la columna 6 por 60 y dividir entre la columna 5. El orden de las columnas 5 a 7 es independiente de las anteriores.

TABLA 2.2.i

DETERMINACION DE LA INTENSIDAD DE LLUVIA PARA VARIAS DURACIONES

REGISTRO DEL PLUVIOGRAFO				RELACION TIEMPO - INTENSIDAD		
TIEMPO DESDE INICIO DE -- LA LLUVIA.	ALTURA DE LLUVIA -- ACUMULADA	INTERVALO DE TIEMPO	ALTURA DE LLUVIA DU RANTE EL- INTERVALO	DURACION DE LA -- LLUVIA	LLUVIA TOTAL-- MAXIMA	INTENSIDAD (MEDIA - - ARITMETICA)
min.	cm.	min.	cm.	min.	cm.	cm/hora
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
5	0.79	5	0.79	5	1.38	16.56
10	1.58	5	0.79	10	2.72	16.32
15	2.24	5	0.66	15	3.91	15.64
20	3.43	5	1.19	20	4.62	13.86
25	4.14	5	0.71	25	5.81	13.94
30	5.33	5	1.19	30	6.47	12.94
35	6.71	5	1.38	35	7.26	12.46
40	8.05	5	1.34	40	8.05	12.08
45	8.64	5	0.59	45	8.64	11.52
50	9.30	5	0.66	50	9.30	11.16
60	9.73	10	0.43	60	9.73	9.73
80	10.54	20	0.81	80	10.54	7.91
100	11.20	20	0.66	100	11.20	6.72
120	11.66	20	0.46	120	11.66	5.83

En esta tormenta la máxima intensidad de lluvia para una duración o intervalo de 5 minutos se presentó durante el intervalo entre los tiempos 30 y 35 minutos. Para un intervalo de 10 minutos la intensidad media máxima se localiza entre los 30 y 40 minutos. Los valores de la columna (7) se anotan en una tabla donde cada renglón corresponde a la fecha de cada tormenta y será tan extensa conforme al período de registro (tabla 2.2.2) ya obtenida la relación, intensidad - duración de todas las tormentas ocurridas en el período de registro, se busca determinar la probabilidad de que éstas se presenten.

### 2.3 FRECUENCIA.

Una tormenta de gran intensidad, es raro que ocurra, es decir, es pequeña su frecuencia. Para indicar esta frecuencia de ocurrencia decimos, para la intensidad más grande con una duración específica que es medida en una estación con  $n$  años de registros, que tiene una frecuencia de uno en  $n$  años y es llamada tormenta de  $n$  - años. El siguiente valor más grande tiene una frecuencia de dos veces en  $n$  años o una en  $n/2$  años y es llamada la tormenta de  $n/2$  - años, o también se dice que es una tormenta cuyo período de retorno es de  $n/2$  años.

El período de retorno en términos de análisis probabilístico se define como el intervalo de tiempo expresado en años durante el

TABLA 2.2.2

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
COMISION HIDROLOGICA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO

ESTACION FENOMENOLOGICA AVENIDA DEL TRABAJO

INTENSIDADES DE LLUVIA EN MILIMETROS POR HORA										
MENUDO	5	10	15	20	30	45	60	90	150	200
1963										
Jun. 19	4.6	7.2	5.2	6.0	5.2	3.7	3.0	2.7	2.2	1.9
20	12.1	12.8	7.6	6.0	4.0	4.0	3.7	4.0	3.0	3.0
22	24.0	18.0	16.0	12.9	12.4	9.5	6.4	4.6	3.8	3.2
23	12.0	10.3	9.2	9.9	6.4	6.7	5.4	4.5	3.5	3.7
25	60.0	32.4	33.2	30.0	22.0	20.0	15.7	12.8	10.1	9.3
30	12.0	10.2	8.0	6.6	5.2	3.7	2.9	2.3	1.0	1.5
Jul. 1 <sup>o</sup>	12.0	7.8	8.0	7.8	7.6	5.7	5.0	4.7	4.6	4.0
2	9.6	6.0	4.3	3.9	2.6	2.0	1.6	1.2	1.1	1.0
3	32.4	24.0	18.8	14.7	10.0	6.7	5.0	3.8	3.0	2.5
8	12.0	7.8	8.0	6.0	4.8	4.0	5.0	3.8	3.0	2.5
10	21.6	18.0	16.0	12.9	10.0	6.7	5.0	3.8	3.0	2.5
12	3.6	2.4	1.6	1.5	1.2	0.8	0.6	0.5	0.4	0.3
13	14.4	12.0	9.6	9.0	3.0	6.7	5.6	4.7	4.2	3.3
16	12.0	6.0	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.6	0.4
22	48.0	28.8	20.0	15.0	10.4	7.2	5.5	4.3	3.5	3.0
23	24.0	16.8	12.0	9.0	7.2	5.3	4.0	3.0	2.4	1.8
24	7.2	4.8	3.6	2.7	1.3	1.3	1.0	0.9	0.6	0.5
25	6.0	4.8	4.9	3.6	2.8	2.0	1.8	1.5	1.2	1.0
26	16.8	9.6	6.8	5.4	3.6	2.4	1.8	1.4	1.1	0.9
27	3.6	3.6	3.2	3.0	2.0	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9
29	24.0	20.4	16.8	15.0	16.8	13.3	10.6	8.1	6.8	6.0
Ago. 1 <sup>o</sup>	51.6	36.0	26.8	21.0	14.4	10.0	7.8	6.0	4.5	4.0
5	24.0	60.0	44.0	33.9	23.4	15.7	11.9	9.0	7.2	6.0
6	50.4	33.6	32.4	33.9	28.0	23.4	18.0	13.5	10.5	9.0
8	24.0	18.0	12.8	12.0	10.0	6.7	5.0	3.8	3.0	2.5
9	50.4	36.0	28.0	24.0	16.0	10.6	8.0	6.0	4.8	4.0
11	12.0	7.2	5.2	4.2	3.2	2.7	2.0	1.5	1.4	1.3
14	9.6	5.4	4.0	3.6	3.4	3.1	2.9	2.4	2.0	1.8
15	72.0	42.0	32.0	24.0	16.0	10.6	8.0	6.0	4.8	4.0
20	15.6	15.6	16.0	13.2	10.0	6.7	5.2	4.1	3.2	2.7
25	6.0	3.6	2.8	2.4	1.6	1.2	0.9	0.8	0.6	0.5
26	14.4	8.4	7.2	6.0	4.0	2.7	2.0	1.5	1.2	1.0
29	8.4	4.8	3.6	2.7	1.8	1.3	1.0	0.8	0.6	0.5
30	147.6	102.0	90.4	75.0	56.0	40.0	38.0	28.5	22.8	19.0
Sep. 5	12.0	6.6	4.4	3.6	2.4	1.7	1.3	1.0	0.8	0.7
10	36.0	30.0	24.0	19.2	14.0	12.4	14.0	12.0	10.2	10.0
11	24.0	14.4	10.8	9.0	6.0	4.0	3.0	2.3	1.8	1.5
12	15.6	12.0	9.2	7.2	5.4	4.0	3.0	2.3	1.8	1.5
16	12.0	6.0	4.8	4.2	3.6	2.7	2.0	1.5	1.2	1.0
17	9.6	7.2	6.8	6.3	4.4	4.0	3.0	2.3	1.8	1.5
20	12.0	6.0	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.6	0.5
24	7.2	4.8	4.0	3.0	3.2	2.7	2.2	2.5	2.4	2.5
25	45.6	36.0	32.0	30.0	26.0	18.6	15.0	13.5	11.4	9.9
28	12.0	8.4	6.0	9.0	6.4	4.9	4.2	3.2	2.5	2.1
29	33.6	25.2	22.8	22.2	17.4	12.5	10.0	7.5	6.2	5.5
Oct. 2	19.2	12.0	10.8	9.9	8.4	6.7	6.0	4.5	3.6	3.0
5	9.6	6.0	5.6	5.1	4.0	3.2	2.8	2.3	1.8	1.5
7	12.0	6.0	4.0	4.2	3.2	2.4	1.8	1.4	1.1	0.9
8	9.6	12.0	9.2	8.1	5.6	4.0	3.0	2.6	2.4	2.0
20	7.2	4.2	2.8	2.4	1.6	1.3	1.0	0.8	0.6	0.5
24	51.6	36.0	30.8	24.0	16.0	14.6	11.0	8.3	6.6	5.5
25	6.0	3.0	2.4	2.1	1.4	1.1	0.8	0.6	0.5	0.5
28	33.6	22.2	20.0	15.0	10.0	8.0	8.2	7.5	7.0	6.5
Nov. 6	10.8	6.0	5.6	5.4	4.4	4.9	4.6	3.8	3.0	2.5
7	9.6	4.2	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.6	0.5

cual ocurrirá una vez en promedio un evento con intensidad de lluvia igual o mayor.

Ordenando todos los datos de tormentas registradas, se obtiene una relación general de la intensidad - duración - período de retorno. Existen muchas formas de hacer el análisis estadístico de lluvias; uno de ellos es el que se presenta a continuación. El desarrollo de la relación intensidad - duración - período de retorno se puede expresar en forma gráfica, tabular o con ecuaciones. Para ejemplificar lo anterior presento como se analizaron, ordenando los datos de los registros por rangos, los siguientes datos.

Haciendo el conteo del número de tormentas que ocurren para cada rango de intensidad y duración de todos los datos de lluvia en el período de registro o sea la serie de tablas como la que se presenta como tabla 2.2.2, se obtiene un cuadro de datos semejante al de la tabla 2.3.1, en la que se presenta el número de tormentas de distintas intensidades y duraciones registradas en la ciudad de Nueva York de 1869 a 1913, o sea en 45 años.

De los 45 años de registros si queremos determinar los valores de tiempo - intensidad para un período de retorno o tormenta de 10 años procedemos de la forma siguiente:

Como la lluvia es la de 10 años, en 45 años se va a presentar

TABLA 2.3.1

NUMERO DE TORMENTAS QUE OCURREN PARA CADA RANGO DE INTENSIDAD Y DURACION,  
 DURACION NUMERO DE TORMENTAS CON LA INTENSIDAD INDICADA O MAYOR.  
 (min) ( INTENSIDAD EN PULGADAS POR HORA )

	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
5							123	47	22	14	4	2	1
10					122	78	48	15	7	4	2	1	
15				100	83	46	21	10	3	2	1	1	
20			98	64	44	18	13	5	2	2			
30	99	72	51	30	21	8	6	3	2				
40	69	50	27	14	11	5	3	1					
50	52	28	17	10	8	4	3						
60	41	19	14	6	4	4	2						
80	18	13	4	2	2	1							
100	13	4	1	1									
120	8	2											

2-10

2.3.1

45/10 = 4.5 veces; los valores de las intensidades - duraciones se obtienen interpolando linealmente encontrando para cada duración, la intensidad que es igualada o excedida por 4.5 tormentas en promedio, y para cada intensidad, la duración que es igualada o excedida por 4.5 tormentas. Los valores de la interpolación a lo largo de la línea diagonal quebrada de la tabla 2.3.1 se indican a continuación:

Duración (min)	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100
Intensidad (pulgadas por hora)	6.95	5.83	4.79	4.17	3.50	2.63	2.44	1.94	1.49	1.24

Intensidad (pulgadas por hora)	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0
Duración (min)	-	98.89	79	67.5	58.75	45	35	22.5	13.13	9.75

De esta misma forma podemos encontrar los valores para otros periodos de retorno:

Lluvia de 5 años:

Duración	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100
Intensidad	6.5	4.75	4.4	3.5	2.46	2.17	1.88	1.66	1.36	1.11
Intensidad	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0
Duración	116.0	89.9	70	52.5	46.7	29.0	25.7	16.0	9.3	7.5

Lluvia de 2 años:

Duración	5	10	15	20	30	40	50	60
Intensidad	4.98	3.77	2.97	2.41	1.96	1.59	1.38	1.21
Intensidad	1.00	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0
Duración	76.09	56.11	44.5	34.69	29.35	19.20	14.72	8.83

Con todos los valores así obtenidos, si los graficamos, vamos a obtener una familia de curvas que indicaran la relación intensidad - duración - período de retorno. (fig. 2.3.1)

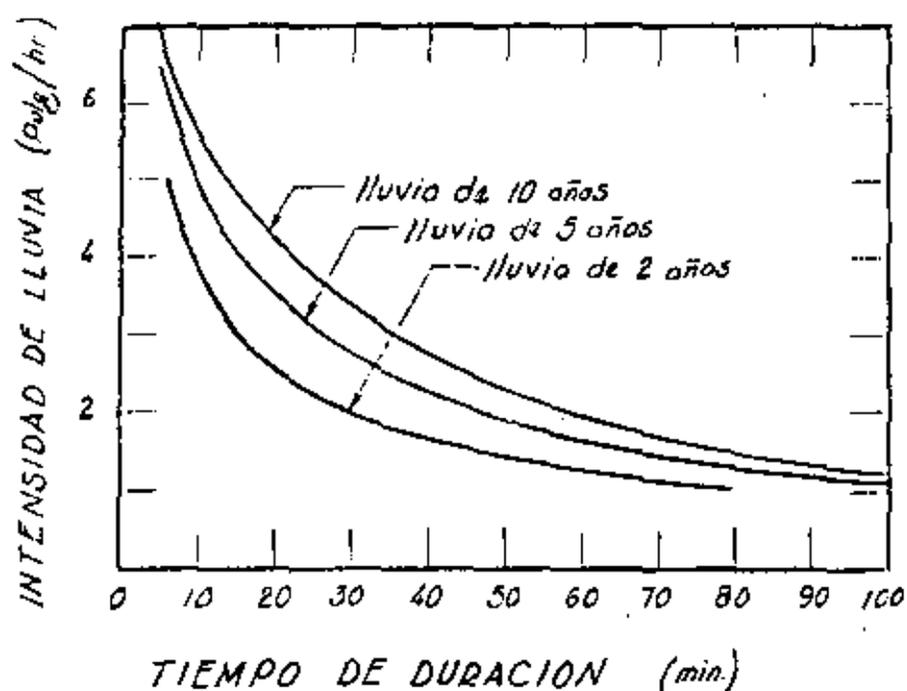


FIG. 2.3.1 RELACION INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO.

#### 2.4 DETERMINACION DE LA RELACION INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO.

Las curvas intensidad - duración para distintos períodos de retorno, como las de la gráfica (fig. 2.3.1), son las usadas como base, en el análisis de escurrimiento para el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial. Generalmente en lugar de manejar estas curvas como registros gráficos, pueden ser formuladas como: una ecuación particular para cada curva que exprese la relación intensidad - duración para un período de retorno específico, o como una sola ecuación que generalice la relación intensidad - duración - período de retorno totalmente. Buenos ajustes de las curvas son obtenidos usualmente por una ecuación de la forma.

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

donde:

$i$  = intensidad en pulgadas, cm o mm, por hora

$t$  = duración en minutos

$T$  = período de retorno en años.

y  $c$ ,  $d$ ,  $m$  y  $n$  son coeficientes que variarán para cada región de acuerdo a las condiciones hidrológicas.

Para una tormenta de frecuencia específica, la ecuación anterior se reduce a  $i = A / (t + d)^n$ , donde  $A = cT^m$  y  $T$  es constante.

Hay varias maneras de ajustar a esta ecuación los datos con los que se formaron las curvas de intensidad - duración - período de retorno. En el presente estudio mencionaremos los siguientes:

#### AJUSTE POR EL METODO DE MINIMOS CUADRADOS.

Para el ajuste por mínimos cuadrados la ecuación  $A = cT^m$  no presenta dificultad cuando se expresa como una línea recta. El ajuste de la ecuación  $i = A (t + d)^{-n}$  es un poco más laborioso. La forma lineal de esta ecuación es:

$$[\log (-di/dt)] = \log n - (1/n) \log A + (1+1/n)[\log i]$$

Esta forma lineal de la ecuación se puede ver al graficar las curvas tiempo - intensidad en papel logarítmico, como se muestra en la figura 2.4.1

Si las intensidades de la tormenta se registraron para intervalos iguales de tiempo, la pendiente  $(-di/dt)$  de la curva intensidad - duración para una intensidad  $i_{k+1}$  se puede calcular con la expresión:

$$\frac{di}{dt} = \frac{(i_k - i_{k+2})}{(t_{k+2} - t_k)}$$

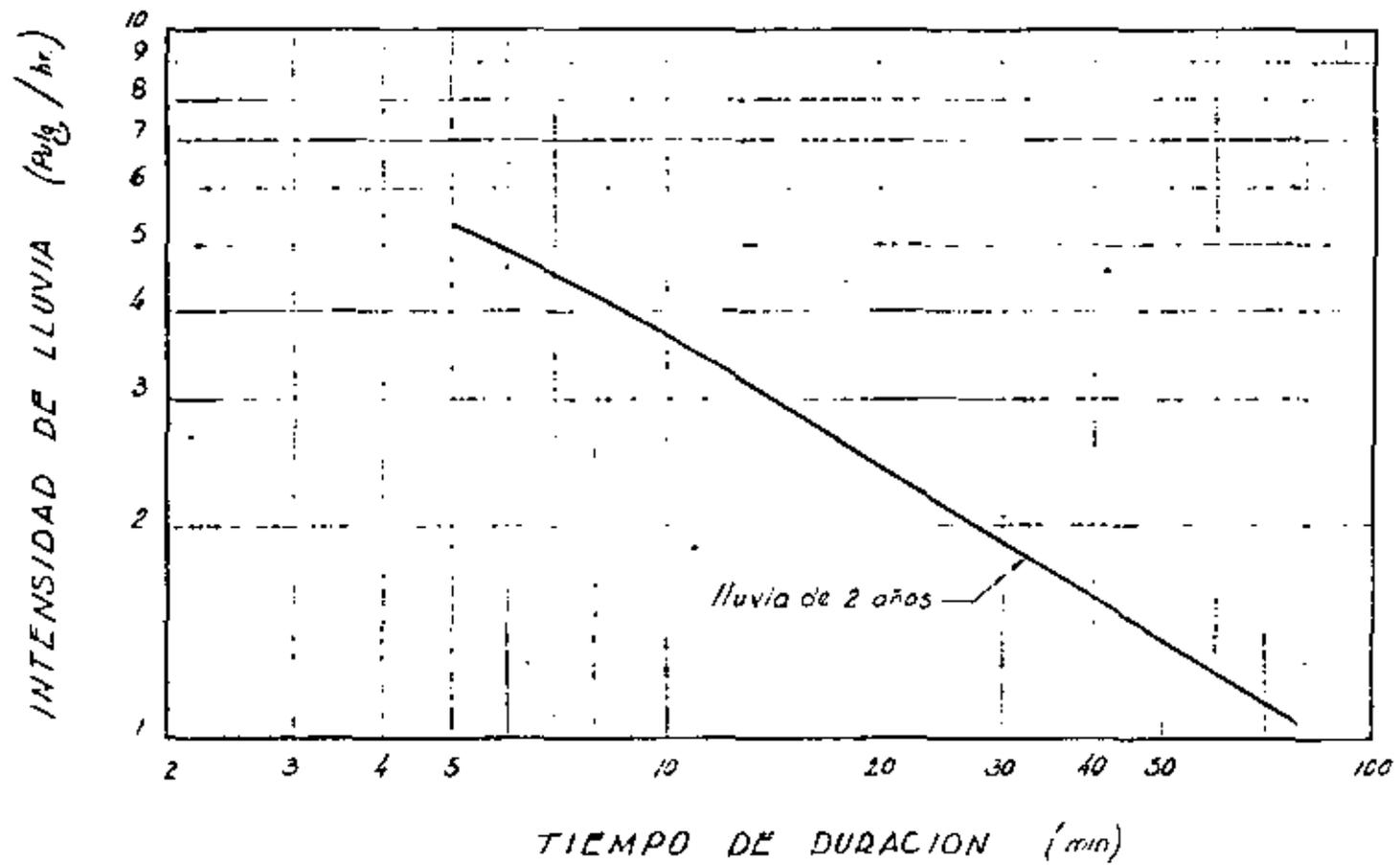


FIG 2.4.1 RELACION INTENSIDAD-DURACION-PERIDO DE RETORNO

en donde los subíndices  $K, K+1$  y  $K+2$  denotan la secuencia de las parejas de valores  $(i, t)$  observadas. Se tiene por experiencia, que un buen ajuste se obtiene si se separan los datos de intensidades para tiempos con incrementos de 10 mi en el análisis de largas series de datos.

Para ejemplificar el método ajustaremos la ecuación

$i = cT^m/(t + d)^n$  al registro de intensidades de lluvia para Nueva York mencionando anteriormente, para los primeros 60 minutos de duración. Se siguen los siguientes pasos:

- a) Determinar los valores de los puntos que definen la recta.

$$\left[ \log \left( - \frac{di}{dt} \right) \right] = \log n - \left( \frac{1}{n} \right) \log A + \left( 1 + \frac{1}{n} \right) \left[ \log i \right]$$

como se muestra en la tabla 2.4.1

- b) Se trazan los valores en papel logarítmico. Los puntos se aproximan a líneas rectas de igual pendiente. (fig. 2.4.2)

Las líneas se pueden ajustar gráficamente o ser calculadas por mínimos cuadrados, además deben de pasar por las medias geométricas  $M_y$  y  $M_x$  de las ordenadas y abscisas respectivamente. Estas se calculan como sigue:

TABLA 2.4.1

AJUSTE A UNA LÍNEA RECTA DEL REGISTRO DE INTENSIDAD DE LLUVIA.

Duración. t (min)	Intensidad de lluvia. i				Pendiente.			
	(pulgadas/ hora)				$(-di/dt) = (i_K - i_{K+2}) / (t_{K+2} - t_K)$			
	Período de retorno				Período de retorno			
	1 año	2 años	5 años	10 años	1 año	2 años	5 años	10 años
10	3.09	3.77	4.75	5.83				
20	1.99	2.41	3.50	4.17	0.076	0.0905	0.1145	0.1167
30	1.57	1.96	2.46	3.50	0.0345	0.0410	0.0665	0.0770
40	1.30	1.59	2.17	2.63	0.0250	0.0290	0.0290	0.0503
50	1.07	1.38	1.88	2.44	0.0180	0.0190	0.0251	0.0345
60	0.94	1.21	1.66	1.94				

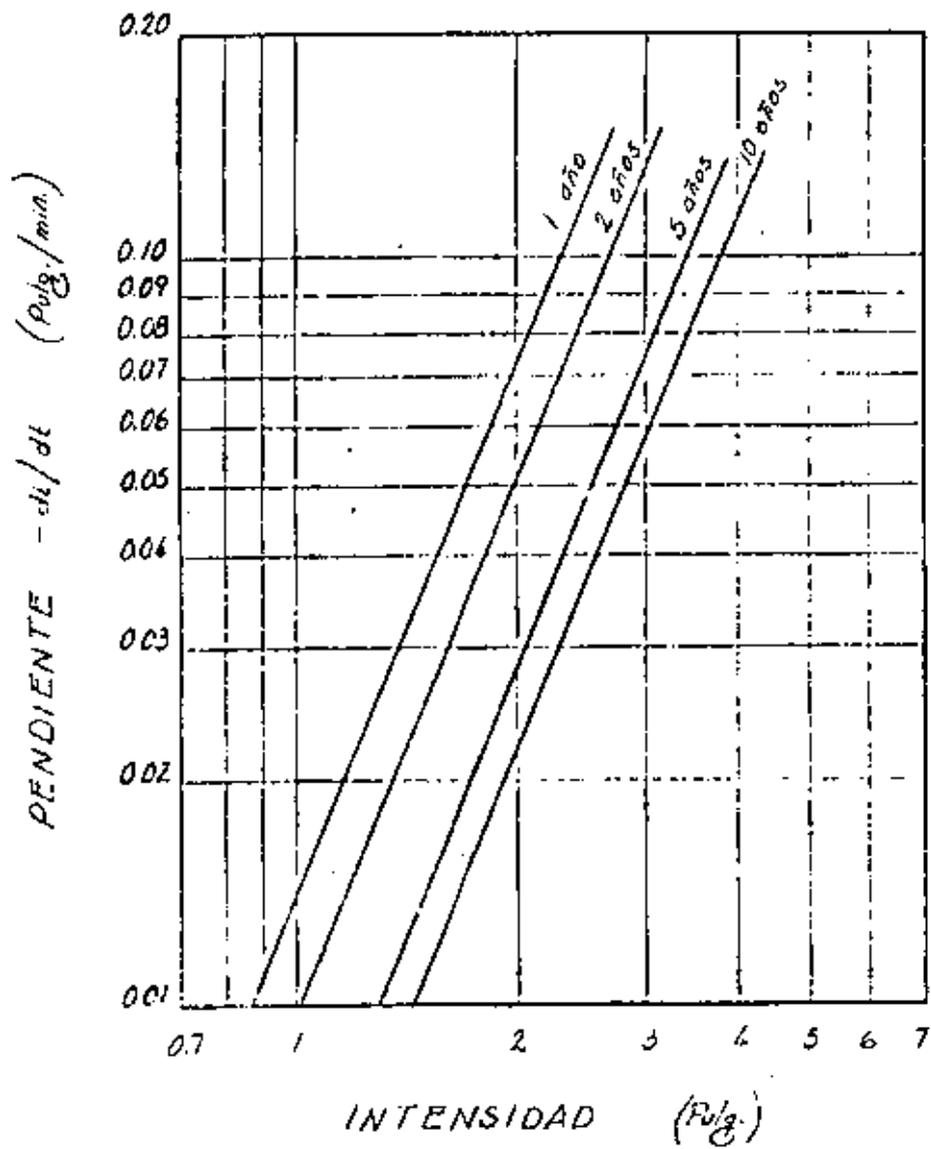


FIG 2.4.2 AJUSTE DEL REGISTRO DE LLUVIA

$Y = \log (-di/dt)$				$X = \log i$				
1 año	2 años	5 años	10 años	1 año	2 años	5 años	10 años	
-1.1192	-1.0434	-0.9412	-0.9329	0.2989	0.3820	0.5441	0.6201	
-1.4622	-1.3872	-1.1772	-1.1135	0.1959	0.2923	0.3909	0.5441	
-1.6021	-1.5376	-1.5376	-1.2984	0.1139	0.2014	0.3365	0.4200	
-1.7447	-1.7212	-1.6003	-1.4622	0.0294	0.1399	0.2742	0.3874	
<b>Suma</b>	-5.9282	-5.6894	-5.2563	-4.8070	0.6381	1.0156	1.5457	1.9716
<b>Media</b>	-1.4821	-1.4224	-1.3141	-1.2018	0.1595	0.2539	0.3864	0.4929
<b>Antilog</b>	0.0330	0.0378	0.0485	0.0628	1.44	1.79	2.43	3.11

Los antilogaritmos son las medias geométricas de las pendientes ( $M_x$ ) y de las intensidades ( $M_y$ ).

c) Determinar las líneas rectas de mayor ajuste, por mínimos cuadrados, calculando  $\Sigma X^2$  y  $\Sigma XY$

$X^2 = \log^2 i$				$XY = \log i \log (-di/dt)$				
1 año	2 años	5 años	10 años	1 año	2 años	5 años	10 años	
0.08934	0.14392	0.29604	0.38452	-0.3345	-0.3986	-0.5121	-0.5785	
0.03838	0.08343	0.15280	0.29604	-0.2864	-0.4055	-0.4602	-0.6058	
0.01297	0.04056	0.11323	0.17640	-0.1825	-0.3097	-0.5174	-0.5453	
0.00086	0.01957	0.07519	0.15008	-0.0513	-0.2408	-0.4388	-0.5665	
<b>Suma</b>	0.14155	0.29148	0.63726	1.00704	-0.8547	-1.3546	-1.9285	-2.2961
<b>Media</b>	0.03539	0.07287	0.15932	0.25176	-0.2137	-0.3387	-0.4821	-0.5740

La ecuación normal tiene la forma:

$$I. n'a + b\Sigma x - \Sigma y = 0$$

$$II. a \Sigma x + b\Sigma x^2 - \Sigma xy = 0$$

donde:  $a = (\log n) - (\frac{1}{n})(\log A)$  y  $b = (1 + \frac{1}{n})$

La solución de la ecuación normal a las 4 parejas de valores es la siguiente:

1 año	0.0624	b = 0.1423	n = 0.781
2 años	0.0331	b = 0.0884	n = 0.599
5 años	0.0259	b = 0.0664	n = 0.639
10 años	0.0179	b = 0.0373	n = 0.923

Como la  $n$  tiene que ser la misma para las 4 frecuencias, se calcula el promedio de los valores que es:

$$0.1393 \text{ b} = 0.3544 \quad \text{b} = 2.399 \quad \text{y} \quad \text{n} = 0.714$$

pudiendo escribir la ecuación de intensidad como  $i = A/(t+d)^{0.714}$   
restando por hallar los valores de  $A$  y  $d$ .

d) Las líneas rectas de pendiente  $b$  deben pasar por las intersecciones de las medias geométricas  $M_y$  y  $M_x$  de los valores de  $\log(-di/dt)$  y  $\log i$  respectivamente. Con  $n$  establecido, el valor de  $a$  está dado por la pendiente.

$$b = (\log M_y - a) / (\log M_x - \log 1.)$$

$$a = \log M_y - b \log M_x'$$

e) Cálculo de  $a$  para cada frecuencia:

1 año	$a = -1.4821 - 2.399 \times 0.1595 = -1.8647$
2 años	$a = -1.4224 - 2.399 \times 0.2539 = -2.0315$
5 años	$a = -1.3141 - 2.399 \times 0.3864 = -2.2411$
10 años	$a = -1.2018 - 2.399 \times 0.4929 = -2.3843$

f) Determinación de  $A$ , a partir de la relación  $a = \log n - (\frac{1}{n}) \log A$   
de donde  $\log A = n (\log n - a)$ .

1 año	$\log A = 0.714 (-0.1463 + 1.8647) = 1.2269$ ; $A=16.9$
2 años	$\log A = 0.714 (-0.1463 + 2.0315) = 1.3460$ ; $A=22.2$
5 años	$\log A = 0.714 (-0.1463 + 2.2411) = 1.4957$ ; $A=31.3$
10 años	$\log A = 0.714 (-0.1463 + 2.3843) = 1.5979$ ; $A=39.6$

g) Hallar los valores de  $c$  y  $m$  de la ecuación  $A = ct^m$  o:

$A = \log c + m \log T$ , por mínimos cuadrados. Si graficamos esta relación en papel logarítmico tenemos una recta ( fig. 2.4.3 ).

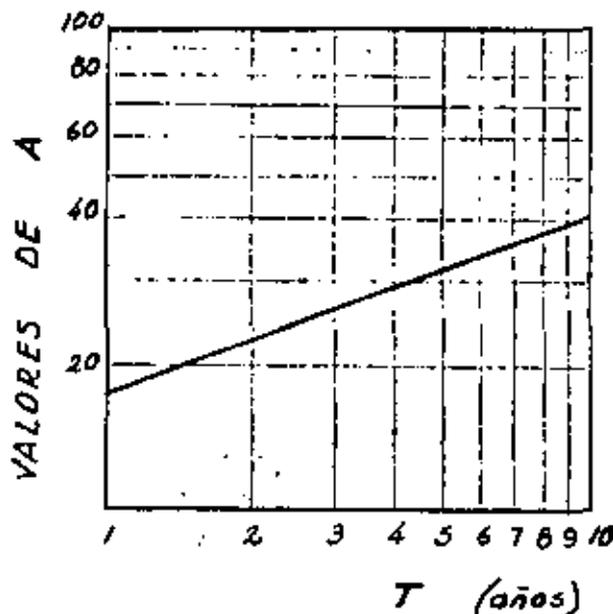


FIG. 2.4.3

Los cálculos son los siguientes:

T	log T	A	log A	log <sup>2</sup> T	log T log A	A (calculada).
1	0.0000	16.9	1.2269	0.0000	0.0000	17.0
2	0.3010	22.2	1.3460	0.0906	0.4051	22.0
5	0.6990	31.3	1.4957	0.4886	1.0455	30.9
10	1.0000	39.6	1.5979	1.0000	1.5979	40.0
Sumas	2.0000	110.0	5.6665	1.5792	3.0485	
Medias	0.5000	27.5	1.4166	0.3948	0.7621	

Las ecuaciones de mejor ajuste para líneas rectas son:

$$I \quad a' + 0.5000 b' - 1.4166 = 0$$

$$II \quad 0.5000 a' + 0.3948 b' - 0.7621 = 0$$

de donde  $b' = m = 0.3716$ ;  $a' = \log c = 1.2308$  y  $c = 17.0$

Ahora podemos escribir la relación tiempo - intensidad como

$i = 17 t^{0.372} / (t + d)^{0.714}$ , solo faltando de encontrar el valor d.

h) A partir de la relación  $i = A (t + d)^{-n}$  se determina d.

En forma de recta esta relación es  $(A/i)^{1/n} = d + t$ .

La pendiente de la línea, o coeficiente de t es 1, y debe pasar por la intersección de las medias  $M_y$  y  $M_x$  de las coordenadas

$Y = (A/t)^{1/n}$  y  $X = t$  respectivamente. Como la pendiente es  $1 = (M_y - d)/(M_x - 0)$  tenemos que  $d = M_y - M_x$ . Haciendo los promedio obtenemos que  $M_y = 36.0$  y  $M_x = 35.0$  por lo que  $d = 1$ . Finalmente sustituyendo este valor, la ecuación que relaciona la intensidad - duración - periodo de retorno queda  $i = 17.0 T^{0.372} / (t + 1)^{0.714}$ .

#### ANALISIS ESTADISTICO

Existe otra manera de determinar, a partir de los registros de precipitaciones, la relación intensidad - duración - periodo de retorno. El método consiste en adaptar curvas teóricas de distribución de frecuencia, a las curvas de frecuencia que se forman en base a los registros.

Este método lo mencionaremos sin entrar en detalles pues consideramos que no tiene la exactitud del anterior, ya que desaprovecha el registro de datos al utilizar únicamente datos máximos para el análisis.

De los registros diarios de lluvia se seleccionan, para una misma duración, los de mayor altura de precipitación, para cada año, y se obtienen las intensidades máximas de lluvia para distintas duraciones, que serán las representativas del año. Enseguida se ordenan las intensidades en orden decreciente, para

cada duración, sin importarnos el año en que acontecieron; el rango entre los valores máximo y mínimo se divide en intervalos de clasificación para luego determinar el número de intensidades, o frecuencia, que existe dentro de cada intervalo.

Si expresamos las frecuencias en porcentaje con respecto al total de las observaciones, podemos trazar curvas de distribuciones de frecuencia, llamadas curvas de frecuencias relativa. Como con esta curva, para cada valor de frecuencia obtenemos dos valores de intensidades, y como para el diseño solo nos interesa el mayor, se elaboran las curvas de distribuciones de frecuencia acumulada, las cuales también se conocen como curvas de frecuencias relativas acumuladas. A estas curvas de distribuciones de frecuencia se pueden adaptar curvas teóricas de distribución de frecuencia, lo que nos permite la generalización de las relaciones frecuencia - intensidad para cada duración.

Entre los principales tipos de distribución de frecuencia podemos indicar los siguientes:

- a) Distribución normal.
- b) Distribución normal geométrica.
- c) Distribución de Gumbel,
- d) Distribución de Pearson Tipo III
- e) Distribución Binominal.
- f) Distribución de Poisson.

Las distribuciones c) y d) son la que mejor se adaptan a las lluvias máximas.

Hay conveniencia de graficar los datos en papel probabilístico aritmético o geométrico, ajustando a una recta. En base a este ajuste ya se puede elaborar la expresión que relaciona  $t$  contra  $t$ , en función del valor medio ( aritmético o geométrico ), la desviación standard y el coeficiente de esviamiento encontrando los valores de intensidad y frecuencia para cada duración ya sea gráficamente o con el método de mínimos cuadrados.

Los registros de valores extremos pueden ajustarse a las series normales geométricas en forma burda, en cambio si se ajustan con más precisión con las distribuciones teóricas del tipo Pearson III o la de Gumbel.

El tipo de distribución Pearson III tiene un límite inferior mayor que cero pero no tiene límite superior. La ecuación de la distribución referida al valor medio como origen es:

$$Y = Y_0 \left\{ 1 + \left[ (X - \mu) + d \right] / a \right\}^{-\gamma a} \exp \left\{ -\gamma \left[ (X - \mu) + d \right] \right\}$$

donde:

$Y$  = ordenada o frecuencia de la magnitud específica.

$Y_0$  = modo

$X$  = abcisa o magnitud de los valores.

- a = diferencia del valor mas bajo con el modo.
- d = diferencia entre el modo y la media
- $\mu$  = valor medio
- $\gamma$  = medida del esviajamiento y variabilidad que puede ser deducido con métodos directos matemáticos aunque es preferible usar las tablas preparadas para obtener estos valores.
- $\sigma$  = variación standard.

Distribución de Gumbel. En esta distribución se considera que los valores extremos se ajustan a la distribución teórica de valores extremos de la siguiente forma:

$$F(x) = 1 + \exp \left[ \exp(-b) \right]$$

donde:

$$b = \text{variable adimensional } (x - \mu + 0.450 \sigma) / 0.780 \sigma$$

## 2.5 TORRENTA DE DISEÑO

La tormenta de diseño, para el análisis de la red de alcantariado se hizo usando las consideraciones del estudio elaborado por el Instituto de Ingeniería, trabajo en el cual, se hizo una comparación entre varios métodos para el cálculo de los caudales.

Las curvas intensidad - duración - período de retorno fueron hechas con el método de Gumbel, por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, para la estación San Pedro Mexapa, Estado de México. De estas curvas se tomaron las intensidades para un período de retorno de 5 años y se ajustaron a una curva que resultó de la forma:

$$i = 634.36 t^{-0.587}$$

donde:

$i$  = intensidad en mm/hr

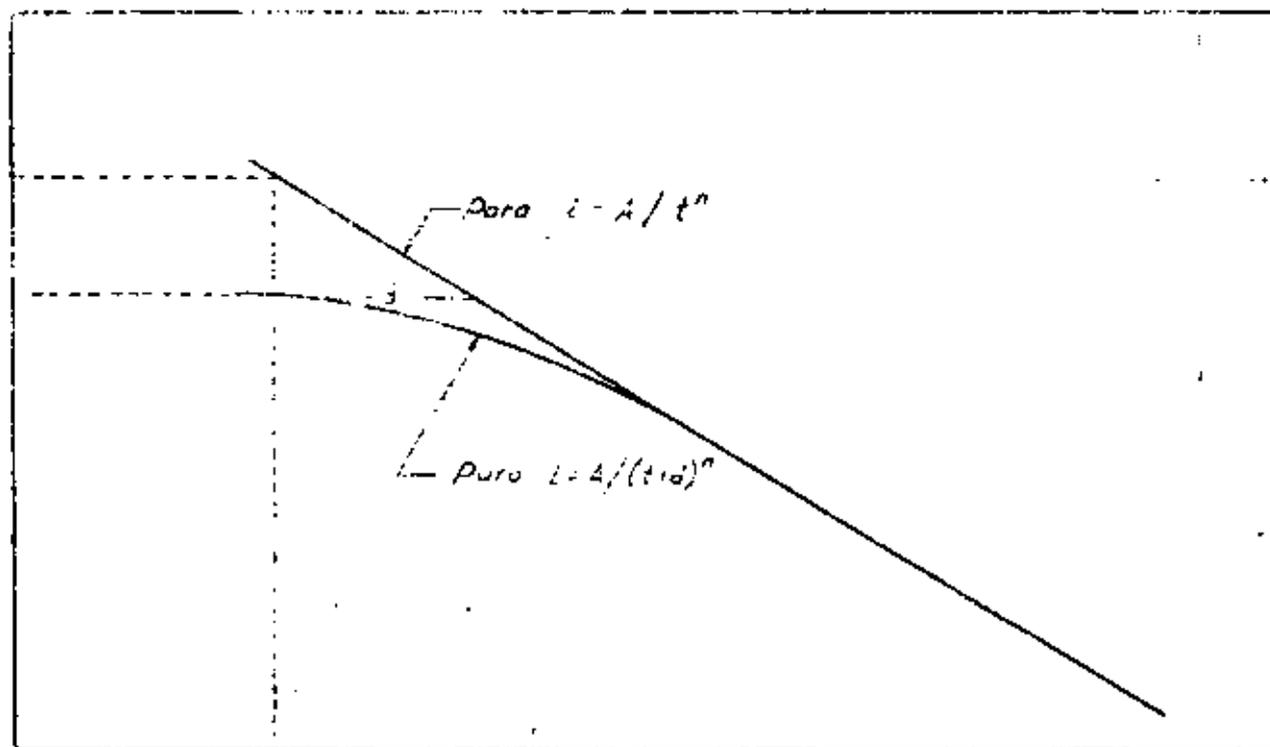
$t$  = tiempo de duración de la lluvia en min.

Hago notar que al considerar la ecuación en esa forma, en vez de hacerla como la general  $i = \frac{A}{(t + d)^n}$ , o en otras palabras, considerar el valor de  $d = 0$ , se está cometiendo un error que se vé reflejado al calcular, para duraciones pequeñas, intensidades, las cuales resultan muy grandes.

Esto se puede ver más claro gráficamente en la fig. 2.5.1. Este error se verá reflejado en el yotograma de la tormenta de diseño, y por tanto en el resultado de los métodos que lo utilizan.

Por otro lado, como la distribución de la lluvia se consideró

INTENSIDAD DE LLUVIA



TIEMPO DE DURACION

FIG. 2.5.1 ERROR EN EL AJUSTE DE LA RELACION INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO

uniforme en toda el área, no se tomó ninguna reducción en la precipitación puntual por aumento de área.

Para los procedimientos que cuantifican el tránsito de las tormentas mediante los análisis del escurrimiento, se requiere del conocimiento de la variación cronológica de la tormenta, o yetograma de proyecto, para su proceso que representa el fenómeno de retardo, pérdidas y regularización cuya secuela es calcular ( 1 ) infiltración, ( 2 ) almacenamiento en las depresiones y ( 3 ) detención superficial durante el flujo ( fig. 2.5.2 ).

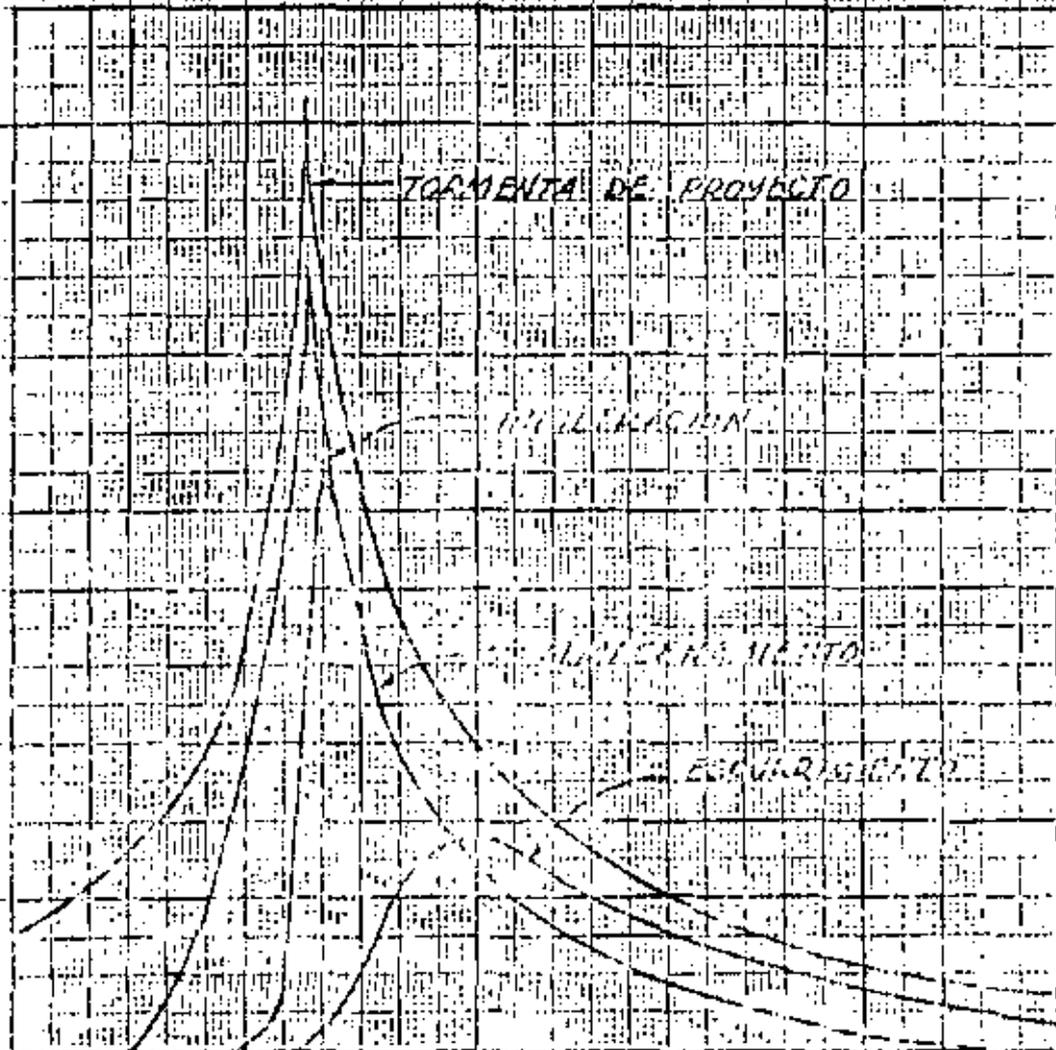
La transformación de la información de lluvia, curva intensidad-duración - período de retorno, para obtener un yetograma de proyecto, a falta de una tormenta máxima registrada de período de retorno determinado, se hace de la siguiente manera:

Primeramente se determina, en base a los registros, el tiempo de duración de la tormenta. Se elige el intervalo de tiempo en que se dividirá el yetograma, y se calcula la intensidad máxima de lluvia para cada duración con la expresión:

$$i = A / ( d + t )^n \quad (\text{fig. 2.5.3})$$

Se calculan las diferentes alturas de precipitación para cada duración para poder luego, calcular el volumen de lluvia, o en cada

COSTO



4.6.2.5.2

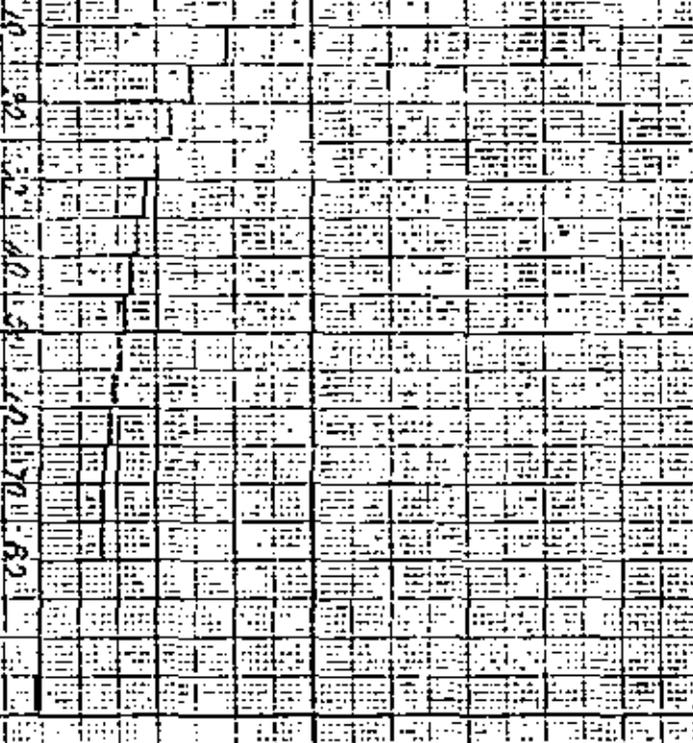
intervalo y poder con esto determinar la intensidad en cada intervalo de tiempo ( fig. 2.5.4 ).

Se determina después, en base a los registros de las tormentas máximas el tiempo en que se presenta la intensidad máxima o tiempo pico, y se distribuyen los valores calculados anteriormente desde ese tiempo hacia el inicio, y de ese tiempo pico hacia el final de la tormenta (fig. 2.5.5) tomando en cuenta la intensidad para cada duración, para luego promediar en cada intervalo de tiempo esos valores, quedando así definida la tormenta de diseño ( fig. 2.5.6 ).

El cálculo de la tormenta de diseño partiendo de la ecuación  $i = 634.36 / t^{0.587}$ , determinada para un período de retorno de 5 años, y suponiendo una duración de 80 minutos, y que el tiempo de máxima intensidad es a los 20 minutos, se muestra en la tabla 2.5.1 cuyas columnas se explican por si mismas.

INTENSIDAD DE LLUVIA (mm. / hr.)

0 50 100 150 200

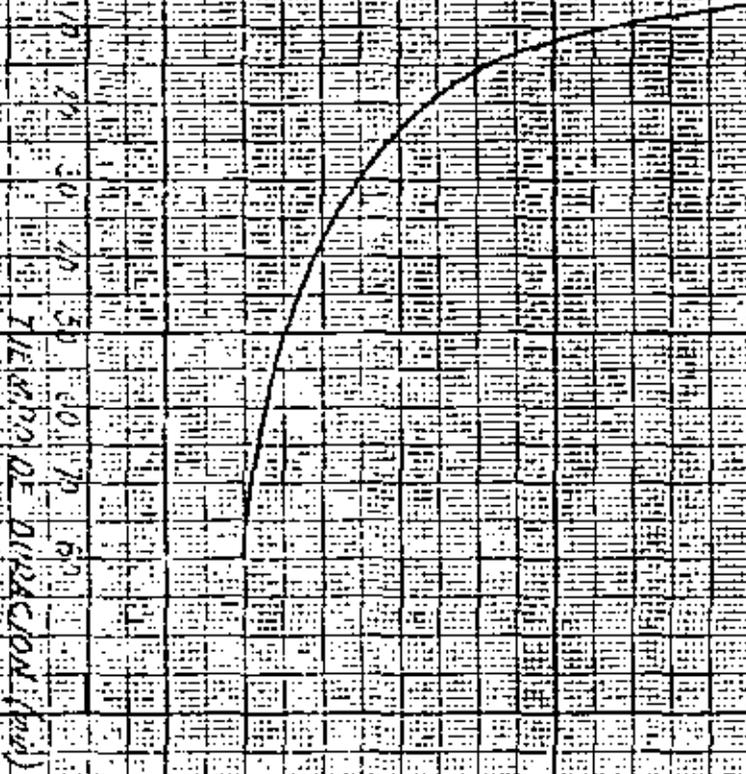


ST. 21504  
TIEMPO (hrs)

FIG. 2.5.4

INTENSIDAD DE LLUVIA (mm. / hr.)

0 50 100 150 200



ST. 21503  
TIEMPO DE DURACION (hrs)

FIG. 2.5.3

INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)

INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)

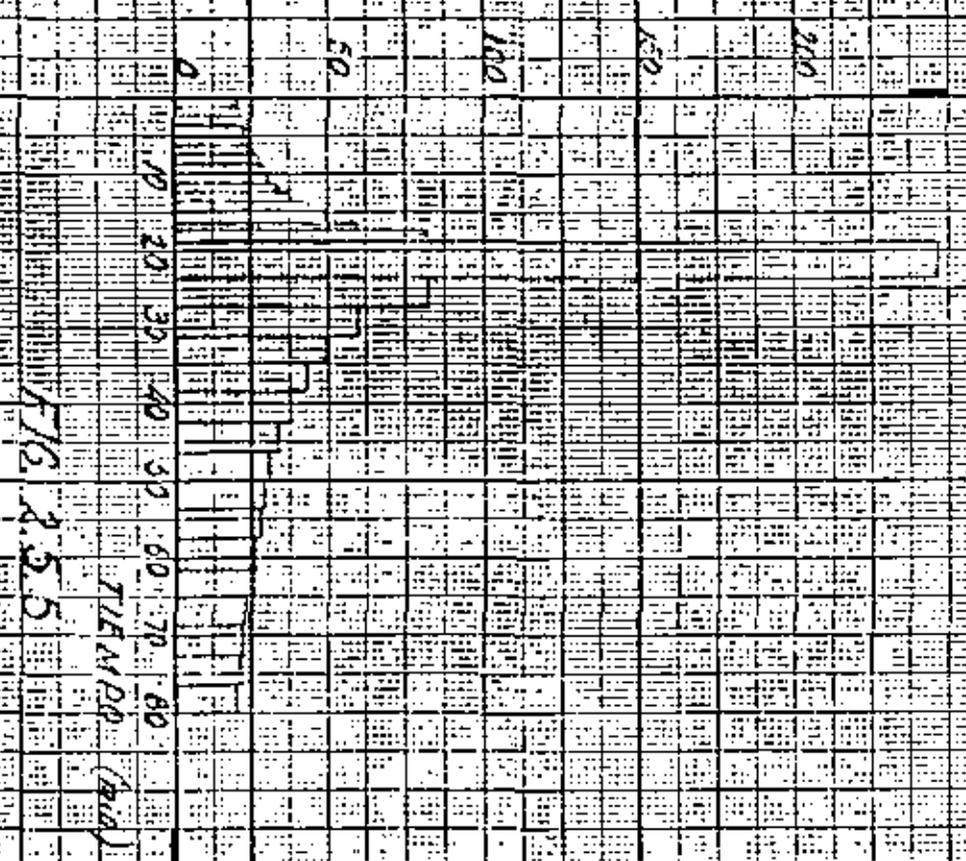
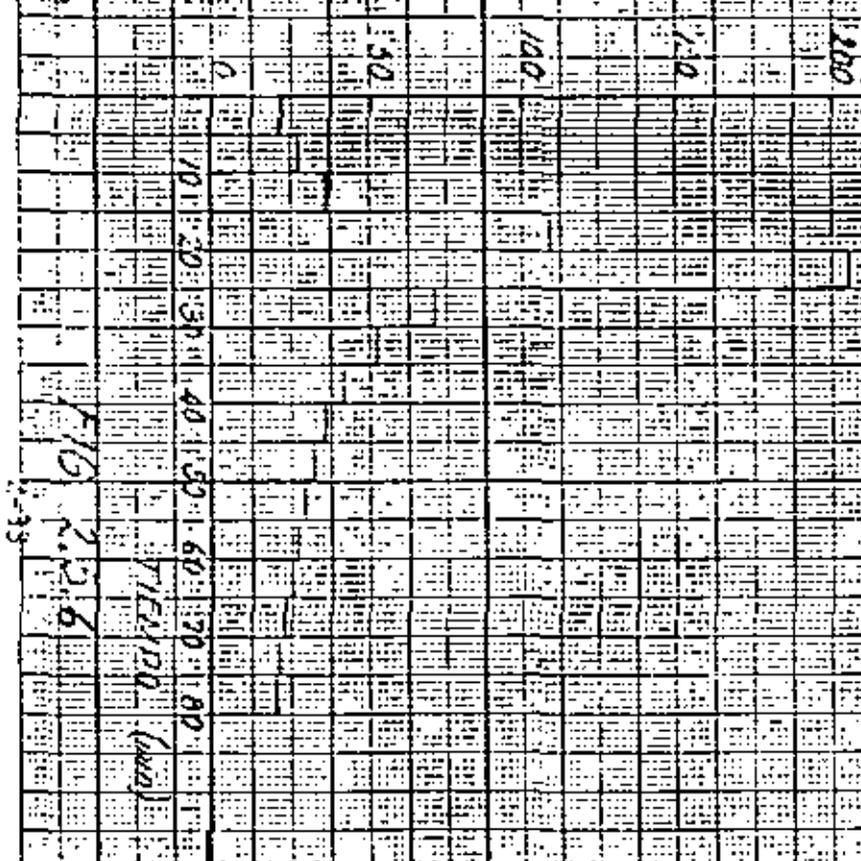


TABLA 2.5.1

OBTENCION DEL YETOGRAMA DE DISEÑO

Duración de la lluvia.	Incremento de tiempo.	Intensidad máxima para cada duración.	Altura de lluvia máxima para cada duración.	Altura de lluvia en cada intervalo.	Intensidad de lluvia en cada intervalo.	Yetograma
T (min) 1	$\Delta t$ (min) 2	i (mm/hr) 3	hp (mm) $h = i \cdot T$	$\Delta hp$ (mm) 5	i (mm/hr) $i = 5 \times 60 / 2$	i (mm/hr) 7
5	5	246.63	20.55	20.55	246.63	21.72
10	5	164.19	24.31	6.82	61.84	26.52
15	5	139.41	28.37	4.96	59.76	36.24
20	5	109.39	36.34	4.06	48.96	109.30
25	5	85.88	39.95	3.52	42.24	205.43
30	5	86.15	47.08	3.13	37.56	70.80
35	5	78.70	45.91	2.83	33.96	51.66
40	5	72.77	48.51	2.60	31.20	41.07
45	5	67.90	50.93	2.42	29.04	35.76
50	5	63.83	53.19	2.26	27.12	31.89
55	5	60.36	55.33	2.14	25.68	28.56
60	5	57.35	57.35	2.02	24.24	26.40
65	5	54.72	59.28	1.93	23.16	24.60
70	5	52.39	61.12	1.84	22.08	22.89
75	5	50.31	62.89	1.77	21.24	21.66
80	5	48.44	64.59	1.70	20.40	20.61

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

Temas 5-1 y 5-2. Alcantarillados pluviales.

- 1.- Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers. WPCF. Manual No. 9. 1970.
  - 2.- Water and Wastewater Engineering. Volumen 1. Fair, Geyer y Okun.
  - 3.- Sewerage and sewage treatment. 8a. edición. Babbitt y Burman.
  - 4.- Water supply and waste disposal. Hardenbergh y Rodie.
  - 5.- Sewerage and Sewage treatment. Hardenbergh.
  - 6.- Water supply and pollution control. Clark y Mearns.
  - 7.- Water supply and waste water disposal. Fair y Geyer.
  - 8.- American Sewerage Practice. Vol. 1. Metcalf y Eddy.
  - 9.- Hydraulic Resources Engineering. Linsley y Franzel.
  - 10.- Handbook of Applied Hydraulics. 3a edición. Davis.
  - 11.- Engineering hydrology. Butler.
  - 12.- Handbook of Applied Hydrology. Ven Te Chow.
  - 13.- Handbook of Applied Hydrology. Jens y McPherson.
  - 14.- Probability and Statistics. Burington y May.
  - 15.- Modern Elementary Statistics. 3a. edición. Freund.
  - 16.- Principles of Statistics. Balcer.
  - 17.- Apuntes del curso Abastecimientos de Agua y Alcantarillado.
- tema 5-1. Estaciones de bombeo.
- 1.- Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers. WPCF. Manual No. 9. 1970.
  - 2.- Sewerage and sewage treatment. 8a edición. Babbitt y Burman.
  - 3.- American Sewerage Practice. Vol. 1 Metcalf y Eddy.
  - 4.- Handbook of Applied Hydraulics. 3a edición. Davis.
  - 5.- Centrifugal Pumps. Karasik.

- 6.- Centrifugal and Axial Pumps. Stepanoff.
- 7.- Pumps. Wheeler Economy.
- 8.- Manual de bombas. KSB.
- 9.- Pumps. Kristal y Annett.
- 10.- Pumping of Liquids. Holland y Chapman.
- 11.- Pumps selection and application. Hicks.
- 12.- Pumps operation and maintenance. Hicks.
- 13.- Centrifugal pumps. Anderson.
- 14.- Manual de obras civiles. C. E. P. Sección ...
- 15.- Design. Seelye.
- 16.- Effluent Pumping Plant. KSB.
- 17.- Instalaciones elevadoras de desaguas. KSB.
- 18.- Contriles de agua. KSB.
- 19.- Bombas para agua potable. C. E. P. Publicación 115
- 20.- Hidráulica y construcciones hidráulicas. Schöffel.
- 21.- Apuntes del Curso Hidráulica II. Paz.

PICSA

SECRETARIA DE asentamientos HUMANOS  
Y OBRAS PUBLICAS

SAHOP

Tabla I.- REQUISITOS DE DISEÑO Y DE RESISTENCIA PARA TUBOS DE CONCRETO CON REFUERZO

DIAMETRO INTERIOR DEL TUBO cm	REFUERZO EN cm POR METRO LINEAL DE PARED DEL TUBO				RESISTENCIA EN Kg POR METRO LINEAL DE TUBO	
	CONCRETO DE f'c=280 Kg/cm <sup>2</sup>				MÉTODO DE LOS TRES APOYOS	
	ESPESOR DE PARED cm	REFUERZO CIRCULAR EN TUBOS CIRCULARES cm		REFUERZO ELIPTICO EN TUBOS CIRCULARES cm	CARGA QUE PRODUCE UNA GRIETA DE 0.25 mm	CARGA MÁXIMA
ARMADO INTERIOR		ARMADO EXTERIOR				
30.5	5	16		3 000	4 450	
38.1	5.7	23		3 700	5 600	
45.7	6.4	33		4 450	6 700	
53.3	7.0	47		5 200	7 800	
61.0	7.6	63		5 950	8 900	
68.6	8.3	72		6 700	10 050	
76.2	8.9	82		7 450	11 150	
83.8	9.5	93		8 200	12 250	
91.4	10.2	106		8 900	13 400	
106.7	11.4	122	6.1	10 400	15 600	
121.9	12.7	138	7.5	11 800	17 850	
137	14.0	156	8.5	13 400	20 100	
CONCRETO DE f'c=250 Kg/cm <sup>2</sup>						
152.4	15.2	137	10.5	14 850	22 300	
167.6	16.5	161	12.1	16 350	24 550	
182.9	17.8	184	14.0	17 850	26 750	
198.1	(a)			19 350	29 000	
213.4	(a)			20 800	31 250	
228.8	(a)			22 300	33 450	
243.8	(a)			23 800	35 700	
259.1	(a)			25 300	37 950	
274.3	(a)			26 750	40 150	



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES.**

**II PARTE**

**ING. MARIO SOLANO GONZALEZ**

**AGOSTO, 1982**

3. METODOS PARA OBTENER GASTOS MAXIMOS.

3.1 METODO RACIONAL AMERICANO.

Uno de los métodos más aceptados, y probablemente uno de los más utilizados, es el Método Racional Americano. Se basa en considerar, en toda el área estudiada, una lluvia uniforme, de intensidad constante, y durante un tiempo tal que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que pueda escurrir el máximo gasto en la descarga.

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

$$Q = C i A$$

donde:

Q = gasto ( litros/segundo)

C = coeficiente de escurrimiento, dependiente de las características de drenaje de la cuenca; expresa la relación del caudal llovido entre el escurrido.

i = intensidad de lluvia ( mm/hr ).

A = área drenada ( Ha. )

El gasto queda expresado en mm x Ha./ hora; para tenerlo en litros por segundo el factor de transformación es 2.778.

El valor de la intensidad de la lluvia, es el asociado a una duración tal que toda la cuenca este contribuyendo al flujo en la descarga, esto se logra cuando la duración es igual al tiempo de concentración de la cuenca, para que el producto.  $iA$  sea máximo. Se calcula con la expresión  $i = 634.36 t_d^{-0.587}$  obtenida en el capítulo 2, y en donde:

$i$  = intensidad de lluvia ( mm/hr )

$t_d$  = tiempo de duración de la lluvia ( min )

Entonces, la duración de la lluvia se hace igual al tiempo de concentración, el cual esta asociado a la distancia del punto más alejado que contribuye al escurrimiento.

El tiempo de concentración se calcula sumando el tiempo de entrada ( o sea el que tarda la lluvia en llegar al tubo ) y el tiempo de escurrimiento ( o sea el que tarda el agua en recorrer la tubería ).

Las estimaciones para el tiempo de entrada se hicieron aplicando la ecuación propuesta por V.T. Chow para áreas pequeñas:

$$t_c = 0.0303 \left( \frac{L}{S} \right)^{0.64}$$

donde:

$t_c$  = tiempo de entrada ( min ).

$L$  = longitud de recorrido superficial del fluido ( m )

$S$  = pendiente del cauce en porciento.

### DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Los parámetros que caracterizan a estos elementos del sistema son:

Longitud de entrada,  $L = 50$  m

Pendiente,  $S = 0.001$

Area drenada,  $A = 12,500$  m<sup>2</sup>

Coefficiente de escurrimiento,  $C = 0.5$

Primeramente se calcula el tiempo de entrada:

$$t_c = 0.303 \left( \frac{50}{\sqrt{0.1}} \right)^{0.64} = 7.74 \text{ min}$$

El tiempo de escurrimiento se calcula suponiendo una velocidad de escurrimiento de 0.5 a 2.0 m/seg. ( sujeta a revisión según la pendiente del tubo ).

$$t_s = \frac{125}{0.9} = 139 \text{ seg} = 2.32 \text{ min.}$$

El tiempo de concentración será  $t_p = t_c + t_s = 10.06$  min; será igual al tiempo de duración de la lluvia:  $t_d = t_p = 10.06$  min; y la intensidad de lluvia será:

$$i = 634.36 ( 10.06 )^{-0.587} = 163.66 \text{ mm/hr.}$$

quedando finalmente el gasto como:

$$Q = 0.5 \times 163.66 \times 12500 = 284 \text{ litros por segundo.}$$

Se supone como es la práctica usual, que dicho gasto se establece en todo el tubo, con esto podemos calcular el diámetro necesario, utilizando la fórmula de Manning, para la cual consideramos el coeficiente de rugosidad del tubo de  $n = 0.015$ , con lo que obtuvimos un diámetro de  $d = 0.73 \text{ m.}$  y lo ajustamos a uno comercial de  $d_c = 0.762 \text{ m. ( 30" )}.$

Verificando la velocidad en el tubo tenemos que para el gasto de 284 l.p.s, el diámetro de 0.762 m y la pendiente de 0.001, un tirante de 0.66 m. y una velocidad de 0.89 m/s. casi igual a la propuesta.

### DISEÑO DEL COLECTOR.

Siguiendo el mismo procedimiento expuesto anteriormente, y para el último tramo del colector, tenemos los siguientes resultados:

El tiempo de escurrimiento se obtiene suponiendo la velocidad igual que en la atarjea:

$$t_s = \frac{400}{0.9} = 444 \text{ seg.} = 7.41 \text{ min.}$$

El tiempo de concentración será:

$$t_p = t_c + t_s = 7.74 + 2.32 + 7.41 = 17.47 \text{ min.}$$

por lo tanto la intensidad de lluvia será:

$$i = 634.36 ( 17.47 )^{-0.587} = 118.34 \text{ mm/hr.}$$

quedando finalmente un gasto de:

$$Q = 0.5 \times 118.34 \times 125,000 = 2054 \text{ litros por segundo.}$$

para un diámetro comercial de  $d_c = 1.67 \text{ m ( 66" )}$ .

### 3.2 MÉTODOS EMPIRICOS.

Ya hemos visto que los caudales de aportación de aguas de lluvia en un sistema de alcantarillado dependen de múltiples factores, entre los cuales, los más importantes son:

- Dimensiones del área por drenar.
- Forma del área por drenar.
- Pendiente del terreno.
- Intensidad de la lluvia.
- Coefficiente de impermeabilidad.

La determinación de la función compleja  $Q = f( A_i )$ , condujo a muchos investigadores sobre estas cuestiones a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionaran todos los factores que

intervienen en ella.

Uno de los primeros y más notables de estos investigadores fué el ingeniero suizo Burkli - Ziegler, quien ha establecido la fórmula que lleva su nombre desde el año de 1878.

Para establecerla se basó en mediciones directas y experimentos por lo que ha dado en llamárseles empíricas, sin embargo como veremos más adelante, tienen la misma estructura que la fórmula racional y no difieren en el concepto fundamental, sino únicamente en la forma de involucrar los factores, diremos, que intervienen en la formación del coeficiente de escurrimiento en la expresión racional  $Q = C i A$

Es indudable que tanto Burkli - Ziegler como los demás investigadores que han originado fórmulas semejantes para el cálculo de los caudales de lluvias en diversas poblaciones de Europa y de los Estados Unidos, partieron de datos experimentales para su desarrollo, pero como en los tiempos en que se efectuaron no se contaba con métodos suficientes de investigación, ni los medios de obtener los datos que hay en la actualidad, se obtenían las expresiones que eran consideradas como empíricas, pero que al estudiarlas empleando métodos estadísticos y con suficientes datos se puede ver que eran perfectamente racionales.

Vamos a ver la correlación que existe entre la expresión axiomática del Método Racional Americano y la fórmula de Burkli-Ziegler:

De la expresión axiomática  $Q = C i A$  y como la intensidad:

$$i = \frac{K}{(t_1 + d)^n} = \frac{K}{t^n} ; t_1 + d = t$$

En donde el tiempo es función del área

$$t = f(A)$$

La cual a su vez se puede expresar en función de la longitud de recorrido del fluido como:

$$A = K_1 l^2 \text{ de donde } l = \sqrt{\frac{A}{K_1}}$$

Dado que el tiempo también se puede expresar como  $t = \frac{l}{v}$

$$\text{en donde } v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} = K_2 S^{1/2}$$

$$\text{tenemos que } t = \frac{l}{K_2 S^{1/2}}$$

Si sustituimos el valor de  $l$  en la última ecuación, y esta a su vez en la expresión de la intensidad de lluvia, tenemos:

$$t = \frac{\sqrt{A/K_1}}{K_2 S^{1/2}} \text{ por tanto } i = \frac{K}{\left(\frac{\sqrt{A/K_1}}{K_2 S^{1/2}}\right)^n}$$

Ordenando convenientemente los términos de esta última expresión y sustituyendo a  $i$  en la expresión axiomática nos queda:

$$Q = C A^{1-n/2} K K_1^{n/2} K_2^n S^{n/2}$$

Como sabemos que  $K$  es igual a la lluvia en la unidad de tiempo,

$K = I$ ; si hacemos que  $C_1 = CK_1^{n/2} K_2^n$ , nos queda que:

$$Q = C_1 IA^{1-n/2} S^{n/2}$$

La fórmula de Burkli - Ziegler consideró  $n = 1/2$ , obteniendo:

$$Q = C_2 IA^{3/4} S^{1/4}$$

La fórmula fué establecida por el autor para el sistema métrico; consideró la unidad de superficie a la hectárea y un milésimo de pendiente como entero. Las unidades del gasto dependerán del producto  $Ai$ , puesto que la pendiente y el coeficiente  $C$  de impermeabilidad son números abstractos. Por tanto si tomamos el área en hectáreas y la intensidad en cm/hora, para tener el gasto en litros por segundo, la expresión quedará:

$$Q = 27.78 C_2 IA^{3/4} S^{1/4}$$

Debido a la falta de datos para obtener el coeficiente  $C_1$ , lo determinamos en base a los resultados obtenidos de aplicar la fórmula Racional, obteniendo los siguientes valores:

Diseño de atarjeas.

- Q = gasto obtenido con la fórmula Racional = 284 l.p.s.
- I = intensidad en la unidad de tiempo = 5.735 cm/hr.
- A = área = 1.25 hectáreas.
- S = pendiente del cauce = 1 milésima.

$$C = \frac{Q}{27.78 I A^{3/4} S^{1/4}} = 1.51$$

Diseño de colectores.

- Q = gasto obtenido con la fórmula Racional = 2054 l.p.s.
- I = intensidad en la unidad de tiempo = 5.735 cm/hr.
- A = área = 12.5 hectáreas.
- S = pendiente del cauce = 1 milésima.

$$C = \frac{Q}{27.78 I A^{3/4} S^{1/4}} = 1.94$$

Podemos observar que el coeficiente de escurrimiento para esta fórmula es alto y como no se tienen datos experimentales los proyectistas usan coeficientes que dan gastos muy bajos y el proyecto resulta subdiseñado.

#### 4. METODOS PARA LA OBTENCION DEL HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO.

##### 4.1 METODO RACIONAL GRAFICO ALEMAN,

Este método se basa también en la expresión axiomática  $Q = C i A$ . 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 en los distintos tramos de una red de alcantarillado.

Consideramos un área cualquiera A, cuyo coeficiente de escurrimiento sea C, y sobre la que lloverá un tiempo T mayor que el tiempo de concentración t. Si observamos los gastos que pasan por el desfogue notaremos lo siguiente:

Al empezar la lluvia, empieza un cierto escurrimiento que va aumentando hasta convertirse en el gasto total  $Q = C i A$ , si la lluvia dura el mismo tiempo de concentración del área. Si como se ha supuesto la duración de la lluvia es mayor que el tiempo de concentración, el gasto máximo  $Q = C i A$  se mantendrá durante un tiempo igual a la diferencia entre la duración T y el tiempo de concentración t. Cuando la lluvia termina, el caudal empieza a disminuir hasta llegar a cero cuando transcurre el tiempo de concentración después de que terminó la lluvia.

Cuando se estudia una red de alcantarillado se presentan dos situaciones: que los tramos sean consecutivos, y que los tramos

sean concurrentes. El procedimiento que se sigue es el siguiente:

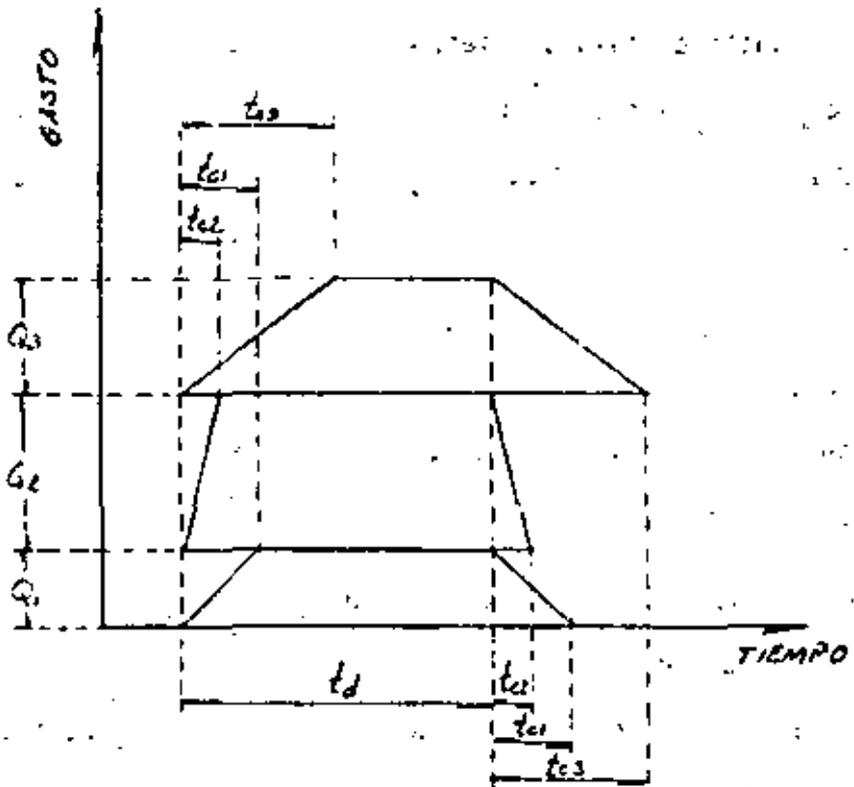
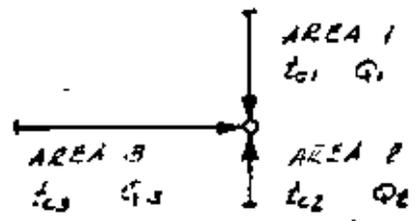
Se obtiene el gasto asociado al área de cada subcuenca y a la intensidad correspondiente a toda la zona analizada. Este gasto se mantiene hasta un tiempo igual al tiempo de concentración de toda la región considerada, ya que se supone que el tiempo de duración de la lluvia ( $t_d$ ) es igual al tiempo de concentración de la cuenca ( $t_p$ ).

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

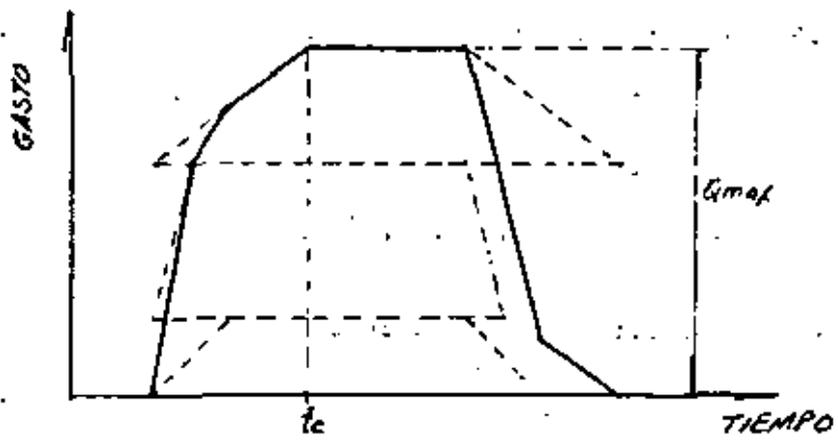
Si los colectores son concurrentes, se supone que empieza a contribuir con el gasto simultáneamente. Para simular esto gráficamente se suman los dos hidrogramas, principiando ambos al mismo tiempo. ( fig. 4.1.1 ).

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. ( fig. 4.1.2 ).

Con estas bases, al integrar todos los hidrogramas de la cuenca se obtendrá el hidrograma en el punto considerado. De este hidrograma se obtiene el gasto pico.

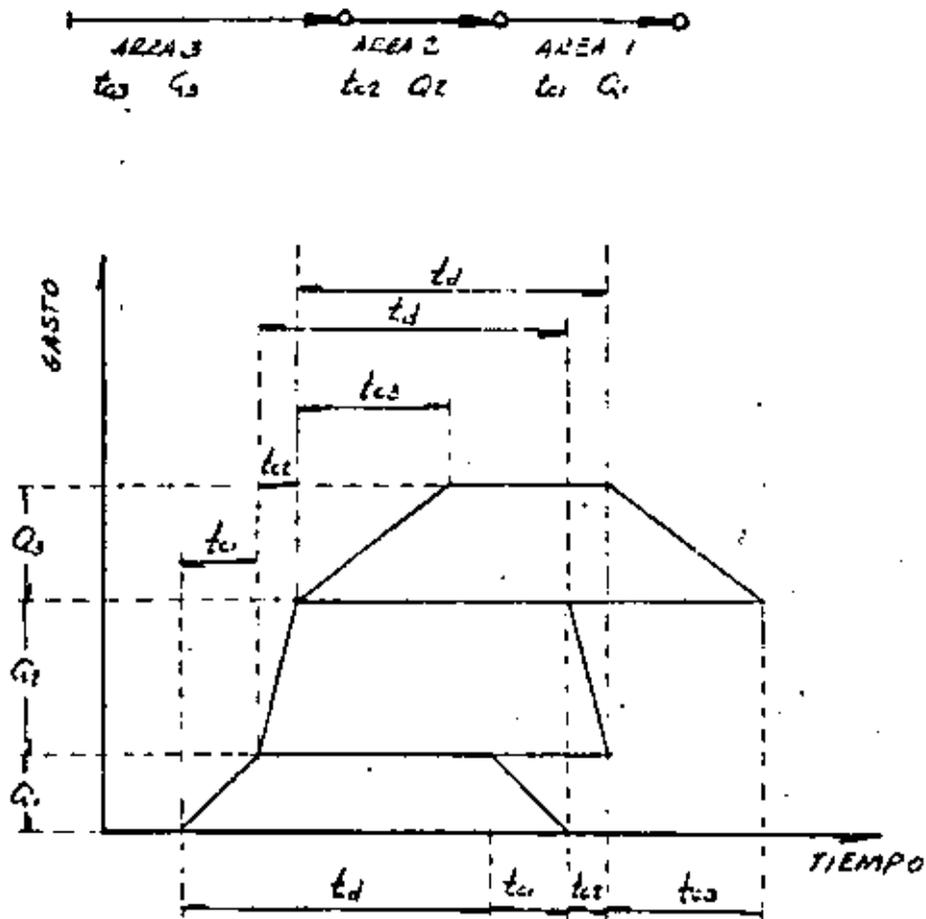


PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS EN COLECTORES CONCURRENTES

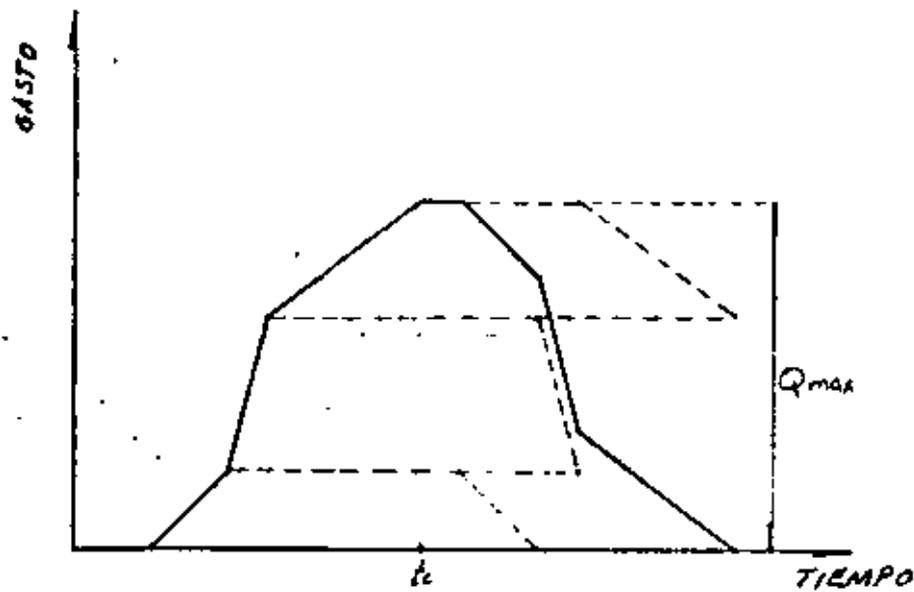


SUMA DE HIDROGRAMAS COLECTORES CONCURRENTES.

FIG. 4.1



PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS EN COLECTORES CONSECUTIVOS.



SUMA DE HIDROGRAMAS. COLECTORES CONSECUTIVOS

FIG. 4.1.2

DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Con base en la expresión  $t_c = 0.303 (L/\sqrt{S})^{0.64}$  y para las características de este elemento, calculando  $t_s$  en base a la pendiente y diámetro del tubo, obtenemos un  $t_p = 10.06$  min., esto implica que, de la ecuación  $i = 634.36 t_d^{-0.587}$ , y como  $t_p = t_d$ , la intensidad es  $i = 163.66$  mm/hr. Sustituyendo este último valor en  $Q = C i A$  tenemos finalmente a  $Q = 0.282$  m<sup>3</sup>/s. La aplicación de estos resultados en el método se muestra en la figura 4.1.3, en donde se obtuvo un gasto máximo de 0.282 m<sup>3</sup>/seg. a los 10.06 min.

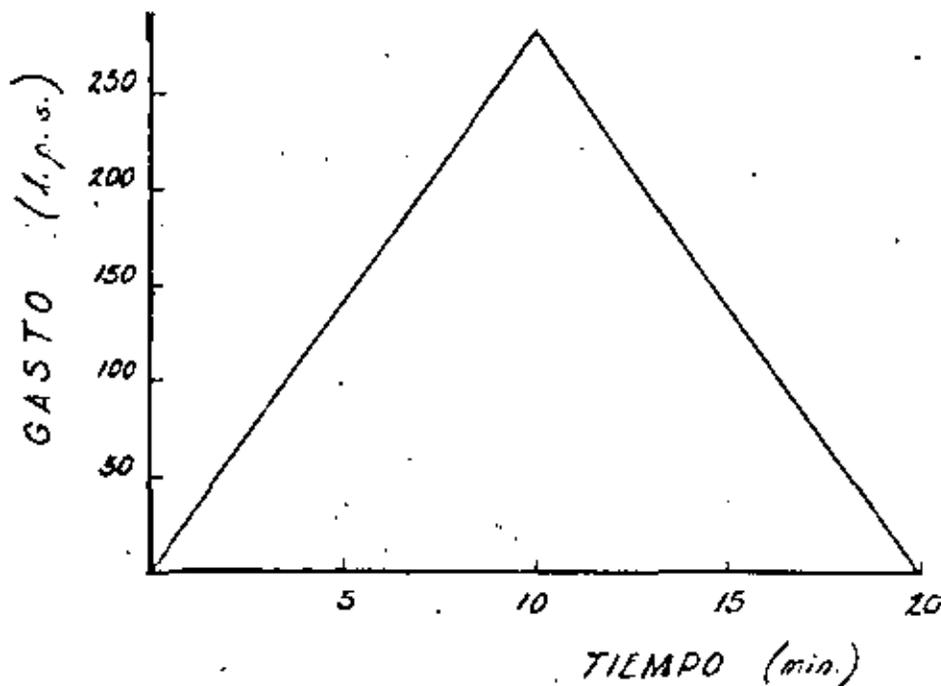


FIG. 4.1.3

### DISEÑO DE COLECTORES.

Para el área de influencia de los colectores tenemos, de  $t_c = 0.303 (L/\sqrt{S})^{0.64}$  y de las características geométricas de este elemento  $t_s$ , obtenemos un  $t_p = 17.47$  min; de  $t_p = t_d$  y de la expresión  $i = 634.36 t_d^{-0.587}$ , una  $i = 118.34$  mm/hr.

Para las áreas elementales, los resultados se muestran en la tabla 4.1.1.

En la figura 4.1.4. se muestra la forma de los diferentes hidrogramas obtenidos y el hidrograma suma después de aplicar el método. El gasto máximo resultó ser de  $0.640 \text{ m}^3/\text{seg}$  y se presentó a los 17.47 min. de haberse iniciado el flujo.

### 4.2 METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL.

Un método semejante al anterior pero modificado para tomar en cuenta el yetograma de diseño es el que se presenta a continuación: básicamente, estos métodos se basan en el principio de la conservación de la masa, las variaciones lineales de los escurrimientos en las ramas ascendentes y descendentes del hidrograma y el principio de la superposición. El desarrollo del Método consiste en procesos de funcionamiento que incluyen los hidrogramas parciales, tiempos de concentración, coeficiente de escurrimiento y tránsito hidrológico.

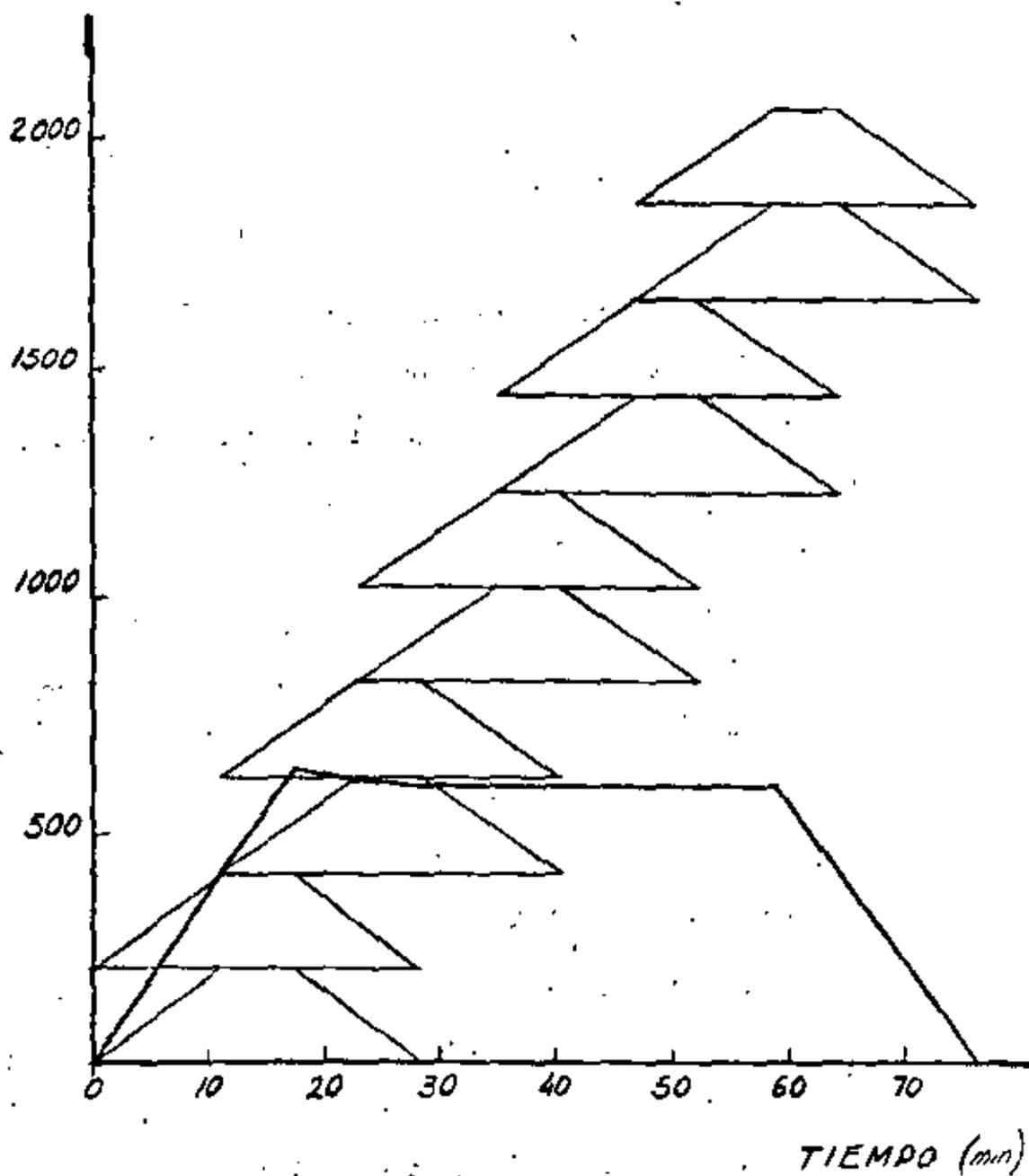
TABLA 4.1.1

DISEÑO DE LOS COLECTORES METODO GRAFICO ALEMAN

Tramo	L (m)	s (%)	$t_c$ (min)	l (m)	v (m/seg)	$t_s$ (min)	$t_p$ (min)	A (m <sup>2</sup> )	C	i (mm/hr)	Q (m <sup>3</sup> /seg)
1	50	0.1	7.74	175	0.9	3.24	10.98	12500	0.5	118.34	0.205
2 al 5	50	0.1	7.74	225	0.9	4.16	11.90	12500	0.5	118.34	0.205

4-7

GASTO (l.p.s.)



METODO GRAFICO ALEMAN. DISEÑO DEL COLECTOR

FIG. 4.1.4

El concepto de hidrograma parcial es el del hidrograma resultante de un yetograma con valor uniforme y una duración específica, para una subcuenca.

Definiremos al tiempo base del hidrograma parcial, como la suma de la duración específica del yetograma, y el tiempo de concentración de la cuenca ( $t_b = t_r + t_p$ ).

Se pueden establecer tres casos de hidrograma con respecto a las condiciones que relacionan la duración de la precipitación y el tiempo de concentración. En todos los casos se asume una variación constante en las ramas ascendente y descendente del hidrograma para una cuenca hidrológica pequeña.

En el primer caso la duración del yetograma es igual al tiempo de concentración de la subcuenca  $t_r = t_p$ . El pico de los escurrimientos ocurre cuando todo el flujo que proviene de cada parte de la subcuenca coincide en la salida. El gasto pico de escurrimiento se calcula utilizando la fórmula  $Q = C i A$  y el volumen escurrido es  $C i A t_p$ .

El segundo caso considera una duración del yetograma mayor que el tiempo de concentración de la subcuenca ( $t_r > t_p$ ), por lo tanto el escurrimiento máximo es alcanzado antes de finalizar la tormenta, y se calcula igual que en el caso uno.

Para el tercer caso, el tiempo de concentración de la subcuenca

es mayor que la duración del yetograma, por lo que al finalizar este, no todas las subcuencas han contribuido. El gasto pico de escurrimiento se calcula como:

$$Q = \left( \frac{2 t_r}{t_r + t_p} \right) C i A \text{ y el volumen escurrido es } C i A t_r$$

#### TIEMPO DE CONCENTRACION.

El tiempo de concentración se define como el tiempo requerido para que el escurrimiento superficial de la parte más alejada de la cuenca hidrológica alcance el punto bajo consideración.

Para este método el tiempo de concentración se divide en el tiempo de escurrimiento sobre la superficie o tiempo de entrada, y el tiempo de escurrimiento por el sistema como se explicó en el capítulo 3. Para la determinación del tiempo de entrada, la ecuación de la onda cinemática refleja las características geomorfológicas y yetográficas de la cuenca hidrológica, razón por la que se recomienda. La ecuación es:

$$t_c = 6.916 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{(Cf)^{0.4} S^{0.3}}$$

donde:

$t_c$  = tiempo de concentración superficial (minutos)

- L = longitud superficial del escurrimiento (metros)
- Ci = exceso de intensidad de precipitación ( mm/hr ); es el resultado de multiplicar la intensidad de lluvia y su respectivo coeficiente de escurrimiento calculado con el método de Hoad ( capítulo 1 ).
- n = coeficiente de rugosidad de Manning
- S = pendiente superficial.

**TRANSITO HIDROLOGICO.**

El propósito del tránsito hidrológico es incluir las consecuencias de la distribución yetográfica sobre la cuenca, la capacidad de los sistemas de conducción los efectos de los sistemas de almacenamiento para la atenuación de los hidrogramas en los sitios aguas arriba, y el efecto de las condiciones geomorfológicas de la subcuenca.

El tránsito hidrológico en el desarrollo del Método, se considera que consta del tránsito yetográfico y el tránsito hidráulico.

El tránsito yetográfico inferido para una subcuenca, es la superposición cronológica de subhidrogramas provenientes de las secuencias de los yetogramas unitarios, con el desfaseamiento de los subhidrogramas de acuerdo con la posición cronológica de cada yetograma unitario.

El tránsito hidráulico es inferido como la transposición lineal de los subhidrogramas transitados yetográficamente en la cuenca aguas arriba del punto bajo consideración con el desfaseamiento de los mismos de acuerdo al tiempo promedio del recorrido hasta el punto en consideración.

El tránsito hidrológico, como ha sido descrito; puede ser realizado gráficamente. Sin embargo, para un sistema grande compuesto de más de una subcuenca con características geomorfológicas diferentes y distintos patrones yetográficos, la programación del cálculo puede ser fácilmente codificado con simples operaciones algebraicas lineales.

Los tres casos de subhidrogramas previamente desarrollados pueden ser generalizados por una expresión algebraica simple como sigue:

Caso A:  $t_r \leq t_p$

para  $t \leq t_r$       $Y = \frac{2t_r t}{(t_r + t_p) t_r}$

para  $t > t_r$       $Y = \frac{2t_r (t_r + t_p - t)}{(t_r + t_p) t_p}$

Caso B:  $t_r > t_p$

para  $t \leq t_p$       $Y = \frac{t}{t_p}$

para  $t_p < t < t_r$       $Y = 1$

para  $t \geq t_r$       $Y = \frac{t_r + t_p - t}{t_p}$

donde:

- $t$  = tiempo desde el principio de la intensidad  $i$
- $Y$  = ordenada unitaria del hidrograma en cada instante
- $t_p$  = duración del yetograma unitario con intensidad uniforme.
- $i$  = intensidad uniforme del yetograma.

Para una subcuenca con patrones de coeficiente de escurrimiento variable y un yetograma de diseño constituido por yetogramas uniformes cronológicos, el subhidrograma puede ser expresado en la forma matricial  $Q = Y C i A$ .

O en la forma desarrollada que se presenta en la tabla 4.2.1

Para obtener un yetograma superficial los subhidrogramas yetográficos son simplemente desfasados por el tiempo de recorrido hasta su ubicación en el sistema bajo consideración y se suman sus coordenadas.

#### DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Primeramente se calcula el tiempo de recorrido por el sistema ( $t_s$ ) en la misma forma que se hizo en el Método Racional Americano; esto es, suponiendo una velocidad media de recorrido por el tubo, la cual estará sujeta a revisión.

En este ejemplo luego de varios tanteos, obtuvimos una velocidad

TABLA 4.2.1

$Y_{01}$	0	0	-	-	-	0	x	$C_1 t_1 A$	$Q_1$
$Y_{11}$	$Y_{02}$	0	-	-	-	0		$C_2 t_2 A$	$Q_2$
$Y_{21}$	$Y_{12}$	$Y_{03}$	-	-	-	0		$C_3 t_3 A$	$Q_3$
$Y_{31}$	$Y_{22}$	$Y_{13}$	-	-	-	0		-	-
-	-	-	-	-	-	-		-	-
-	-	-	-	-	-	$Y_{0n}$		-	-
$Y_{n1}$	-	-	-	-	-	$Y_{1n}$		-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	
0	0	0	0	0	0	$Y_{kn}$	$C_n t_n A$	$Q_k$	

Forma matricial de un subhidrograma yetográfico resultante de  $n$  yetogramas uniformes y un modelo de coeficientes de escurrimiento variables en un área drenada.

media de  $v = 0.41$  m/seg., y como la distancia es  $l = 125$  m. tenemos que  $t_s = l/v = 5.1$  min.

El cálculo del tiempo de concentración y del tiempo base se presenta en la tabla 4.2.2. Para tal efecto se consideraron los siguientes valores:  $n = 0.03$ ,  $L = 50$  m y  $S = 0.001$

En este elemento del sistema de alcantarillado el caso de subhidrograma para determinar las ordenadas unitarias del hidrograma ( $Y$ ) es para  $t_r \leq t_p$  y  $t > t_r$  donde:

$$Y = \frac{2 t_r (t_r + t_p - t)}{(t_r + t_p) t_p} = \frac{2 t_r}{t_b} \frac{t_b - t}{t_p}$$

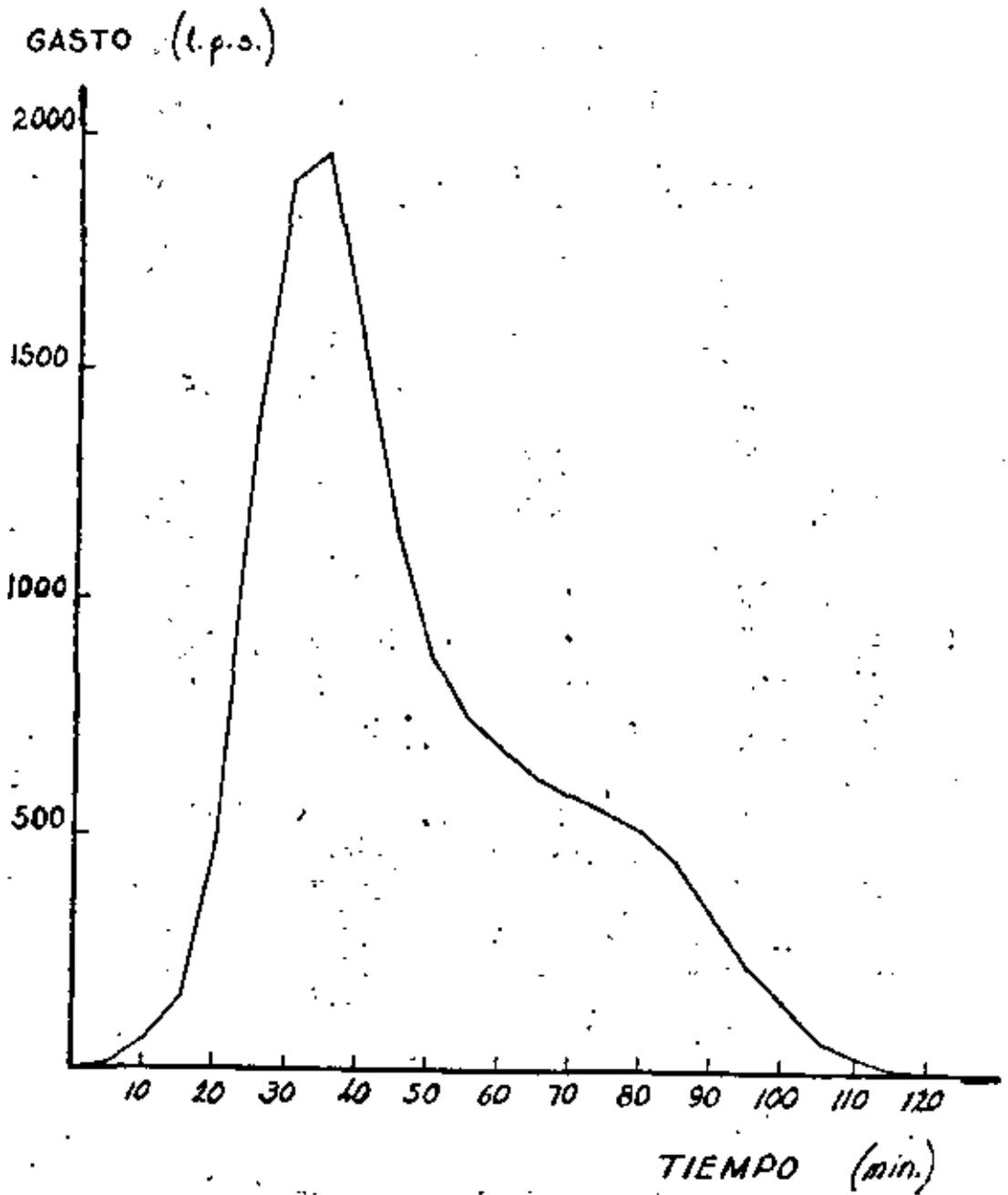
Los resultados que se obtuvieron al resolver la matriz  $[Q] = [Y] [C \text{ i } A]$  se presentan en la tabla 4.2.3. en donde los valores de  $(C \text{ i } A)$  se dividieron entre 3600 para tener el resultado en litros por segundo. El hidrograma resultante se muestra en la fig. 4.2.1.

Con el gasto máximo para este elemento que es de  $0.262$  m<sup>3</sup>/seg. podemos rectificar el valor del tiempo de recorrido por el sistema (tubo de  $d_c = 0.762$  m) de la misma manera descrita anteriormente, obteniendo un valor de  $t_b = 4.9$  min semejante al valor inicial.

TABLA 4.2.2.

Tiempo desde el inicio de la tormenta.	Intervalo de tiempo.	Coefficiente de escurrimiento.	Intensidad de lluvia.	Tiempo de escurrimiento superficial.	Tiempo de escurrimiento por el sistema.	Tiempo de concentración.	Tiempo base.
t	t <sub>r</sub>	$C = x \frac{t}{t+8} + (1-x) \frac{0.5t}{t+15}$	i	t <sub>c</sub>	t <sub>s</sub>	t <sub>p</sub> = t <sub>c</sub> + t <sub>s</sub>	t <sub>b</sub> = t <sub>p</sub> + t <sub>r</sub>
(min)	(min)		(mm/hr.)	(min)	(min)	(min)	(min)
5	5	0.25	21.66	35.65	5.1	40.75	45.75
10	5	0.38	26.68	27.78	5.1	32.88	37.88
15	5	0.45	36.24	22.94	5.1	28.04	33.04
20	5	0.50	109.29	14.14	5.1	19.24	24.24
25	5	0.54	205.41	10.65	5.1	15.75	20.75
30	5	0.56	70.80	16.08	5.1	21.18	26.18
35	5	0.58	51.66	17.98	5.1	23.08	28.08
40	5	0.60	41.07	19.45	5.1	24.55	29.55
45	5	0.61	35.77	20.42	5.1	25.52	30.52
50	5	0.62	31.89	21.24	5.1	26.34	31.34
55	5	0.63	28.56	22.05	5.1	27.15	32.15
60	5	0.64	26.40	22.61	5.1	27.71	32.71
65	5	0.65	24.74	23.07	5.1	28.17	33.17
70	5	0.65	22.71	23.87	5.1	28.97	33.97
75	5	0.66	21.66	24.18	5.1	29.28	34.28
80	5	0.67	20.61	24.52	5.1	29.62	34.62

4-16



METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL  
DISEÑO DEL COLECTOR

FIG. 4.2.2



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**HIDRAULICA DE REDES DE ATARJEAS Y COLECTORES**

**DR. RAUL CUELLAR CHAVEZ**

**AGOSTO, 1982**

## SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

### HIDRAULICA DE REDES DE ATARJEAS Y COLECTORES

#### I. INTRODUCCION

1. Las aguas residuales que se generan en áreas urbanas debido a las actividades domésticas, comerciales, públicas e industriales deben ser evacuadas del sitio donde se originan a través de un sistema de recolección, transporte y disposición, lo más rápido posible para prevenir que se presenten condiciones sépticas por la descomposición de la materia orgánica que contienen y para evitar que se acumulen dado que la generación de estos residuos es continua.
2. En las zonas urbanas se requiere efectuar el transporte de las aguas residuales mediante conductos cerrados para proteger a la población de posibles accidentes y mantener condiciones adecuadas de saneamiento. En áreas despobladas se puede obtener un ahorro económico considerable empleando canales a cielo abierto o arroyos naturales que no transporten escurrimientos pluviales durante la mayor parte del año.
3. Una vez que se tienen definidos los posibles trazos de la red de alcantarillado y se han determinado los caudales de aguas residuales a manejar, es necesario realizar el diseño hidráulico de los colectores con el fin de establecer el diámetro, la pendiente y la longitud de los tramos de conducción.
4. El objetivo principal del diseño hidráulico es optimizar el tamaño y la pendiente de las tuberías aprovechando al máximo el desnivel disponible en el terreno. En estos apuntes se presentan los fundamentos del análisis hidráulico de alcantarillados, se exponen los principales aspectos del diseño conceptual de una red de colectores y se plantea el proceso de dimensionamiento de las tuberías aplicando un ejemplo y finalmente se proporciona una relación de referencias bibliográficas.

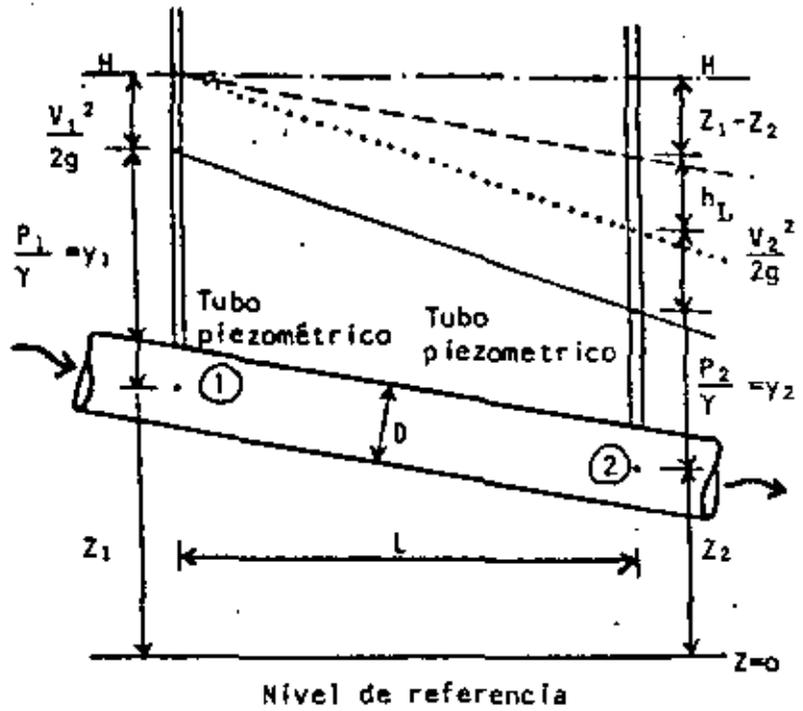
## II. FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA

1. La red de colectores de un alcantarillado debe transportar el caudal máximo de diseño trabajando a flujo lleno, sin embargo no es deseable que las tuberías trabajen a presión para evitar que el flujo se invierta en las conexiones de las casas y edificios, y para mantener siempre un espacio para ventilación.
2. Los escurrimientos de aguas residuales presentan variaciones extremas durante el día, por lo que las tuberías se diseñan trabajando parcialmente llenas, como si se tratara de canales abiertos, excepto en aquellos sitios donde se requieren estaciones de bombeo y obras accesorias.
3. La fuerza predominante que induce el flujo en tuberías semillenas es la acción de la gravedad. La fuerza que se opone al flujo es el esfuerzo cortante producido en las paredes de la conducción debido a la viscosidad del fluido y a la rugosidad del material de la tubería.
4. En la Fig. 1 se muestran los diagramas representativos de una conducción trabajando llena (a presión) y otra trabajando parcialmente llena (superficie libre). En la tubería a presión la línea del gradiente hidráulico indica la elevación del agua en dos tubos piezométricos, representando la carga de presión disponible. En el caso del flujo con superficie libre éste se encuentra sujeto a la acción de la presión atmosférica y la línea del gradiente hidráulico corresponde al perfil de la superficie del agua.
5. La línea del gradiente de energía representa la suma de la energía potencial ( $z$ ), la carga de presión ( $y$ ) y la carga de velocidad ( $V^2/2g$ ). Las pérdidas de energía están representadas por  $h_L$ .
6. Existen dos ecuaciones fundamentales que se aplican al análisis del flujo en conducciones:

### a) Ecuación de Continuidad

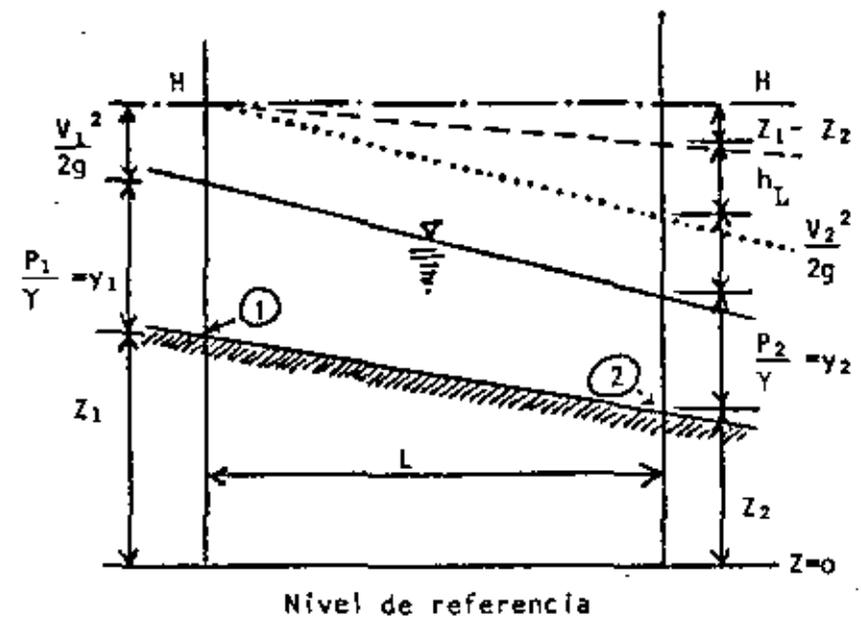
A partir del principio de conservación de la masa (la masa de fluido no puede ser creada o destruida) se deriva la ecuación para fluidos incompresibles ( $\rho = \text{cte}$ ) con flujo estable:

$$Q = VA = V_1 A_1 = V_2 A_2$$



Nivel de referencia

FLUJO A PRESION EN  
TUBERIAS



Nivel de referencia

FLUJO CON SUPERFICIE  
LIBRE EN CANALES

Fig. 1 CARACTERISTICAS DEL FLUJO A PRESION Y DEL FLUJO CON SUPERFICIE LIBRE

### b) Ecuación de Energía

A partir del principio de conservación de la energía (la energía no se crea o se destruye sólo se transforma) se deriva la ecuación de Bernoulli para fluidos incomprensibles ( $\rho = \text{cte}$ ) en ausencia de transferencia de energías mecánica y de calor, y flujo estable:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_{L_{1-2}} = H$$

7. De acuerdo a la Fig. 1, en el caso del flujo a presión se tiene:

$$h_{L_{1-2}} = (p_1 - p_2) + (z_1 - z_2) + \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

Si el diámetro de la tubería y el caudal no cambian, entonces:

$$d_1 = d_2 \quad A_1 = A_2 \quad Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad V_1 = V_2$$

$$h_{L_{1-2}} = (p_1 - p_2) + (z_1 - z_2)$$

8. El flujo estable o permanente se presenta en una conducción cuando el caudal en cualquier sección transversal permanece constante con respecto al tiempo ( $\partial Q / \partial t = 0$ ). El flujo uniforme ocurre cuando los elementos de flujo (tirante y velocidad) permanecen constantes a lo largo de la conducción ( $\partial V / \partial s = 0$ ).
9. En conducciones con flujo de superficie libre se considera que el flujo es variado cuando el tirante cambia de una sección a otra. El flujo puede ser gradualmente o rápidamente variado.
10. En tuberías trabajando parcialmente llenas de gran longitud, con caudal, sección transversal y pendiente suave constantes, se presenta el flujo estable y uniforme cuando las pérdidas de energía, debidas principalmente al efecto de fricción en las paredes de la conducción, son absorbidas por la energía potencial disponible proporcionada por la pendiente del terreno. De acuerdo a la Fig. 1 se tiene:

$$h_{L_{1-2}} = (y_1 - y_2) + (z_1 - z_2) + \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

Si el tirante del agua y el caudal no cambian, entonces:

$$y_1 = y_2 \quad A_1 = A_2 \quad Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad V_1 = V_2$$

$$h_{L1,2} = (z_1 - z_2) = S \text{ (desnivel del terreno)}$$

En este caso, las líneas de los gradientes hidráulico y de energía son paralelos a la pendiente del fondo de la conducción.

11. En la realidad, el flujo estable y uniforme se presenta únicamente en conducciones con pendiente suave y en tramos largos. Sin embargo los casos de flujo gradualmente variado se pueden analizar con una buena aproximación suponiendo que ocurre el flujo estable y uniforme. El flujo gradualmente variado resulta de los cambios graduales de tirante en tramos relativamente largos, debido a los cambios en la pendiente, áreas de las secciones transversales, rugosidad y obstrucciones de la conducción. Este tipo de flujo ocurre en la mayoría de los cauces naturales, canales y tuberías.
12. Los escurrimientos pluviales se caracterizan por los cambios rápidos en el flujo durante períodos relativamente cortos de precipitación. En este caso los cambios abruptos en el régimen de flujo producen un flujo rápidamente variado.
13. Otros casos de flujo rápidamente variado se tienen cuando existen cambios bruscos en la sección transversal y en la pendiente del fondo de la conducción. La profundidad de la superficie libre del agua cambia rápidamente de un sitio a otro. Se considera que estos casos son especiales debido a que se presentan con menos frecuencia y requieren de un análisis diferente al que se aplica al flujo estable y uniforme. Existen 12 clasificaciones de perfiles de superficie del agua para describir los cambios típicos que pueden ocurrir en la transición de un tipo de régimen de flujo a otro.
14. Para una sección transversal y un caudal determinado, el tirante en el cual ocurre el flujo estable y uniforme se denomina *tirante normal* y su magnitud depende de la pendiente de la conducción. Se define como energía específica ( $E_s$ ) a la suma de las cargas de presión y velocidad, medidas éstas a partir del fondo de la conducción ( $E_s = y + v^2/2g$ ). El *tirante crítico* se presenta cuando la energía específica es mínima.

Para pendientes suaves el tirante normal es mayor que el tirante crítico y el flujo se denomina subcrítico. En pendientes pronunciadas el tirante

normal es menor que el tirante crítico y el flujo se clasifica como supercrítico. Cuando ocurre una transición del flujo subcrítico al flujo supercrítico se presenta el tirante crítico.

15. Para facilitar el diseño de conducciones se han desarrollado un gran número de ecuaciones empíricas que son aplicables para flujo estable y uniforme. En el Cuadro 1 se describen las ecuaciones más empleadas. Dichas ecuaciones pueden ser representadas por expresiones generales del siguiente tipo:

$$V = K R^w S^u$$

$$h_f = k \left( \frac{L}{D^v} \right) Q^x$$

Los coeficientes de estas ecuaciones varían de acuerdo, a:

$$K = \sqrt{2gI} \quad , \quad 0.397/n, \quad 0.3546C_{HW}, \quad 0.5C_{cH}$$

$$w = 0.67 - 0.50$$

$$u = 0.54 - 0.50$$

$$v = 5.33 - 3.00$$

$$x = 2.00 - 1.852$$

16. Para un caudal, pendiente y rugosidad determinados, la sección hidráulica más eficiente es aquella que presenta el perímetro mojado mínimo. Para una área dada, el círculo tiene el menor perímetro mojado por lo que una conducción semicircular transportará más caudal que cualquier otra forma de sección. La mayoría de los sistemas de alcantarillado urbano se construyen con tuberías circulares y en ocasiones en áreas rurales se emplean canales rectangulares y trapezoidales.

Ecuación	Expresión	Significado del coeficiente	Expresión para tuberías circulares*	Relaciones entre coeficientes	Aplicación principal
CHEZY	$V = CR^{1/2} S^{1/2}$	$C = \sqrt{2g/C_f}$ $C_f$ = coeficiente de arrastre	$V = 0.5CD^{1/2} S^{1/2}$ $h_f = \frac{6.485}{C^2 D^5} LQ^2$	$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ $C = 8.854/f^{1/2}$	Canales y tuberías parcialmente llenas
MANNIG	$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$	$n$ = coeficiente de fricción	$V = \frac{0.40}{n} D^{2/3} S^{1/2}$ $h_f = \frac{10.3 n^2 L}{D^{16/3}} Q^2$	$n = \frac{1}{C} R^{1/6}$ $n = 0.226R^{1/6} f^{1/2}$	Canales y tuberías parcialmente llenas
DARCY-WEISBACH	$V = \frac{8.854}{f^{1/2}} R^{1/2} S^{1/2}$	$f$ = coeficiente de fricción $f = F(Re, D/r)$	$V = \frac{4.427}{f^{1/2}} D^{1/2} S^{1/2}$ $h_f = \frac{0.065fL}{D^5} Q^2$	$f = \frac{78.4}{C}$ $f = \frac{19.6n^2}{R^{1/3}}$	Tuberías a presión
HAZEN-WILLIAMS	$V = 0.8493CR^{0.63} S^{0.54}$	$C$ = coeficiente de rugosidad	$V = 0.3546CD^{0.63} S^{0.54}$ $h_f = \frac{10.78L}{C^{1.852} D^{4.87}} Q^2$		Tuberías a presión

\*  $R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$

Cuadro 1 CARACTERISTICAS DE LAS PRINCIPALES ECUACIONES PARA ANALISIS HIDRAULICO EN CONDUCCIONES

### III. DISEÑO CONCEPTUAL

1. Todo proyecto de sistema de alcantarillado requiere previamente de un estudio a nivel "gran visión" para evaluar en forma preliminar las alternativas factibles de recolección, conducción y disposición de aguas residuales de un centro urbano. Estos trabajos involucran el análisis de diferentes horizontes de planeación (corto, mediano y largo plazo) considerando las alternativas factibles y sus costos preliminares.
2. En esta etapa es conveniente definir la posibilidad de separar las aguas residuales de los escurrimientos pluviales, de tal forma que se tome una decisión respecto a contar con un alcantarillado separado o uno combinado. Esta Decisión depende principalmente de las condiciones socioeconómicas de la población a servir.
3. Desde el punto de vista del control de la contaminación del cuerpo receptor de agua (río, lago, estuario, mar, suelo), a donde se van a vertir las aguas residuales, es más conveniente separar los dos tipos de agua. De hecho así lo establece la Ley Federal de Aguas. Las aguas residuales deben someterse a un tratamiento previo antes de ser descargadas.
4. La importancia del sitio de disposición de las aguas residuales se refleja en el diseño hidráulico de la red de colectores, debido a que la cota de elevación de dicho sitio debe normar las pendientes de las tuberías, de tal forma que se evite (de ser posible) la instalación de estaciones de bombeo.
5. Un sistema de alcantarillado está integrado por la red de atarjeas (ramales secundarios), subcolectores, colectores e interceptores (emisiones), así como estaciones de bombeo, planta de tratamiento de aguas residuales y estructura de descarga.
6. A inicio de la elaboración del proyecto se establecen las posibles retas de escurrimiento, tratando de aprovechar al máximo el desnivel topográfico y de obtener el mínimo de "cabezas" de colectores. Existen varios métodos para establecer rutas de flujo, el más común es el sistema denominado en "bayoneta"
7. Una vez definida el área total a servir y sus futuras ampliaciones, se definen las subáreas de aportaciones y se establecen la localización de los interceptores, colectores, subcolectores y atarjeas.

#### IV. DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

1. Los principales factores que efectúan el flujo del agua en los sistemas de alcantarillado son:
  - a) Pendiente
  - b) Area de la sección transversal
  - c) Rugosidad de las tuberías
  - d) Condiciones de flujo
  - e) Obstrucciones
  - f) Tipo de aguas residuales
2. Los diámetros y las pendientes de los colectores deben ser tales que proporcionen la capacidad hidráulica suficiente para transportar los flujos máximo y mínimo, asegurando que siempre exista una ventilación adecuada y que se tenga velocidades de autolimpieza para prevenir la formación de depósitos de sólidos sedimentables.
3. En el diseño de los colectores se busca obtener el mejor aprovechamiento de la pendiente natural del terreno para que las tuberías trabajen por gravedad y se reduzcan al mínimo las excavaciones y bombeos. Esto implica encontrar la combinación de diámetros y pendientes óptimas.
4. A mayores velocidades se obtienen mayores caudales y menores diámetros, pero quizá se requieran mayores pendientes que las que proporciona la inclinación natural del terreno, por lo que mayores pendientes involucran mayores excavaciones y bombeos.
5. Por otro lado, pendientes menores demandan mayores diámetros y originan menores velocidades, limitando la capacidad hidráulica de las tuberías y preciendo el azolve del área de flujo.
6. Existen restricciones de diseño que establecen las instituciones responsables de los proyectos de sistemas de alcantarillado, como son las normas de diseño de SAHOP.
  - a) Caudales de diseño
    - $Q_{\text{máx. extraordinario}} = 1.5 Q_{\text{máx. instantáneo}}$
    - $Q_{\text{máx. instantáneo}} = M Q_{\text{med.}}$
    - M= coeficiente de Harmon
    - $Q_{\text{mín. diseño}} = 0.5 Q_{\text{med.}}$

## b) Diámetros y pendientes de tuberías

"Deberá 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 exponenciales y en casos normales el de 1.5 cm

Diámetro mínimo recomendado: 20 cm

Pendientes mínimas recomendadas:

- i) Casos normales: (ver tabla)
- ii) Q mín: Aquella que produce una V mín= 0.60 m/s a tubo lleno
- iii) Q máx: Aquella que produce una V máx= 3.0 m/s a tubo lleno
- iv) Casos excepcionales
  - Q mín: Aquella que produce una V mín= 0.30 m/s
  - Aquella que produce una V máx= 3.0 m/s
  - Q máx: Aquella que produce una V máx= a tubo parcialmente lleno

## c) Cálculo hidráulico:

Fórmula de Manning:  $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

7. En el flujo de una tubería trabajando parcialmente llena se presenta el problema de determinar el área, el perímetro mojado y el radio hidráulico para varias condiciones, por lo que para facilitar el cálculo interactivo se han elaborado Tablas, diagramas y nomogramas. (Ver Anexo I) que relacionan  $d/D$  con los otros elementos geométricos del flujo.
8. Para diversas clases de materiales empleados en tuberías se han establecido recomendaciones para el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, tal como se indica a continuación:

<u>Material</u>	<u>n(Manning)</u>
Asbesto cemento	0.010
Concreto liso (tuberías pre-fabricadas)	0.013
Concreto áspero (Tuberías colocadas en el sitio)	0.016
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimiento	0.014
Acero soldado con revestimiento	0.011
Plástico P.V.C.	0.009

9. En igual forma se han establecido velocidades máximas recomendadas para diferentes tipos de materiales de tuberías:

<u>Material</u>	<u>V máx. (m/s)</u>
Concreto simple	3.0
Concreto reforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0
P.V.C.	5.0

10. Una vez determinadas las aportaciones de aguas residuales en cada tramo de la red de colectores, se realiza el dimensionamiento hidráulico del sistema. En general, para cada tramo se presentan dos o tres alternativas de combinaciones de diámetros y pendientes.
11. El método convencional que se sigue consiste en seleccionar el diámetro más económico que cumple con las restricciones de las normas de diseño y finalmente se comprueba que el diseño general del sistema satisfaga la cota de control fijada en el sitio de disposición (descarga o planta de tratamiento), tratando de evitar al máximo el tener que instalar estaciones de bombeo. En caso de que no se satisfaga lo anterior, se realizan iteraciones para cada tramo y para el conjunto de la red hasta optimizar el diseño. Este procedimiento se efectúa mediante cálculos "a mano".

12. Se han desarrollado modelos de computadora que mediante la aplicación de métodos de aproximación secuencial se optimiza el costo de los sistemas de alcantarillado. Estos modelos consideran los costos de las tuberías e instalación y de las excavaciones a través de la expresión:

$$C = a + b D^2 + c y^{-2}$$

donde:

C= costo de construcción (\$/m Longitud tubería)

a= Coeficiente de instalación

b= Coeficiente de tipo de material de la tubería (\$/m de diámetro)

D= Diámetro comercial de tubería (m)

c= Coeficiente de excavación (\$/m profundidad)

y= Profundidad de excavación a nivel de plantilla (m)

13. En general, aproximadamente el 80% del costo de construcción de una red de colectores corresponde al costo de las tuberías y su instalación. El 15% del costo de construcción corresponde a pozos de visita y el resto a otros conceptos. Es obvio que estas proporciones no se cumplen cuando se tienen excavaciones en materiales duros y cuando se requieren obras accesorias y especiales de alto costo.

# EJEMPLO DE CALCULO HIDRAULICO

13

$Q_{\max} = 3.500 \text{ l/s}$  Caudal de aguas negras a futuro en el tramo acumulado.

$Q_{\text{inf.}} = 0.185 \text{ l/s-ha} (1.35 \text{ ha}) = 0.250 \text{ l/s}$

Infiltración:  $80 \text{ m}^3/\text{Km-día}$   
 $0.185 \text{ l/s-ha}$

$Q_{\min} = 0.170 \text{ l/s}$  Caudal de aguas negras actual en el tramo acumulado

Pendiente del terreno  $S = \frac{5.97 - 5.45}{97} \times 1000 = (+) 5.4 \text{ milésimas}$

Suponiendo un diámetro de  $\phi = 200 \text{ mm}$

$\frac{d}{D} = 1.0 \rightarrow \frac{A}{D^2} = 0.7854 \rightarrow A = 0.7854 (0.200 \text{ m})^2 = 0.0314 \text{ m}^2$

$\rightarrow \frac{R}{D} = 0.250 \rightarrow R = 0.250 (0.200 \text{ m}) = 0.0500 \text{ m}$

$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.013} (0.050 \text{ m})^{2/3} (0.0054)^{1/2} = 0.75 \text{ m/s} \underline{\text{OK}}$

$Q = VA = (0.75 \text{ m/s})(0.0314 \text{ m}^2) = 23.6 \text{ l/s}$

$\frac{Q_{\max}}{Q} = \frac{3.750 \text{ l/s}}{23.600 \text{ l/s}} = 0.159 \rightarrow \frac{d}{D} = 0.28 \rightarrow d = 0.056 \text{ m}$

$\rightarrow \frac{v}{V} = 0.75 \rightarrow v = 0.56 \text{ m/s} \underline{\text{OK}}$

$\frac{Q_{\min}}{Q} = \frac{0.420 \text{ l/s}}{23.600 \text{ l/s}} = 0.018 \rightarrow \frac{d}{D} = 0.09 \rightarrow d = 0.018 \text{ m}$

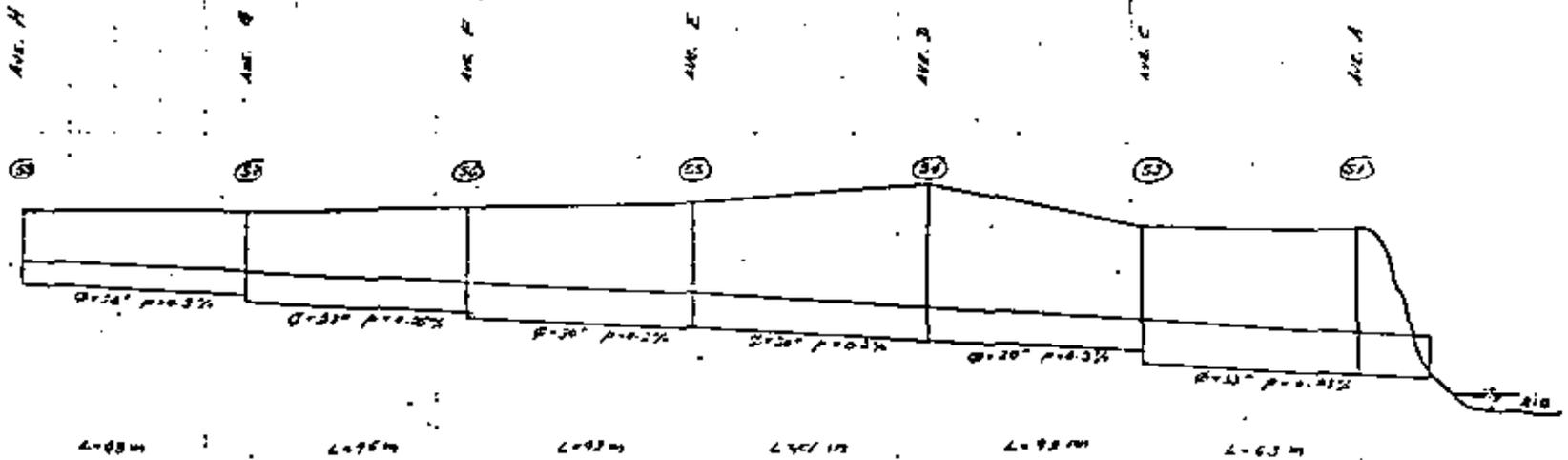
$\rightarrow \frac{v}{V} = 0.34 \rightarrow v = 0.255 \text{ m/s}$

No satisface la norma de  $v_{\min} \geq 0.30 \text{ m/s}$ , por lo que se requiere incrementar la pendiente dado que ya se supuso el diámetro mínimo recomendable. En otros casos convendría reducir el diámetro si es que no se supuso el mínimo en la primera iteración.

CALLE	Pozos No.		Longitud (m)	Cotas Terreno		Areas		Gasto Futuro ( $Q_{\text{máx}}$ )		Gasto Actual ( $Q_{\text{mín}}$ )		Terreno Pendiente (milésimas)
	Desde	Hasta		Inicial (m)	Final (m)	Parcial (Ha)	Acumulada (Ha)	Aguas Negras (l/s)	A.N.+ Infil. (l/s)	Aguas Negras (l/s)	A.N.+ Infil. (l/s)	
Av. X	12	11	96.0	5.97	5.67	0.47	1.13	2.970	3.179	0.140	0.849	(+) 3.1
Av. X	12	19	97.0	5.97	5.45	0.47	1.35	3.500	3.750	0.170	0.420	(+) 5.4

Diámetro Tubería (mm)	Capacidad Máxima $Q_{\text{lleno}}$ (l/s)	Velocidad Máxima $V_{\text{lleno}}$ (m/s)	Tirante		Velocidad		Pendiente Tubería (milésimas)	Profundidad Plantilla (m)	Cotas Plantilla	
			Máx (m)	Mín (m)	Máx (m/s)	Mín (m/s)			Inicial (m)	Final (m)
200	24.100	0.75	0.07	0.03	0.37	0.27	5.0	0.48	4.07	3.59
200	29.000	0.93	0.06	0.02	0.53	0.30	8.0	0.77	4.80	4.02

### PERFIL DE LA CALLE B



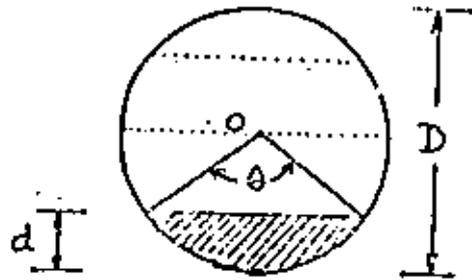
CONDICIONES	CONDICIONES	CONDICIONES	CONDICIONES	CONDICIONES	CONDICIONES	CONDICIONES	CONDICIONES
CADENAMIENTOS							
ESTA TERRENO							
CON LICENCIA							

## BIBLIOGRAFIA

- . "Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers", ASCE-WPCF Manual of Practice No. 9, Segunda Edición, 1972.
- . Chow, Ven Te. "Open-Channel Hydraulics", Mc Graw-Hill Book Co., 1959.
- . Clark, J.W., W. Viessman y M.J. Hammer. "Water Supply and Pollution Control", International Texbook Co., 1971.
- . Metcalf and Eddy, Inc. "Wastewater Engineering: Collection, Treatment and Disposal", Mc Graw-Hill Book Co., 1972.
- . Metcalf and Eddy, Inc. "Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater", Mc Graw-Hill Book Co., Segunda Edición, 1980.
- . Metcalf and Eddy, Inc. "Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse", Mc Graw-Hill Book Co., Segunda Edición, 1979.
- . Solano, M. "Apuntes del Curso de Sistemas de Alcantarillado", Maestría en Ingeniería Sanitaria, DEPI, UNAM, 1970.
- . "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana, SAHOP", 1979.
- . Bonilla, U. D. "Diseño Óptimo de Redes de Aguas Negras", Curso Corto sobre Sistemas de Alcantarillado, CECFI, UNAM, 1977.
- . "Método Secuencial para el Diseño Óptimo de Redes de Alcantarillado" (Sin publicar), 1981.

## ANEXO I

TABLAS, GRAFICAS Y NOMOGRAMAS  
PARA EL DISEÑO, HIDRAULICO DE  
COLECTORES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO



Condiciones:

- a)  $d = D$
- b)  $d > D/2$
- c)  $d = D/2$
- d)  $d < D/2$

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{2} (1 - \cos \frac{\theta}{2})$$

$$\cos \frac{\theta}{2} = \left( \frac{d - D/2}{D/2} \right)$$

$$\frac{P}{P} = \frac{\theta}{360^\circ}$$

$$P = \pi D$$

$$\frac{R}{A} = \left( \frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\sin \theta}{2\pi} \right)$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\frac{r}{R} = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\sin \theta (360^\circ)}{2\pi \theta} \right)$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \left( \frac{r}{R} \right)^{2/3} \left( \frac{R}{S} \right)^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{N} R^{2/3} S^{1/2} \quad Q = VA$$

suponiendo  $\frac{R}{S} = 1$ 

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \left( \frac{r}{R} \right)^{2/3}$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{a}{A} \cdot \frac{N}{n} \left( \frac{r}{R} \right)^{2/3}$$

AUTOLIPIEZA:

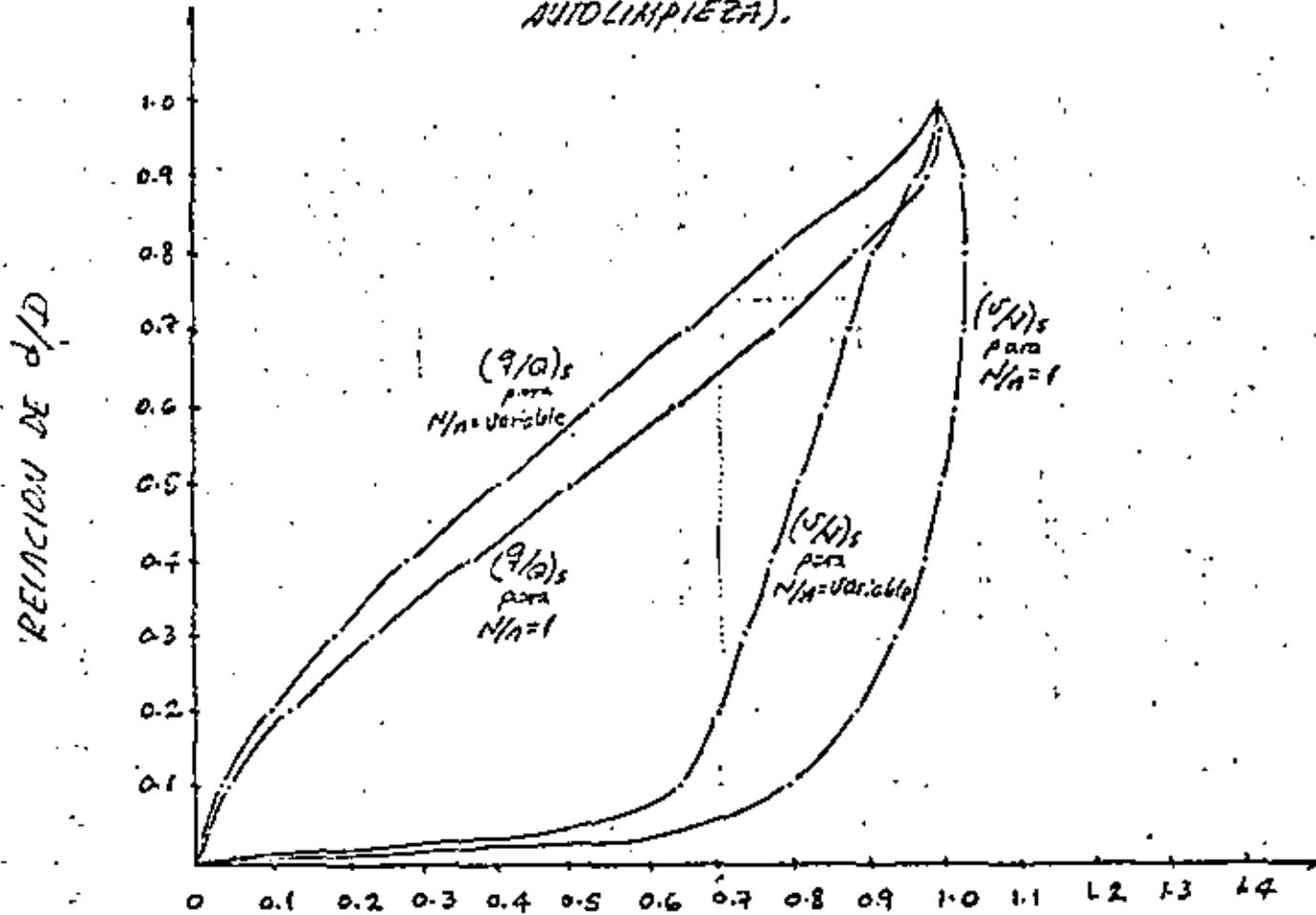
$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \left( \frac{r}{R} \right)^{1/6}$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{a}{A} \cdot \frac{N}{n} \left( \frac{r}{R} \right)^{1/6}$$

d/D	$\theta$	P/P	a/A	T/R	$(T/R)^{1/6}$	N/n	Q/Q	Q/Q	(V/V) <sub>s</sub>	(Q/Q) <sub>s</sub>	(V/V) <sub>s</sub>	(Q/Q) <sub>s</sub>
									para N/n = 1	AUTOLIMPIEZA para N/n = 1	AUTOLIMPIEZA para N/n = 1	
0.10	72.6°	0.204	0.052	0.254	0.796	0.82	0.401	0.021	0.796	0.041	0.659	0.034
0.20	106.4°	0.255	0.143	0.482	0.836	0.79	0.615	0.088	0.836	0.129	0.700	0.100
0.30	132.8°	0.369	0.252	0.684	0.937	0.78	0.775	0.156	0.937	0.237	0.733	0.185
0.40	157.0°	0.436	0.373	0.857	0.975	0.79	0.902	0.237	0.975	0.364	0.770	0.280
0.50	180.0°	0.500	0.500	1.000	1.000	0.81	1.000	0.500	1.000	0.500	0.810	0.505
0.60	203.0°	0.564	0.626	1.110	1.018	0.83	1.072	0.671	1.018	0.638	0.845	0.530
0.70	227.2°	0.631	0.748	1.185	1.029	0.85	1.120	0.838	1.029	0.773	0.875	0.655
0.80	253.6°	0.705	0.852	1.217	1.033	0.83	1.140	0.938	1.033	0.825	0.908	0.780
0.90	283.0°	0.775	0.927	1.192	1.030	0.94	1.124	1.066	1.030	0.978	0.958	0.920
1.00	360.0°	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

RELACIONES DE ELEMENTOS HIDRAULICOS DE COLECTORES  
CIRCULARES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

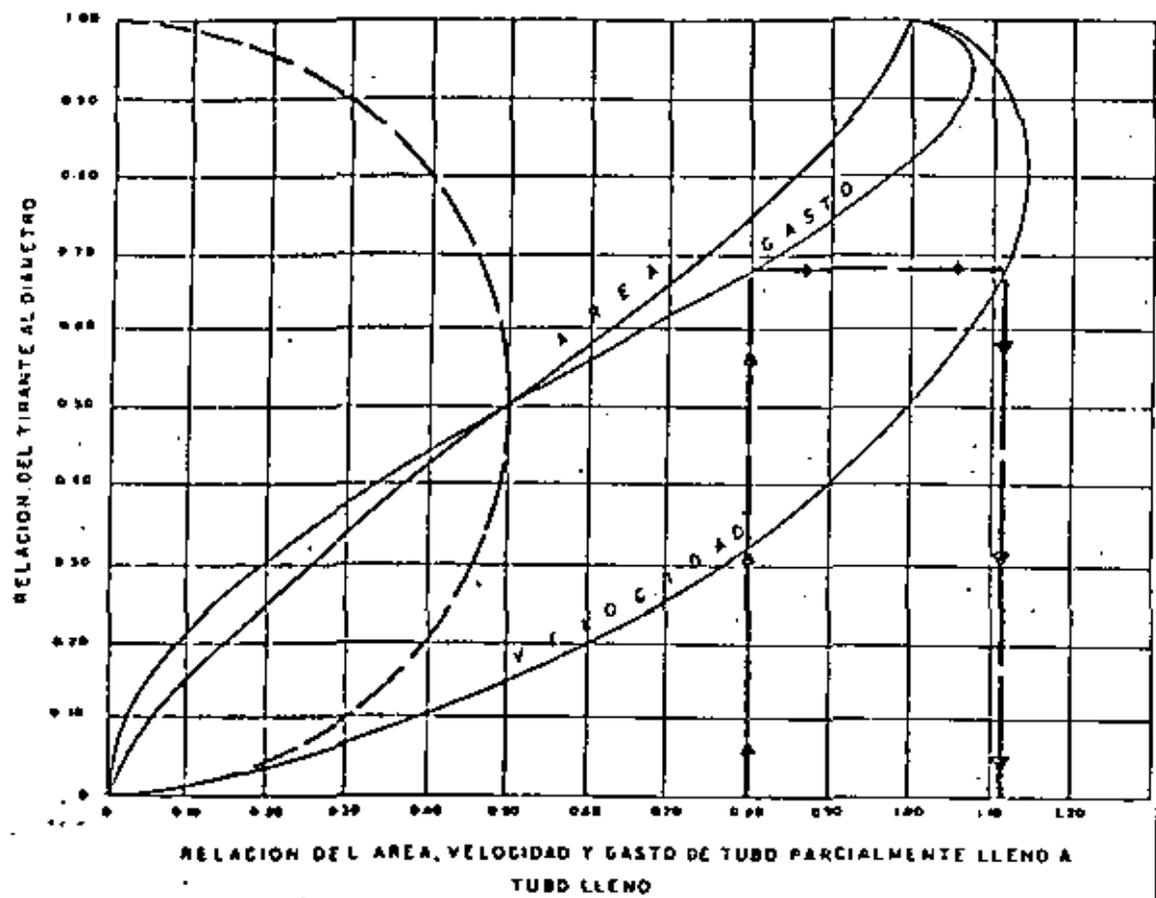
ELEMENTOS HIDRAULICOS PARA CONDUCTOS CIRCULARES (CON RELACIONES DE  $N/n = 1$  y  $N/n = \text{variable}$ ) (CONSIDERANDO EFECTO POR AUTOLIMPIEZA).



RELACIONES DE  $(v/v_s)$ ,  $(Q/Q_s)$  para  $N/n = 1$   
 $(v/v_s)$ ,  $(Q/Q_s)$  para  $N/n = \text{variable}$

RELACIONES DE ELEMENTOS HIDRAULICOS DE COLECTORES CIRCULARES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ELEMENTOS HIDRAULICOS DE LA SECCION CIRCULAR



Ejemplo. Si a tubo lleno se tiene  $Q=425$  l.p.s. y  $V=2.14$  m/seg. obtener la velocidad para  $Q=340$  l.p.s., sin variar la pendiente.  
 El porcentaje respecto al tubo lleno es  $\frac{340}{425} = 80\%$ , entrando a la gráfica se obtiene el porcentaje respecto a la sección llena de 1125 que multiplicada por 2.14 da  $V=1125 \times 2.14 = 2.41$  m/s.

ESTE PLANO ANEXA Y SUSTITUYE AL VC 308

SECRETARIA DE ASISTENCIA SOCIAL Y SERVICIOS SOCIALES  
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS  
 DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCAANTARILLADO  
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

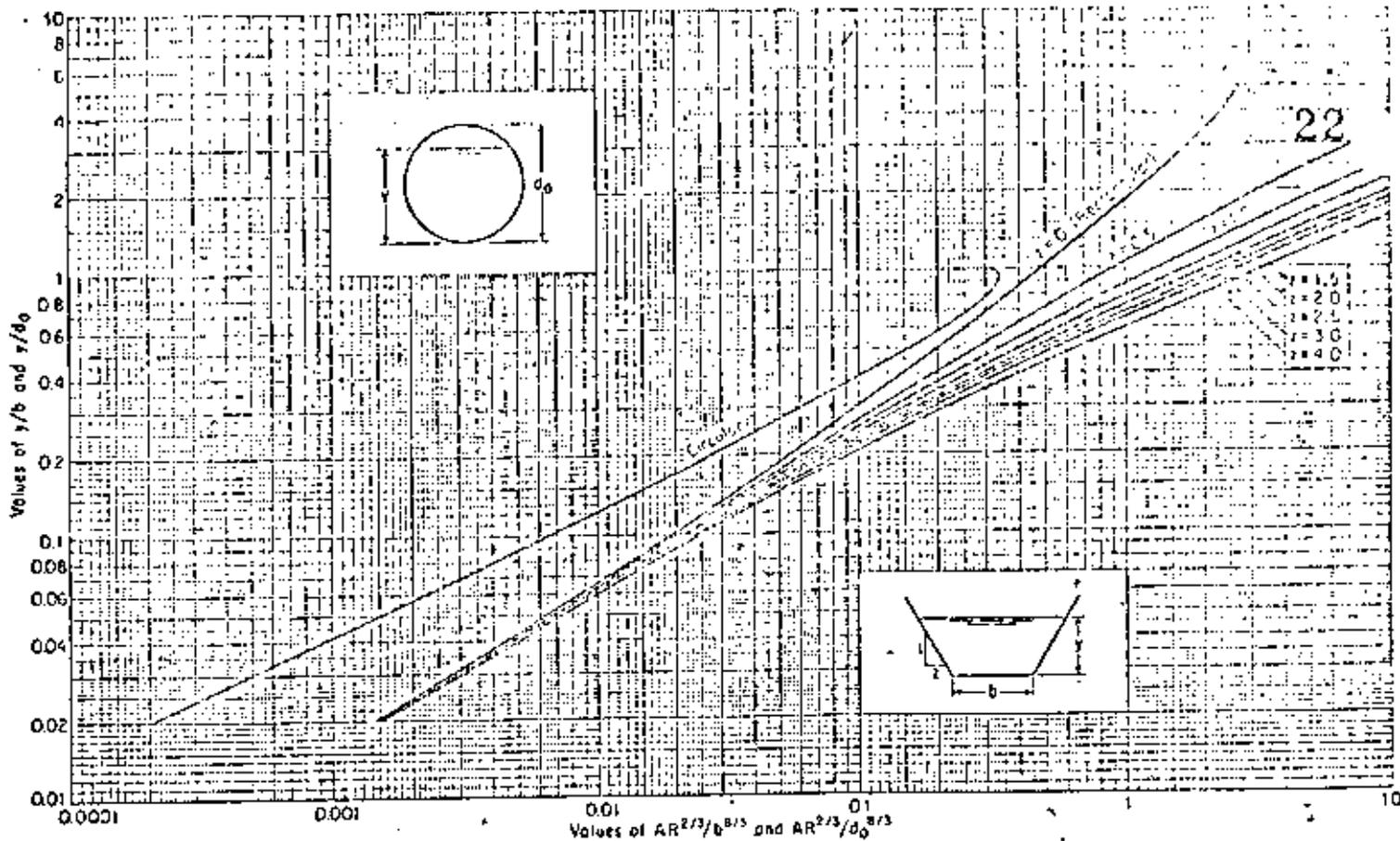
ALCAANTARILLADO  
 GRAFICA DE ELEMENTOS HIDRAULICOS  
 SECCION CIRCULAR

Elaborado por: [Signature]  
 Revisado por: [Signature]

México, D.F. Junio de 1977

Firma: [Signature]  
 Ing. [Name]  
 INC. [Name]

Revisa: [Signature]  
 Ing. [Name]  
 INC. [Name]



CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE NORMAL EN CONDUCCIONES CIRCULARES, RECTANGULARES Y TRAPEZOIDALES.

	$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{2/3}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d_0^{5/3}}$
	0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.1290	0.1806	0.0001	0.0000
	0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0144	0.0001	0.0002
	0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.4112	0.0202	0.0010	0.0005
	0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.5919	0.0268	0.0017	0.0009
	0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.8359	0.0336	0.0027	0.0015
	0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.1130	0.0406	0.0039	0.0022
	0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.1503	0.0473	0.0053	0.0031
	0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.1926	0.0542	0.0069	0.0040
	0.09	0.0350	0.6094	0.0574	0.2404	0.0612	0.0087	0.0052
	0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.2900	0.0682	0.0107	0.0065
	0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.3415	0.0752	0.0129	0.0079
	0.12	0.0534	0.7075	0.0754	0.3940	0.0822	0.0153	0.0095
	0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.4476	0.0892	0.0179	0.0113
	0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.5024	0.0964	0.0217	0.0131
	0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.5584	0.1031	0.0258	0.0152
	0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.6156	0.1106	0.0270	0.0173
	0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.6739	0.1178	0.0301	0.0196
	0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7334	0.1252	0.0339	0.0220
	0.19	0.1039	0.9020	0.1152	0.7940	0.1324	0.0378	0.0247
	0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8556	0.1398	0.0418	0.0273
	0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.9184	0.1472	0.0460	0.0301
	0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.9824	0.1546	0.0501	0.0333
	0.23	0.1365	1.0003	0.1364	1.0476	0.1622	0.0549	0.0359
	0.24	0.1449	1.0239	0.1416	1.1140	0.1696	0.0597	0.0391
	0.25	0.1535	1.0472	0.1466	1.1816	0.1771	0.0646	0.0427
	0.26	0.1623	1.0701	0.1516	1.2504	0.1850	0.0697	0.0461
	0.27	0.1711	1.0928	0.1565	1.3204	0.1926	0.0751	0.0497
	0.28	0.1800	1.1152	0.1614	1.3916	0.2001	0.0805	0.0536
	0.29	0.1890	1.1373	0.1662	1.4640	0.2081	0.0862	0.0571
	0.30	0.1982	1.1593	0.1709	1.5376	0.2162	0.0921	0.0610

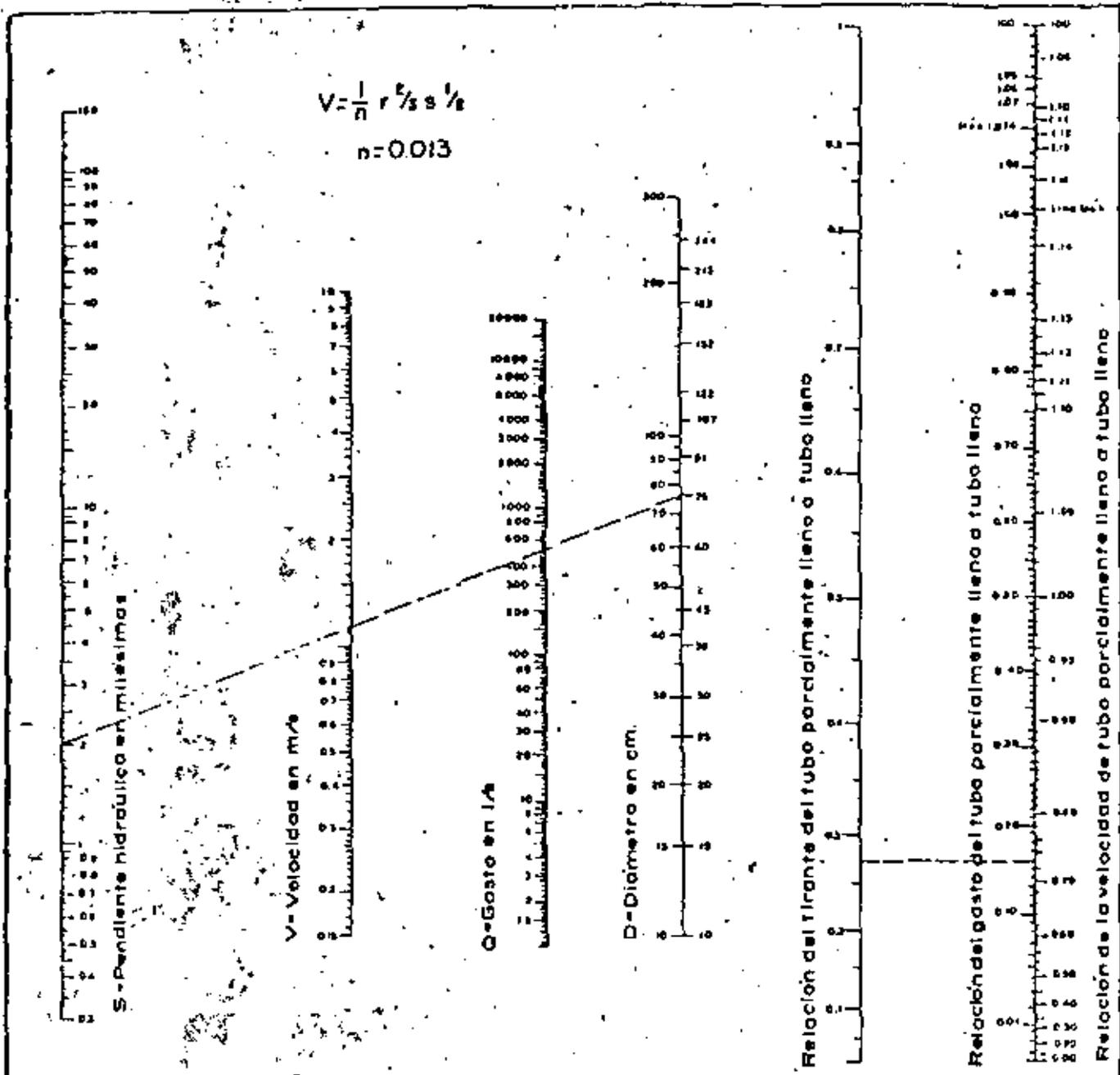
T= ancho superior  
 z= factor de cálculo de flujo crítico (A√D)

Ref.:  
 Ven Te Chow,  
 "Open Channel Hydraulics"

$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{3/2}}$	$\frac{AR^{3/2}}{d_0^{5/2}}$	$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{3/2}}$	$\frac{AR^{3/2}}{d_0^{5/2}}$
0.31	0.2074	1.1810	0.1755	0.9250	0.2212	0.0981	0.0650	0.66	0.5199	1.8905	0.2809	0.9174	0.5894	0.4158	0.2407
0.32	0.2107	1.2025	0.1801	0.9380	0.2322	0.1014	0.0680	0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.9404	0.5945	0.4509	0.2460
0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.9101	0.2401	0.1107	0.0730	0.68	0.5687	1.9391	0.2985	0.9630	0.6096	0.4337	0.2510
0.34	0.2354	1.2451	0.1891	0.9174	0.2486	0.1172	0.0776	0.69	0.5784	1.9604	0.3050	0.9850	0.6250	0.4566	0.2560
0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.9539	0.2568	0.1211	0.0820	0.70	0.5872	1.9821	0.3102	0.9165	0.6408	0.4694	0.2608
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652	0.1310	0.0864	0.71	0.5961	2.0042	0.3173	0.9075	0.6572	0.4811	0.2654
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.9636	0.2736	0.1381	0.0909	0.72	0.6051	2.0261	0.3254	0.8980	0.6742	0.4934	0.2702
0.38	0.2739	1.3284	0.2061	0.9708	0.2822	0.1453	0.0955	0.73	0.6143	2.0488	0.3315	0.8879	0.6915	0.5100	0.2751
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.9755	0.2908	0.1528	0.1020	0.74	0.6241	2.0711	0.3386	0.8773	0.7104	0.5245	0.2794
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2991	0.1603	0.1050	0.75	0.6338	2.0911	0.3417	0.8660	0.7296	0.5392	0.2840
0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.9817	0.3082	0.1682	0.1100	0.76	0.6431	2.1176	0.3525	0.8512	0.7498	0.5540	0.2888
0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.9871	0.3172	0.1761	0.1117	0.77	0.6489	2.1412	0.3612	0.8417	0.7710	0.5695	0.2930
0.43	0.3229	1.4303	0.2257	0.9902	0.3262	0.1844	0.1106	0.78	0.6573	2.1652	0.3687	0.8285	0.7914	0.5850	0.2970
0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.9928	0.3352	0.1927	0.1245	0.79	0.6655	2.1895	0.3810	0.8146	0.8170	0.6011	0.3008
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.9950	0.3446	0.2011	0.1298	0.80	0.6736	2.2143	0.3912	0.8000	0.8420	0.6177	0.3045
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9969	0.3538	0.2098	0.1348	0.81	0.6815	2.2405	0.3914	0.7840	0.8686	0.6347	0.3092
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.9982	0.3634	0.2186	0.1401	0.82	0.6893	2.2669	0.3915	0.7684	0.8970	0.6524	0.3138
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.9992	0.3730	0.2275	0.1462	0.83	0.6969	2.2946	0.3914	0.7531	0.9276	0.6707	0.3181
0.49	0.3827	1.5509	0.2467	0.9998	0.3828	0.2366	0.1505	0.84	0.7043	2.3186	0.3919	0.7382	0.9606	0.6895	0.3222
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3928	0.2459	0.1558	0.85	0.7115	2.3462	0.3911	0.7241	0.9964	0.7098	0.3262
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.9999	0.4028	0.2553	0.1610	0.86	0.7186	2.3746	0.3926	0.6940	1.0334	0.7367	0.3300
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.9992	0.4130	0.2650	0.1664	0.87	0.7254	2.4049	0.3917	0.6726	1.0784	0.7568	0.3334
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.9982	0.4234	0.2748	0.1715	0.88	0.7320	2.4344	0.3909	0.6499	1.1263	0.7754	0.3366
0.54	0.4327	1.6509	0.2620	0.9968	0.4340	0.2848	0.1772	0.89	0.7385	2.4655	0.3906	0.6258	1.1800	0.8016	0.3397
0.55	0.4428	1.6710	0.2649	0.9950	0.4448	0.2949	0.1825	0.90	0.7448	2.4981	0.3900	0.6000	1.2408	0.8288	0.3424
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9929	0.4558	0.3051	0.1878	0.91	0.7501	2.5322	0.3903	0.5724	1.3110	0.8590	0.3456
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.9902	0.4670	0.3158	0.1933	0.92	0.7560	2.5681	0.3914	0.5426	1.3912	0.8917	0.3485
0.58	0.4723	1.7315	0.2729	0.9871	0.4786	0.3263	0.1987	0.93	0.7612	2.6061	0.3922	0.5101	1.4918	0.9292	0.3510
0.59	0.4822	1.7515	0.2755	0.9837	0.4902	0.3373	0.2011	0.94	0.7662	2.6467	0.3916	0.4750	1.6130	0.9725	0.3533
0.60	0.4920	1.7722	0.2770	0.9798	0.5022	0.3484	0.2092	0.95	0.7707	2.6900	0.2861	0.4359	1.7682	1.0242	0.3549
0.61	0.5018	1.7920	0.2797	0.9755	0.5144	0.3600	0.2146	0.96	0.7749	2.7389	0.2830	0.3910	1.9770	1.0858	0.3549
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.9708	0.5270	0.3710	0.2199	0.97	0.7785	2.7934	0.2787	0.3412	2.2820	1.1732	0.3522
0.63	0.5212	1.8335	0.2839	0.9650	0.5398	0.3830	0.2252	0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.2809	2.7916	1.3050	0.3491
0.64	0.5308	1.8546	0.2860	0.9600	0.5530	0.3945	0.2302	0.99	0.7841	2.9412	0.2665	0.1990	3.9400	1.5554	0.3448
0.65	0.5404	1.8755	0.2881	0.9539	0.5666	0.4066	0.2358	1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	*	*	0.3417

Ref.: Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics".

RELACIONES DE ELEMENTOS GEOMETRICOS EN TUBERIAS CIRCULARES



Ejemplo: Di 76 cm. con S = 2 milésimas, uniendo los puntos de estos datos se obtienen Q tubo lleno = 516 l/s y V tubo lleno = 0.73 m/s. Si circulara en 80 litras con S = 2 milésimas, se calculará  $R_1 = \frac{80}{516} = 0.156$  que llevada a su escala permite obtener  $R_2 = 0.73$  y  $R_3 = 0.27$  mediante las reglas de cálculo.

V. par. lleno =  $0.73 \times 0.27 = 0.197$  m/s  
 T. par. lleno =  $0.27 \times 0.76 = 0.205$  m

Calculación: R. F. Torres, J. Gómez, R. Sánchez, S. López

Elaborado por: *[Signature]*  
 Actualizado por: *[Signature]*

**SAHOP** SUBDIRECCION DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO  
**NOMOGRAMA DE MANNING**  
 n = 0.013

# PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS

PARA TUBERIAS DE UNA RED DE ALCANTARILLADO EN CASOS NORMALES

DIAMETRO NOMINAL EN CM.	CALCULADAS				PENDIENTE RECO- MENDABLE PARA PROYECTOS, EN MILESIMOS	
	MAXIMA V x 3.00 m/seg. a tubo lleno		MINIMA V x 0.60 m/seg. a tubo lleno		MAXIMA	MINIMA
	PENDIENTE MILESIMOS	COSTO LT/SEG.	PENDIENTE MILESIMOS	COSTO LT/SEG.		
20	82.57	94.24	3.30	18.85	83	4.0 (ver nota 2)
25	61.32	147.26	2.45	29.45	61	2.5
30	48.09	212.06	1.92	42.41	48	2.0
38	35.09	340.23	1.40	68.05	35	1.5
45	28.01	477.13	1.12	95.43	28	1.2
61	18.67	876.74	0.75	175.35	19	0.8
76	13.92	1360.93	0.56	272.19	14	0.6
91	10.95	1951.16	0.44	390.23	11	0.5
107	8.82	2697.61	0.35	539.52	9	0.4
122	7.41	3506.96	0.30	701.39	7.5	0.3
152	5.53	5443.75	0.22	1088.75	5.5	0.3
183	4.31	7690.66	0.17	1578.13	4.5	0.2
213	3.52	10689.82	0.14	2137.96	3.5	0.2
244	2.94	14027.84	0.12	2805.57	3.0	0.2

## NOTAS.-

1.- Fórmula empleado:

Manning (n = 0.013)

2.- Para lograr un mejor funcionamiento hidráulico

se proyectarán los alcantarillos de 20 cm de diámetro  
con una pendiente mínima de 4 milésimos.

SECRETARIA DE ASISTENCIA SOCIAL Y OBRAS PUBLICAS  
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS  
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCIONES Y SISTEMAS DE  
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
ESTADO DE GUATEMALA

ALCANTARILLADO

PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS

Calculo: Ing. Juan Carlos...  
Diseño: Ing. Juan Carlos...  
Fecha: 10 de Mayo de 1978

10 de Mayo de 1978

Calculo: Ing. Juan Carlos...  
Diseño: Ing. Juan Carlos...  
Fecha: 10 de Mayo de 1978



CALLE	Pozos No.		Longitud (m)	Cotas Terreno		Areas		Gasto Futuro ( $Q_{máx}$ )		Gasto Actual ( $Q_{mín}$ )		T Pel (mi)
	Desde	Hasta		Inicial (m)	Final (m)	Parcial (Ha)	Acumulada (Ha)	Aguas Negras (l/s)	A.N.+ Infil. (l/s)	Aguas Negras (l/s)	A.N.+ Infil. (l/s)	

Diámetro Tubería (mm)	Capacidad Máxima $Q_{lleno}$ (l/s)	Velocidad Máxima $V_{lleno}$ (m/s)	Tirante		Velocidad		Pendiente Tubería (milésimas)	Profundidad Plantilla (m)	Cotas Plantilla	
			Máx (m)	Mín (m)	Máx (m/s)	Mín (m/s)			Inicial (m)	Final (m)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

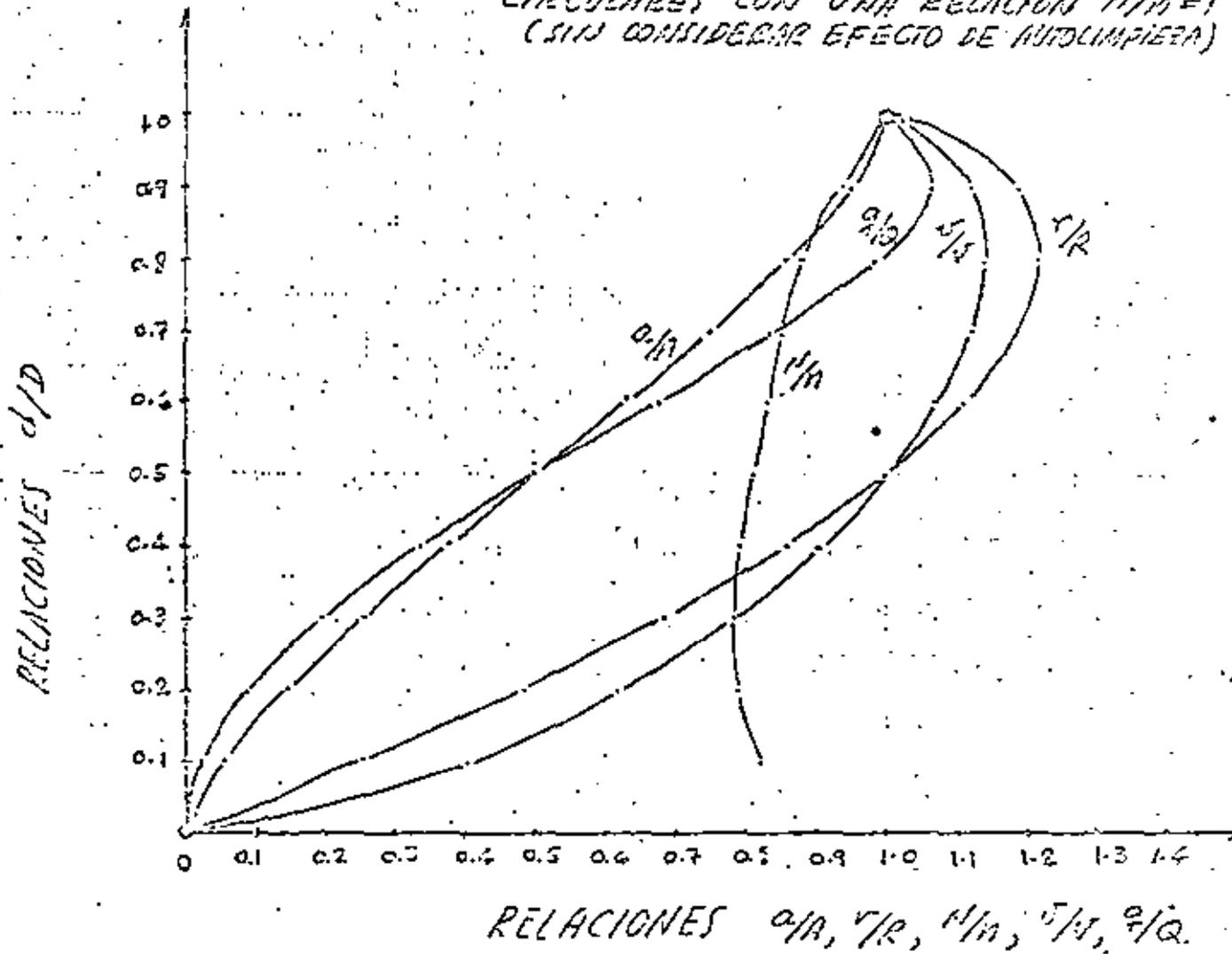
HIDRAULICA DE REDES DE ATARJEAS, Anexo II

DR. RAUL CUELLAR CHAVEZ

JULIO, 1982

... ..

ELEMENTOS HIDRAULICOS PARA CONDUCTOS CIRCULARES CON UNA RELACION  $H/A=1$  (SIN CONSIDERAR EFECTO DE AUTOLIMPIEZA)



RELACIONES DE ELEMENTOS HIDRAULICOS DE COLECTORES CIRCULARES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

## Gasto mínimo

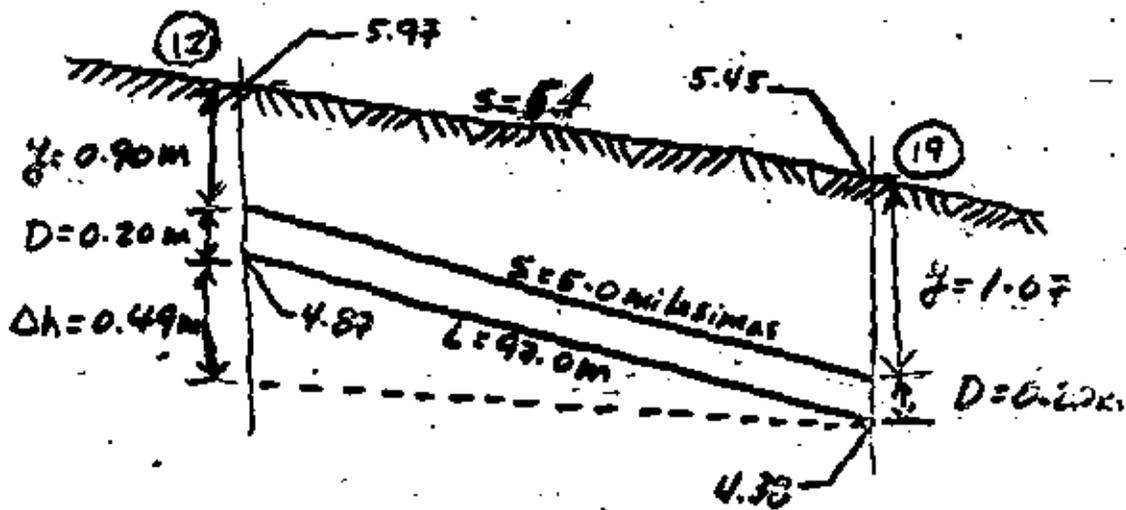
2

$$Q_{\min} = 0.5 Q_{\text{med}}$$

En casos con pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras, la descarga de un inodoro con 1.5 l/s, de acuerdo con el número de descargas simultáneas al alcantarillado según el diámetro.

TABLA No. 1

Diám. (cm.)	No. Descargas Simultáneas	Aportación por Descarga (l.p.s.)	Gasto Mínimo Aguas Negras (l.p.s.)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5



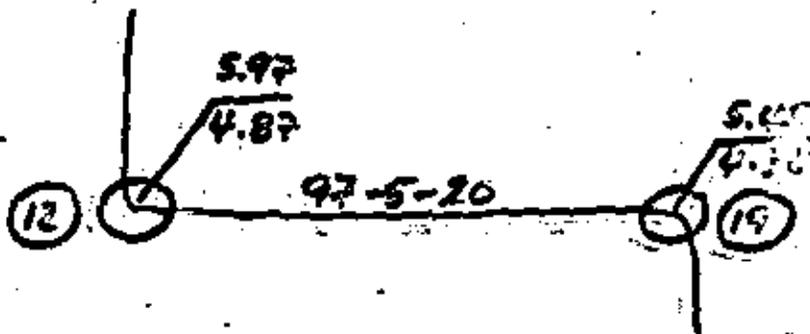
Profundidad minima = 0.90m

Cota de plantilla inicial =  $5.97\text{m} - (0.90\text{m} + 0.20\text{m}) = 4.87\text{m}$

Desnivel ( $\Delta h$ ) =  $97.0\text{m} (0.005) = 0.49\text{m}$

Cota de plantilla final =  $4.87\text{m} - 0.49\text{m} = 4.38\text{m}$

Profundidad punto final =  $5.45\text{m} - 4.38\text{m} = 1.07\text{m}$



# Pérdidas del Agua.

Flojo normal  $\frac{\partial E}{\partial t} = 0$  Flojo estable e permanente

Ecuación de energía o fricción

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

Factor de sección  $A R^{2/3} = \frac{n \cdot Q}{S^{1/2}}$

Para determinadas condiciones de  $n$ ,  $Q$ ,  $S$  existe un tirante único denominado tirante normal  $y_n$ .

Para un diámetro comercial supuesto se tiene:

$$\frac{nQ}{S^{1/2}} = A R^{2/3} \rightarrow \frac{A R^{2/3}}{D^{8/3}} \rightarrow \frac{y_n}{D} \rightarrow y_n$$

Flojo crítico  $y_c$  cuando  $\frac{dE}{dy} = 0$  Es mín.

$$E_s = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g A^3}$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dy} = 0 \quad dA = E \, dy$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g A^3} = 0 \quad \frac{Q}{\sqrt{g}} = \left( \frac{A^3}{E} \right)^{1/2}$$

Conociendo la forma de la sección transversal y el gasto, existe un tirante único conocido como tirante crítico  $y_c$ .

Tomando un gasto por unidad de ancho  $q = \frac{Q}{B}$

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{q^2}{2y_c^3} = 0 \quad \frac{q^2}{2y_c^3} = -1 \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \frac{1}{2} \frac{q^2}{g} = \frac{1}{2} \frac{q^2}{g}$$

$$\text{Es crítica} = y_c + \frac{1}{2} y_c = \frac{3}{2} y_c = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{2}{3} g y_c^3}$$

$$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{2}{3} g y_c^3} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2}{3} g y_c^3}$$

$$\frac{g^2}{2g y_c} = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{y_c}{2} \quad v_c = \sqrt{g y_c}$$

5

$$\text{Número de } Fr = \frac{F_z}{F_g} = \frac{V}{\sqrt{g y}} \quad \text{Froude}$$

$$\text{En condiciones críticas } Fr = \frac{\sqrt{g y_c}}{\sqrt{g y_c}} = 1.0$$

Empleando este número adimensional se define el tipo de flujo:

$Fr > 1.0$  Flujo supercrítico  $y_n < y_c$   
(Flujo controlado aguas arriba)

$Fr = 1.0$  Flujo crítico  $y_n = y_c$   
(Sección de control de flujo)

$Fr < 1.0$  Flujo subcrítico  $y_n > y_c$   
(Flujo controlado aguas abajo)

Sección de control

El cálculo de un perfil de superficie de agua se inicia en la sección de control.

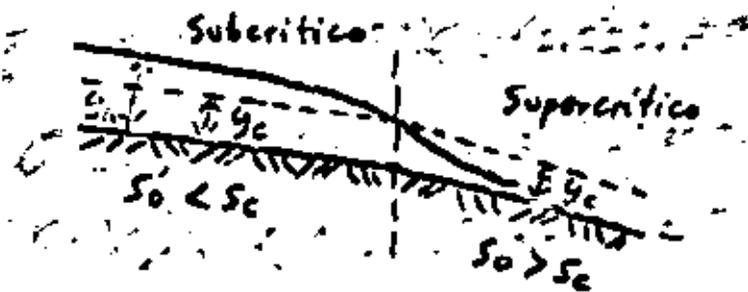
Una sección crítica es una sección de control.

## Tipo de Perfiles

- Pendiente suave  $S_0 < S_c$   $y_n > y_c$  Perfiles Tipo M  
 Pendiente critica  $S_0 = S_c$   $y_n = y_c$  Perfiles Tipo C  
 Pendiente pronunciada  $S_0 > S_c$   $y_n < y_c$  Perfiles Tipo S  
 Pendiente negativa  $S_0 < 0$   $y_n$  negativa Perfiles Tipo H  
 Pendiente nula  $S_0 = 0$   $y_n \rightarrow \infty$  Perfiles Tipo H

## Cambio de Régimen de Flujo

- a) Flujo subcrítico  $\rightarrow$  Flujo supercrítico  
 Transición gradual con poca turbulencia



- b) Flujo supercrítico  $\rightarrow$  Flujo subcrítico  
 Transición brusca con mucha turbulencia



Salto Hidráulico

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \quad S_0 \text{ y } y_c$$

		PERFILES EN LA ZONA 1 $1 > T_0$ ; $S_0 > S_1$ $1 > T_0$ ; $F^2 < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $1 > T_0 > T_1$ ; $S_0 > S_1$ ; $F^2 > 1$ $T_0 > T_1$ ; $S_0 > S_1$ ; $F^2 > 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $1 < T_0$ ; $S_0 < S_1$ $1 < T_0$ ; $F^2 > 1$
PENDIENTE POSITIVA $S_0 > 0$	SUBCRITICA $T_0 > T_1$	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} +$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} -$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} +$ CALCULO 
	CRITICA $T_0 = T_1$	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} +$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = 0$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} +$ CALCULO 
	SUPERCRITICA $T_0 < T_1$	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} +$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} -$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} +$ CALCULO 
	PENDIENTE POSITIVA INSUFICIENTE $S_0 = 0$ $T_0 > T_1$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} -$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} +$ CALCULO 
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} -$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^2} +$ CALCULO 	

FIG. 2 CLASIFICACION DE LOS PERFILES



# MEDIDAS DE LOS TUBOS

DIAMETRO	L	E	C	A	B	B	X	X	Y	Z
----------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

## CONCRETO SIMPLE PARED NORMAL

CM	PLG	CM	MM	MM	MM	MM	MM	MM	MM	MM	MM	MM
10	4	100	19	194	160		140		43		17	10
15	6	100	19	257	216		189		53		20	13
20	8	100	23	319	272		246		61		20	13
25	10	100	26	368	333		304		68		20	15
30	12	100	30	428	391		362		70		20	15
38	15	120	36	564	470		451		78		47	10
45	18	120	49	682	577		548		78		52	15
60	24	120	63	883	754		716		89		64	20

## CONCRETO SIMPLE PARED EXTRA GRUESA

20	8	150	30	320	260		242		61		30	9
25	10	150	32	406	334		314		67		36	10
30	12	180	43	474	387		363		68		43	12
38	15	180	48	564	470		451		72		47	10
45	18	180	63	682	577		548		78		52	15
60	24	180	76	883	754		732		89		64	11

## CONCRETO REFORZADO

30	12	180	43	474	387		363		68		43	12
38	15	180	48	564	470		451		72		47	10
45	18	180	63	682	577		548		78		52	15
60	24	180	76	883	754		732		89		64	11
76	30	240	89	1041	872	866	863	855	89	89	84	15
91	36	240	102	1236	1037	1030	1032	1022	89	89	99	16
107	42	250	115	1297	1170	1166	1151	1136	115	115	63	9
122	48	250	127	1475	1334	1330	1314	1298	115	115	70	10
152	60	250	153	1830	1662	1658	1643	1627	121	121	84	10
183	72	250	178	2185	1986	1981	1967	1951	127	127	100	10

Z- HOLGURA DE LA JUNTA

TUBOS DE 75 Y 91

TUBOS DE 10 A 60

TUBOS DE 107 A 183





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**ALCANTARILLADO PLUVIAL**

**Estructuras y accesorios especiales**

**ING. ARNULFO PAZ SANCHEZ**

**JULIO, 1982**

## TENA 5.1- ALCANTARILLADO PLUVIAL.

### Pluviometría, métodos estadísticos, curvas de intensidad-duración, frecuencia de lluvias.

#### 201.- Introducción.

Hay dos clases de información relativas a precipitaciones pluviales y escurrimientos:

- 1) Registros de agua colectada en períodos fijos (días, meses, semanas o años).
- 2) Registros de intensidades y duraciones de lluvias o avenidas individuales.

El estudio de las intensidades de lluvia y escurrimientos máximos de avenidas, es el punto de partida para el diseño de alcantarillados pluviales y combinados y sus obras accesorias.

En condiciones favorables, los datos hidrológicos disponibles se aplican directamente al sitio del diseño, pero en otras la información es incompleta o se obtiene de lugares alejados. De todas formas, deberá recabarse toda la información disponible para llegar a estimaciones razonables de la magnitud de precipitaciones y escurrimientos que se esperen en el futuro.

#### 202.- Precipitación y escurrimiento anual.

Generalmente los datos arreglados estadísticamente proporcionan información útil para el análisis hidrológico.

La distribución de frecuencias generalmente es oblicua a la derecha, debido al límite inferior de los valores anuales. La mayor parte de los datos pueden generalizarse en series normales geométricas o utilizando el tipo III de la familia Pearsoniana de curvas de frecuencia.

Estos estudios proporcionan poca información para el diseño de los alcantarillados, utilizándose solamente para correlacionar intensidades con altura de lluvia, como se verá adelante. Los datos necesarios deberán ser los proporcionados por la pluviografía de la zona, o sean los relativos a la variación de la altura de las lluvias particulares con respecto al tiempo.

#### 203.- Intensidad de lluvia.

Para el diseño de Alcantarillados pluviales es necesario investigar la forma de ocurrencia de las lluvias. El dato de altura total llovida no es importante, si no se relaciona con su integración en el tiempo. La rapidez de variación de la altura de lluvia con respecto al tiempo se llama INTENSIDAD.

$$\text{Luego } \frac{\Delta h}{\Delta t} = 1$$

Sus unidades comunes son  $\frac{\text{cm o mm}}{\text{hora}}$  y en E.E. UU.  $\frac{\text{pulg.}}{\text{hora}}$

Los valores de las intensidades de una lluvia dada, se obtienen a partir de los datos suministrados por un PLUVIOGRAFO.

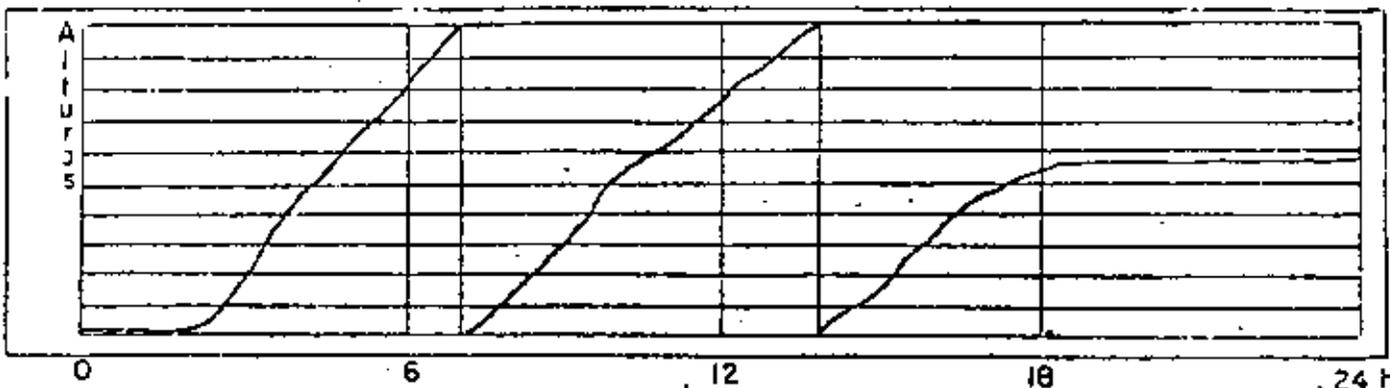
#### 204.- Pluviógrafos.

Existen tres tipos:

- a) De flotador. - Es el más comúnmente usado. Consiste de un dispositivo similar a un pluviómetro. En el recipiente donde descarga el embudo tiene un flotador que se conecta con una varilla vertical que tiene una plumilla que marca sobre una gráfica que gira en un dispositivo c/mecanismo de reloj. Cuando se llena el depósito se vacía automáticamente por un sifón.
- b) De pesada o Resorte. - Consiste de un recipiente colocado sobre una balanza. El resorte calibrado actúa una plumilla que incide en una gráfica movida por un mecanismo de reloj. Se vacía también por un sifón.
- c) Basculante. - El agua es recolectada por un embudo que la transporta a unos recipientes basculantes, los cuales se voltean cuando están llenos, descargando su contenido, de tal forma que mientras uno se llena el otro no recibe agua. El movimiento alterno cierra circuitos eléctricos que mandan una señal que se registra en una gráfica movida por un mecanismo de reloj.

#### 205.- Pluviogramas.

La gráfica trazada en un pluviógrafo se llama PLUVIOGRAMA. En los dos primeros tipos es una línea continua, como se ilustra en la figura siguiente:



La línea vertical indica el vaciado del recipiente por el - sifón. En el 3er tipo, la gráfica es escalonada.

206. - Cálculo de las intensidades máximas a partir de los pluvio gramas.

De una lluvia, lo que más interesa, es conocer las intensidades máximas que son las que tienen influencia en el diseño.

Los tiempos para los cuales se calculan esas intensidades máximas, conviene sistematizarlos y se recomiendan los siguientes:

Minutos: 5 - 10 - 15 - 20 - 30 - 45 - 60 - 80 - 100 - 120  
150 - 180.

Por tanto si queremos conocer la máxima intensidad para un tiempo dado.

$$i = \frac{H \times 60}{t}$$

$i$  = Intensidad en cm ó mm./hora.

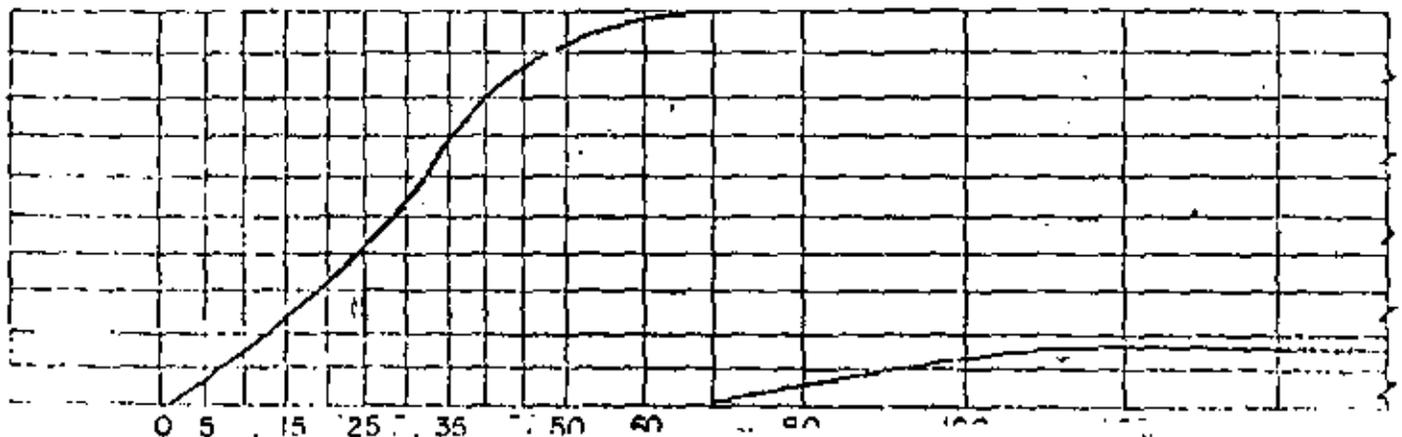
Si  $H$  en cm. ó mm. y  $t$  en minutos.

A. - Método Analítico.

Es muy lento realizado manualmente, pero puede acelerarse - fácilmente usando una computadora. Puede ilustrarse como sigue:

- Para intervalos de 5 en 5 minutos y múltiplos de 5 en los tiempos grandes, obtener las alturas acumuladas y las parciales.
- Obtener las máximas alturas para los tiempos elegidos como se indicó más arriba. Las alturas serán SIEMPRE formadas con combinaciones de valores consecutivos.

Ejemplo:



· DATOS DEL PLUVIOGRAMA.

Tiempo desde el principio de la lluvia. min.	Altura acumulada cm.	Intervalo de tiempo. min.	lluvia durante el - intervalo 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

CALCULO DE INTENSIDADES MAXIMAS.

Duración de la lluvia. min.	Lluvia máxima total. cm.	Intensidad cm/hora.
5	1.4	16.8
10	2.7	16.2
15	4.0	16.0
20	4.7	14.1
30	6.5	13.0
45	8.7	11.6
60	9.7	9.7
80	10.4	7.8
100	11.1	6.7
120	11.5	5.8

· Véase como i ua decreciente con el tiempo.

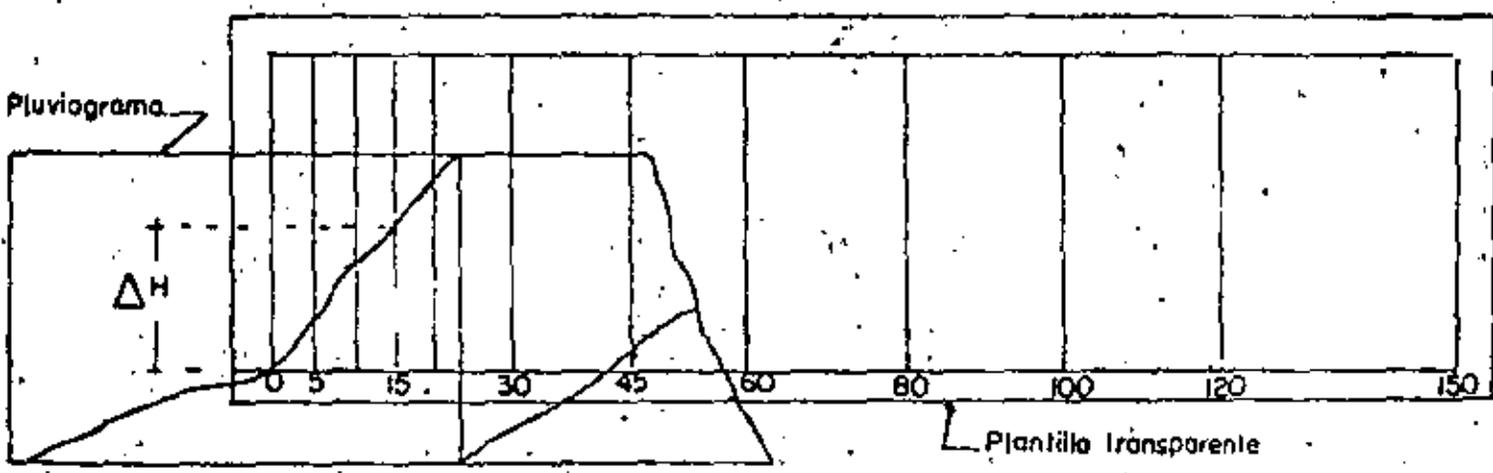
B.- Método Gráfico.

Los valores de las alturas máximas es más fácil encontrarlos con una plantilla transparente. Generalmente son suministradas por los fabricantes de pluviógrafos, pero si no se dispo

ne de ellas se pueden construir con material transparente, - Las paralelas al eje de los tiempos se conservan, trazando - sólo las verticales que corresponden a los tiempos seleccionados.

Colocando la plantilla sobre el pluviograma resulta sencillo encontrar el valor de las máximas alturas que corresponden a cada tiempo.

Con ello se ahorra tiempo haciéndose innecesaria la tabla de Datos del Pluviograma.



207. - Frecuencia de lluvias intensas.

Calculadas las intensidades para cada lluvia, nos interesa - conocer la frecuencia de las intensidades más grandes, para ello se pueden usar varios métodos de análisis que se pueden resumir como sigue:

- a) De acuerdo con las condiciones particulares de la lluvia en la población en estudio, pueden descartarse aquellas de baja intensidad.

Normalmente puede utilizarse la siguiente relación empírica.

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

i, es la intensidad mínima a ser considerada en:  $\frac{cm}{hora}$

t, duración de la lluvia en min.



En el Conestatabla es fácil obtener las relaciones de Duración-Intensidad-Frecuencia.

Entre mayor es la intensidad de la lluvia, más rara es su ocurrencia y menor su frecuencia. La mayor intensidad de una duración especificada, correspondiente a un registro de n años, se llama la lluvia n años y tiene una frecuencia de una vez en n años. El siguiente valor más grande, tiene una frecuencia de dos veces en n años, o un intervalo de recurrencia de n/2 años y es llamada la lluvia n/2 años.

Este criterio no siempre resulta el mejor desde el punto de vista estadístico, utilizándose otros como se indica adelante.

Si se tuvieran m registros igualmente confiables de n años, la mayor magnitud promedio sería la mediana de las mayores m magnitudes observadas en cada registro de n años. Por tanto, estadísticamente, la mayor intensidad asociada con una duración determinada en un solo registro de n años, probablemente sea excedida como un promedio, solo una vez en:  $n/(1-0.5) = 2n$  años y la siguiente intensidad más grande en:  $n/(2-0.5) = 0.67n$  años. En términos generales, la observación de la k-esima mayor magnitud en una serie ordenada, será igualada o excedida una vez en  $n/(k-0.5)$  años, en donde k, es el número de observaciones iguales o que exceden aquella magnitud en el arreglo de datos. Este método de cálculo es menos conservador, pero más racional que cuando n se divide por k.

Un tercer método consiste en calcular la frecuencia de ocurrencia de la k-esima magnitud, a ser una vez en  $n + 1/k$  intervalos de tiempo.

Finalmente, la probabilidad de que una lluvia iguale o exceda a la lluvia del año k-esimo, en cualquier serie de n años, es:  $1 - (1-p)^n$ , en donde  $(1-p)^n$ , es la probabilidad de su no ocurrencia. Por ejemplo, la probabilidad de que la lluvia 10 años ocurra en un período de 5 años es:  $1 - (1-1/10)^5 = 0.41$  o 41%.

208.- Intervalos de recurrencia.

El intervalo de recurrencia I, es el período, normalmente en años, en el cual el k-esimo valor mayor o menor de una serie ordenada que cubra n períodos, se espera ser igualado o excedido estadísticamente. El porcentaje asociado de tiempo es:  $100/I$ . Por ejemplo: el quinto valor de una serie de 30 años, puede calcularse que tendrá un intervalo de recurrencia de:  $(n/k) = 30/5 = 6$  años ó 16.7% del tiempo;  $n/k - 0.5 = 30/4.5 = 6.7$  años ó 15%;  $n + 1/k = 31/5 = 6.2$  años ó 16.1%, dependiendo del criterio elegido.

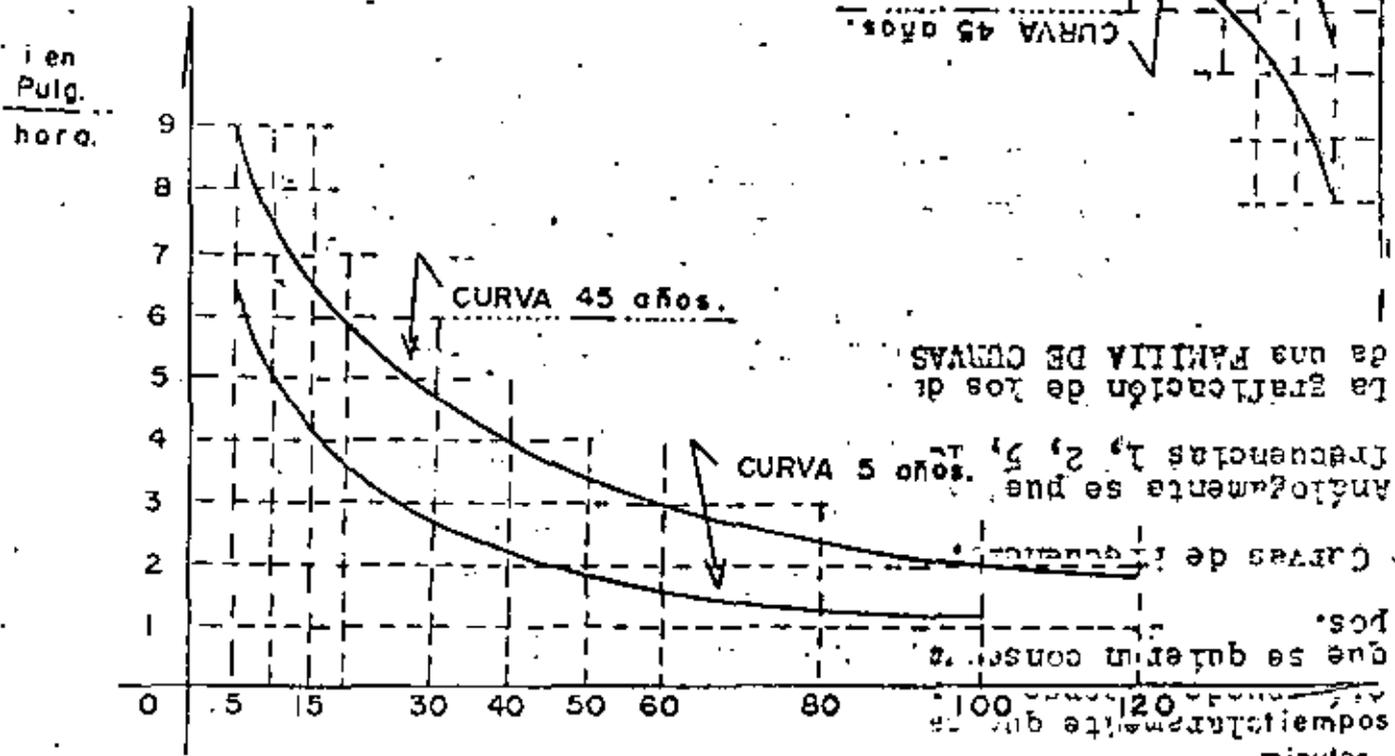
Eligiendo el primer criterio, es decir,  $n/k$ , supóngase que de los datos de la tabla, se trata de encontrar los valores de la lluvia 15 años, o sea la que tuvo una frecuencia de 45/15 = 3 veces en el período; se buscará el valor 3. Véanse los valores separados por la línea continua.

Se ve claramente que hay que interpolar y que la interpolación puede hacerse horizontal o verticalmente, dependiendo que se quieran conservar fijos las intensidades o los tiempos.

209.- Curvas de Frecuencia.

Análogamente se pueden encontrar los datos para lluvias con frecuencias 1, 2, 5, 10, etc. veces en el período considerado.

La graficación de los datos  $i$  y  $t$  para cada intensidad, nos da una FAMILIA DE CURVAS DE FRECUENCIA.



210.- Estimación de la relación Tiempo-Intensidad-Frecuencia, sobre la base probabilística.

Otro método para estimar la relación tiempo-intensidad-frecuencia, es el método probabilístico, la aplicación del cual puede ser facilitada por el uso del papel de probabilidades. (Anexo I). En la aplicación de este método para estudiar la frecuencia de lluvias excesivas, se desprecian todos, excepto los mayores aguaceros ocurridos en el período unitario de tiempo adoptado para el estudio, esto es, si el período considerado es un año, el porcentaje de años en los cuales una cierta intensidad de lluvia puede ser esperada, podrá ser calculado;

pero la posible ocurrencia de dos o más lluvias excesivas durante un solo año, no se considera. Únicamente la máxima intensidad para cada año, en cada tiempo de duración, se usa en el análisis, despreciándose cualquier máxima secundaria en el mismo año.

La aplicación de este método al registro de lluvias de la ciudad de Louisville se indican en la tabla y gráfica siguientes:

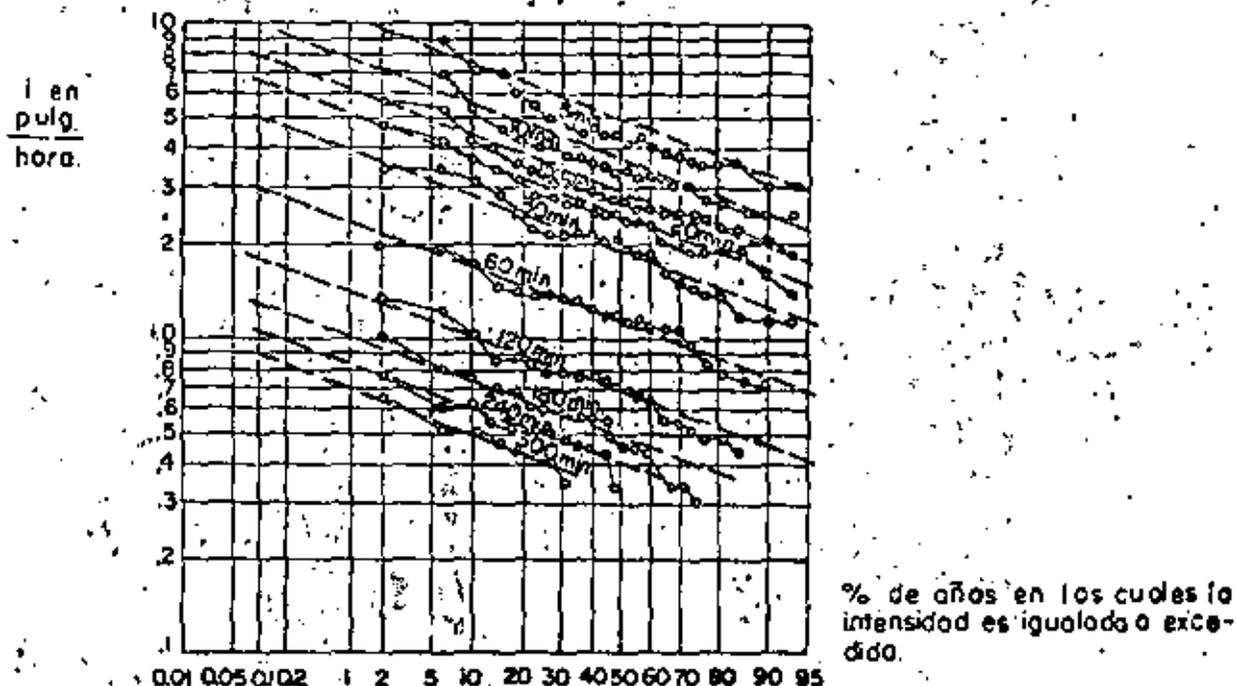
Máximas intensidades de lluvia de 24 años para Louisville, Ky.

Ocurrencia		%	Intensidades de lluvia iguales o excedidas en									
tiempo	%		Promedio	Pulgadas/minuto.								
			5	10	15	20	30	60	120	180	240	300
1	4.2	2.1	9.24	6.90	5.60	4.77	3.44	2.00	1.36	1.00	0.79	0.64
2	8.3	6.2	8.88	6.34	5.32	4.32	3.42	1.93	1.23	0.83	0.62	0.52
3	12.5	10.4	7.32	5.22	4.20	3.72	3.08	1.73	1.03	0.76	0.62	0.50
4	16.7	14.6	6.84	4.56	4.00	3.48	2.88	1.53	0.87	0.71	0.56	0.46
5	20.8	18.8	5.88	4.14	3.60	3.27	2.48	1.41	0.86	0.70	0.54	0.44
6	25.0	22.9	5.40	4.02	3.36	2.88	2.26	1.39	0.83	0.62	0.52	0.44
7	29.1	27.1	5.04	3.90	3.12	2.79	2.20	1.36	0.79	0.62	0.51	0.40
8	33.3	31.2	4.92	3.84	3.08	2.70	2.18	1.33	0.79	0.60	0.48	0.36
	37.5	35.4	4.56	3.66	3.00	2.67	2.18	1.24	0.77	0.58	0.47	
10	41.6	39.6	4.56	3.54	2.96	2.58	2.16	1.24	0.77	0.58	0.45	
11	45.9	43.7	4.32	3.48	2.80	2.55	2.08	1.20	0.75	0.57	0.45	
12	50.0	48.0	4.32	3.48	2.76	2.55	2.06	1.18	0.73	0.50	0.34	
13	54.2	52.1	4.20	3.42	2.72	2.49	1.92	1.15	0.70	0.45		
14	58.3	56.3	4.20	3.36	2.64	2.49	1.86	1.12	0.66	0.45		
15	62.5	60.4	4.08	3.30	2.60	2.34	1.86	1.09	0.64	0.44		
16	66.7	64.6	3.96	3.24	2.56	2.07	1.60	1.08	0.54	0.36		
17	70.8	68.8	3.84	3.12	2.52	2.04	1.58	1.05	0.53	0.36		
18	75.0	72.9	3.72	3.12	2.52	1.96	1.46	0.97	0.51	0.30		
19	79.1	77.1	3.60	2.82	2.40	1.95	1.42	0.84	0.48			
20	83.3	81.2	3.60	2.76	2.24	1.95	1.36	0.77	0.48			
21	87.5	85.4	3.60	2.64	2.24	1.95	1.16	0.74	0.43			
22	91.7	89.6	3.12	2.58	2.08	1.65	1.14	0.73				
23	95.8	93.7	3.12	2.58	1.84	1.41	1.14	0.61				
24	100.0	97.9	No se reportaron lluvias intensas en este año.									

La máxima intensidad de lluvia para cada duración y año del registro se tabuló y graficó en papel de probabilidades logarítmico.

Las líneas promedio dibujadas por los puntos marcados, pueden extenderse para indicar ocurrencias de menor frecuencia que las del registro. En la graficación de tales datos, es costumbre suponer que los datos para cada año son representativos de una faja de ancho equivalente a la relación de un año al total de años registrados. Para un registro de 24 años, un año es el 4.16%; si el máximo registro se supone que represen-

ta el promedio para 4.16% de los años de un registro de duración indefinida, debería graficarse al 2.08% en el diagrama.



La tabla siguiente muestra una comparación de las curvas para 15 años derivadas del método común de graficación directa y por el método probabilístico, así como los datos de la curva 100 años, por el método probabilístico.

Duración en minutos.	I N T E N S I D A D E S		
	Curva 15 años	Curva 100 años	
	Graficación directa	Método Probabilístico.	
	Pulgadas/hora		
10	6.91	6.0	7.7
15	5.23	4.7	6.1
20	4.30	4.0	5.1
30	3.25	3.0	3.9
60	2.03	1.85	2.35
120	1.27	1.10	1.40
180	0.96	0.82	1.05

Como se ve, los datos del estudio probabilístico dan menores intensidades que las obtenidas por graficación directa, pero los datos no deben compararse directamente, ya que los estudios de probabilidad indican variaciones que deberían esperarse que recurran en un año más de los 15 años, o sea  $6 \frac{2}{3}\%$  de los años (posiblemente dos o más veces en alguno de los años y por consiguiente más frecuentemente que una vez en 15 años).

Cuando se consideran ocurrencias muy raras, como la de una vez en 100 años, la posibilidad de que tales eventos se presenten más de una vez en un solo año, es muy baja, de tal modo que puede dejarse fuera del estudio. Sin embargo, la omisión de lluvias excesivas secundarias, en años cuando dos o más de tales tormentas ocurren, puede afectar la pendiente de las líneas en el diagrama de probabilidad.

Para estimar la frecuencia de una lluvia en 100 años, por extrapolación de los registros de un número menor de años, el estudio probabilístico es un buen método.

## 211.- Interpretación Analítica, de las relaciones Frecuencia-Intensidad-Tiempo.

Las curvas pueden ser expresadas matemáticamente:

- En ecuaciones individuales, que expresen las relaciones Intensidad-Tiempo para una sola frecuencia.
- En ecuaciones que generalicen toda la familia de curvas, es decir interrelacionando Tiempo-Intensidad-Frecuencia.

Los ajustes se pueden obtener con ecuaciones de la forma:

$$i = ct^m / (t + d)^n$$

En donde:  $i$ , es la intensidad,  $t$  es la duración,  $T$ , es la frecuencia de ocurrencia en años y  $c$ ,  $d$ ,  $m$ , y  $n$ , son coeficientes y exponentes regionales.

La ecuación para tormentas de una frecuencia específica se reduce a:

$$i = A(t + d)^{-n}, \text{ en donde } A = ct^m$$

El ajuste de las ecuaciones anteriores se puede hacer gráficamente o por mínimos cuadrados.

## 212.- Ajuste gráfico.

Tomando logaritmos:

$$\log i = \log A - n \log(t + d)$$

Esta ecuación es una recta en papel log-log, cuando se prueban diversos valores de  $d$ . Deberá encontrarse un solo valor de  $d$ , que situará los valores resultantes de  $(t + d)$  a lo largo de la familia de líneas rectas que tengan la misma pendiente para todas las frecuencias. Esta pendiente permite calcular el valor de  $n$ .  $A$  puede calcularse o encontrarse gráficamente como la ordenada para  $(t + d) = 1$ . Para determinar  $c$  y  $m$ , los valores derivados de  $A$  se grafican en papel log-log, contra  $T$  para las frecuencias estudiadas.

Como  $\log A = \log c + m (\log T)$ , la pendiente de la línea recta resultante del mejor ajuste, da los valores de  $m$  y el valor de  $c$ , se obtiene de la ordenada para  $T = 1$ .

213. - Método de mínimos cuadrados.

Por ajuste de mínimos cuadrados, la ecuación:  $A = cT^m$  no presenta dificultad cuando se escribe en la forma lineal. El ajuste de la ecuación  $i = A(t + d)^{-n}$ , ya sea gráficamente o por mínimos cuadrados es tedioso.

La forma lineal de esta ecuación es:

$$\log\left(-\frac{di}{dt}\right) = \log n - \frac{1}{n} \log A + \left(1 + \frac{1}{n}\right) \log i$$

Si las intensidades se registraron en intervalos uniformes de tiempo, las pendientes  $(-di/dt)$  de las curvas duración-intensidad, a  $i_{k+1}$  son aproximadamente iguales a la siguiente relación:

$$\frac{di}{dt} = \frac{i_k - i_{k+2}}{t_{k+2} - t_k}$$

En donde, los índices  $k, k + 1, y k + 2$ , denotan la secuencia de pares de observación en la serie. Se obtiene un mejor ajuste si los datos menores de 60 minutos son separados del análisis, de los datos de mayor duración.

Para el mejor entendimiento de los incisos 212 y 213, se realizarán ejemplos de ajuste de curvas.

214. - Utilización de las variantes  $i = a/t + b, i = a/t^k$ .

Los valores de  $a, b$  y  $k$  pueden obtenerse:

a) Gráficamente.

De (1), tomando recíprocos:

$$\frac{1}{i} = \frac{t}{a} + \frac{b}{a} \text{ Que es la ecuación de una recta en ejes } \frac{1}{i} \text{ y } t.$$

De (2), tomando logaritmos.

$\log i = \log a - k \log t$ . Ecuación de una recta en ejes  $\log i$  y  $\log t$ .

b) Método de Promedios.

Como se trata de determinar 2 constantes dividimos los datos en 2 grupos aproximadamente iguales y hacemos la suma de los residuos en cada grupo igual a 0.

Ejem. Para la ecuación (1)

$$\sum \left( \frac{1}{i} - \frac{t}{a} - \frac{b}{a} \right) = 0 \quad \delta$$

$$\sum \frac{1}{i} = n \frac{b}{a} + \frac{1}{n} \sum t$$

$n$ , es el No. de observaciones en el grupo.

Como se hacen 2 grupos, quedan 2 ecuaciones con 2 incógnitas.

c) Método de mínimos cuadrados.

El cálculo resulta muy tedioso.

Aplicándolo a la ecuación a):  $\sum \left( \frac{1}{i} - \frac{t}{a} - \frac{b}{a} \right)^2 = \text{mínimo}$

Luego las derivadas parciales:

$$\frac{\partial}{\partial a} \sum \left( \frac{1}{i} - \frac{t}{a} - \frac{b}{a} \right)^2 = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial b} \sum \left( \frac{1}{i} - \frac{t}{a} - \frac{b}{a} \right)^2 = 0$$

Desarrollando tenemos dos ecuaciones con dos incógnitas.

215. - Distribución de lluvias intensas.

Las discusiones anteriores han sido basadas en los registros de pluviómetros de lluvias individuales, éstos, sobre la lluvia en un punto definido en cada caso considerado. Cuando dos o más pluviómetros se colocan en la ciudad, se observa que con lluvias intensas, hay diferencias considerables en la intensidad y monto de lluvia registrada en cada uno de ellos, por lo cual en el estudio de áreas grandes hay posibilidad de cometer errores suponiendo que la intensidad de la lluvia sea uniforme.

Hay muy poca información detallada sobre la distribución de lluvias intensas.

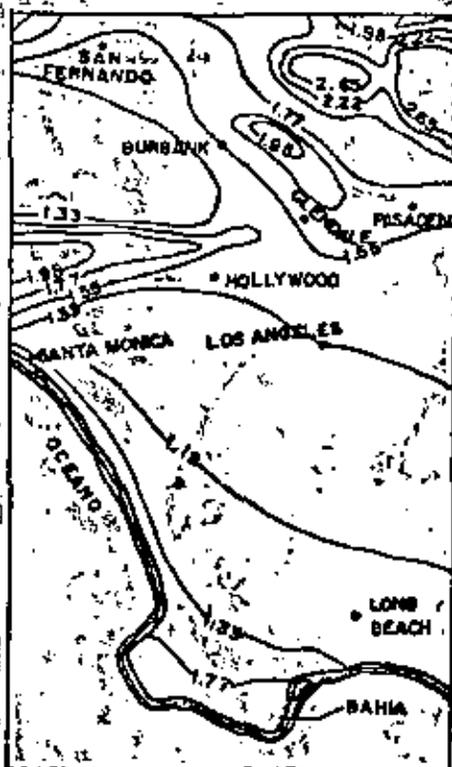
Se puede justificar que independientemente de la localidad, lluvias de igual duración y teniendo la misma máxima intensidad de precipitación en el centro de la tormenta, cubrirán áreas correspondientes con aproximadamente la misma intensidad promedio.

216. - Correlación entre isoyetas e intensidades.

Puede suceder que los registros de intensidad de precipitaciones no se encuentren disponibles para un sitio específico, de tal manera que será necesario utilizar curvas tiempo-intensidad de algunas estaciones cercanas y ajustar por diferencias locales en clima, tales como las causadas por diferentes altu

ras sobre el nivel del mar. En esta situación, algunas veces es aceptable suponer que  $n$  y  $m$ , que representan la pendiente y espaciamento, permanecen constantes y que las curvas se mueven hacia arriba o hacia abajo como un conjunto, de acuerdo con las diferencias locales en clima causados por las diferentes elevaciones.

Existe alguna evidencia de que las isoyetas de precipitación anual pueden relacionarse aproximadamente con las intensidades. Si se aplica este criterio, un mapa de isoyetas puede servir para estimar el grado de desviación de las curvas de intensidad. Si de toda la información disponible se puede construir un plano como el ilustrado a continuación, la combinación de él con la gráfica de las curvas tiempo-intensidad, puede proporcionar datos generales de  $t-i$ , con aceptable exactitud, para áreas locales que tengan clima y elevación diferentes.



### ISOYETAS PARA INTERVALO DE RECURRENCIA DE 50 AÑOS

Ejemplo.- Utilizando el criterio anterior, con los datos del diagrama superior y el de curvas de intensidad-tiempo, correspondientes a Los Angeles, California, determinar la ecuación en términos del intervalo de recurrencia para duraciones menores de 20 minutos para a) Los Angeles y b) Pasadena.

Solución:

a) Dibújese una línea que represente el intervalo de recurrencia para Los Angeles. (véase la línea discontinua)

en la figura siguiente; la distancia de la línea 10 años a la línea 1 año, es igual a la distancia de la línea 100 años a la línea 10 años). La extrapolación de la línea 1 año al tiempo 1 minuto da:  $c = 5.6$  pulg/hora.

$m =$  variación del log  $i$  por ciclo logarítmico de  $T$ . Comparando los valores de  $i$ , para 10 y 100 años, correspondientes a una duración de 5 minutos,  $m = \log 5.5 - \log 3.72 = 0.17$ .

$n =$  variación del log  $i$  por ciclo logarítmico de  $t$ . Extrapolando la línea 100 años a 50 minutos,  $n = \log 5.5 - \log 1.78 = 0.49$ .

$$i = \frac{c t^m}{t^n} = \frac{5.6 T^{0.17}}{t^{0.49}}$$

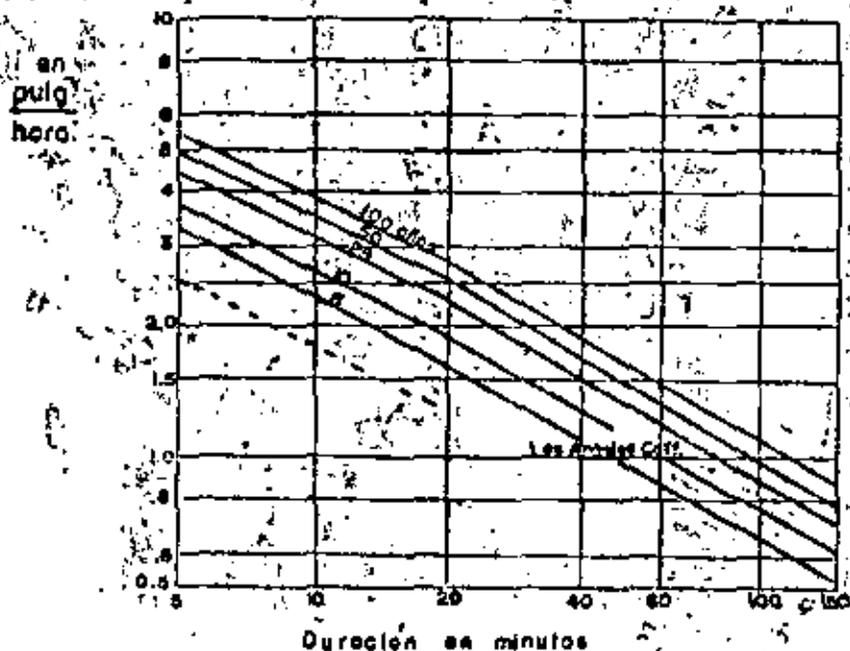
b) De la figura de isoyetas:

$$\frac{i \text{ Pasadena}}{i \text{ Los Angeles}} = \frac{1.65}{1.33} = 1.24$$

Por consiguiente, para Pasadena,  $c = 1.24 \times 5.6 = 7.0$  pulg/hr.

Suponiendo que el espaciamiento (representado por  $m$ ) y la pendiente (representada por  $n$ ) sean los mismos que para Los Angeles, la ecuación para Pasadena será:

$$i = \frac{7.0 T^{0.17}}{t^{0.49}}$$



## 217.- Elección de la frecuencia para el diseño.

La frecuencia promedio usada para el diseño determinará el grado de protección que proporcione el sistema de alcantarillado. - En la práctica, los estudios costo-beneficio no se hacen normalmente en el diseño. Se puede recurrir a la experiencia de otras poblaciones similares.

El rango de frecuencia varía aproximadamente como sigue:

- 1) En áreas residenciales: 2 a 15 años, con 5 años como la más comúnmente usada.
- 2) En zonas comerciales y zonas de alto valor: 10 a 50 años, dependiendo de la justificación económica
- 3) Para obras de protección de avenidas: 50 años ó más.

Otros factores que afectan la elección de la frecuencia son:

### A. - Uso de frecuencias menores:

- 1) Para diseñar aquellas partes del sistema no susceptibles económicamente de ampliación.
- 2) Para diseñar alcantarillados combinados que para pluviales exclusivamente, por las posibilidades de inundaciones domiciliarias.
- 3) Para diseño de estructuras especiales, como estaciones de bombeo de vías rápidas. A veces, frecuencias de 50 años se pueden justificar, en esas áreas, aun cuando la zona total se diseña para frecuencias de 5 años.

### B. - Adopción de frecuencias mayores, de acuerdo con la disponibilidad de fondos, de manera que se proporcione la protección indispensable.

Es obvio que el costo del alcantarillado no es directamente proporcional a la frecuencia de diseño. Algunos estudios indican que un sistema diseñado para frecuencia de 10 años puede costar solo del 6 al 11% más, que los diseñados con 5 años, dependiendo de la pendiente, con el menor incremento aplicado a alcantarillados profundos.

En la tabla siguiente se indica la probabilidad de que una lluvia que tenga un intervalo de recurrencia establecido, sea igualada o excedida durante un período especificado.

## T A B L A

T años	Periodo, años.					
	1	5	10	25	50	100
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	0.5	0.97	0.999	#	#	#
5	0.2	0.67	0.89	0.996	#	#
10	0.1	0.41	0.65	0.93	0.995	#
50	0.02	0.10	0.18	0.40	0.64	0.87
100	0.01	0.05	0.10	0.22	0.40	0.63

# Estos valores son aproximadamente iguales a 1.

TABLA I

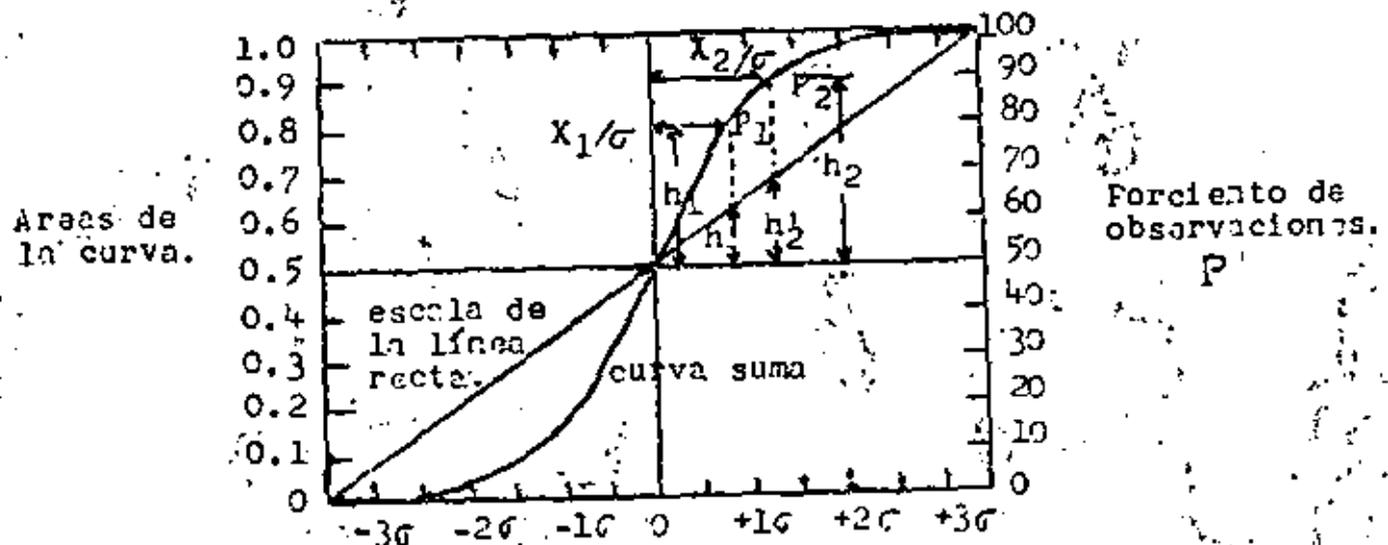
Valores de distribución acumulada normal.

t	F (x) N	t	F (x) N
-3.0	0.0013	0	0.5000
-2.9	0.0019	0.1	0.5398
-2.8	0.0026	0.2	0.5793
-2.7	0.0035	0.3	0.6179
-2.6	0.0047	0.4	0.6554
-2.5	0.0062	0.5	0.6915
-2.4	0.0082	0.6	0.7257
-2.3	0.0107	0.7	0.7580
-2.2	0.0139	0.8	0.7881
-2.1	0.0179	0.9	0.8159
-2.0	0.0228	1.0	0.8413
-1.9	0.0287	1.1	0.8643
-1.8	0.0359	1.2	0.8849
-1.7	0.0446	1.3	0.9032
-1.6	0.0548	1.4	0.9192
-1.5	0.0668	1.5	0.9332
-1.4	0.0808	1.6	0.9452
-1.3	0.0968	1.7	0.9554
-1.2	0.1151	1.8	0.9641
-1.1	0.1357	1.9	0.9713
-1.0	0.1587	2.0	0.9772
-0.9	0.1841	2.1	0.9821
-0.8	0.2119	2.2	0.9861
-0.7	0.2420	2.3	0.9893
-0.6	0.2743	2.4	0.9918
-0.5	0.3085	2.5	0.9938
-0.4	0.3446	2.6	0.9953
-0.3	0.3821	2.7	0.9965
-0.2	0.4207	2.8	0.9974
-0.1	0.4602	2.9	0.9981
0	0.5000	3.0	0.9987

## CONSTRUCCION DEL PAPEL D: PROBABILIDADES.

Es un sistema de coordenadas en el cual las distribuciones de frecuencia normal se grafican como líneas rectas.

Se construye como se indica en la figura.



El origen del sistema de coordenadas se coloca en la mitad de la curva acumulada. Las verticales, originalmente aritméticas, se comprimen de manera que las distancias  $h_1$  y  $h_2$  para los % de probabilidad  $P_1$  y  $P_2$  se reduzcan a  $h'_1$  y  $h'_2$ .

Estas distancias reducidas indican la posición de los porcentajes  $P'_1$  y  $P'_2$  en la nueva escala, llamada probabilística, que convierte la curva en S en línea recta.

De la figura.

$$h'_1 : h'_2 = \frac{X_1}{\sigma} : \frac{X_2}{\sigma} = \frac{X_1}{X_2}$$

Las probabilidades acumuladas se calculan de la tabla I:

Debido a que las diferencias entre los logaritmos de los números decrecen gradualmente a medida que los números crecen, una curva limitada en su extremo inferior por cero, pero no en el otro, algunas veces se hace simétrica o normal funcionalmente, cuando los logaritmos de las observaciones sustituyen a sus magnitudes aritméticas, una escala logarítmica reemplaza a la aritmética y la línea de mejor ajuste pasa a través de las intersecciones  $\mu_g$  con una frecuencia 50% y  $\mu_g/\sigma$  con 84.1% y  $\mu_g/\sigma$  con 15.9%.

## OBRAS ACCESORIAS USADAS EN ALCANTARILLADO

- 1101.- Las obras accesorias de los alcantarillados ayudan a la operación del sistema. Considerárense como tales:
- a) Pozos de visita (con y sin caída adosada).
  - b) Coladeras pluviales.
  - c) Tanques regularizadores.
  - d) Tanques lavadores.
  - e) Trampas de grasas.
  - f) Regularizadores de gasto
    - 1) Mecánicos.
    - 2) Vertedores laterales.
    - 3) Vertedores de fondo.
    - 4) Sifón vertedor.
  - g) Medidores de gasto.
  - h) Sifones.
  - i) Uniones entre colectores.
  - j) Descargas.
  - k) Conexiones domiciliarias.

1102.- Pozos de visita.- Son estructuras que permiten la inspección y limpieza de los alcantarillas.

Su construcción es indispensable y los requisitos para su localización se indican en temas anteriores.

En las hojas anexas al tema, números 10, 11 y 12, se ilustran varios tipos de pozos, dimensiones, materiales y recomendaciones para el uso de ellos.

Un accesorio muy importante es el pozo de visita con caída, que permite ahorros considerables en la intersección de atarjeas con colectores profundos. (Véase en la hoja No. 10)

Un accesorio usado antiguamente para revisión de las alcantarillas es el pozo de lámpara, que se construía con tubos de 20 cm. de concreto o fierro fundido y permitía la entrada de una fuente luminosa. Actualmente está en desuso por su poca utilidad.

1103.- Coladeras pluviales.- Son dispositivos para permitir la entrada del agua pluvial, la de barrido de calles y otras que ocurren por ellas, al sistema de alcantarillado. El nombre de coladera proviene del uso de rejillas a la entrada del dispositivo, no siendo considerada actualmente necesaria su instalación en el tipo de banqueta. Muchas veces perjudica, impidiendo la libre entrada del agua pluvial.

Las coladeras pueden dividirse:

- a) De banqueta (Pendientes menores del 2%)
- b) De piso y banqueta (Pendientes del 2 al 5%)
- c) De piso (Pendientes mayores del 5%).

Si las pendientes son mayores del 3% se acostumbra hacer una depresión lo más pequeña posible en la cuneta, para obligar al agua a entrar.

El uso de barras paralelas a la dirección del escurrimiento admitirá el agua más aprisa que usando barras transversales, pero se admitirá más basura que puede ocluir las tuberías. Véanse tipos y dimensiones en la hoja anexa número 11.

El depósito decantador ha sido reducido actualmente y la trampa hidráulica para evitar la salida del "aire de los alcantarillados", es de valor relativo si el sistema funciona adecuadamente sin permitir sedimentación de materia orgánica.

Capacidad de coladeras. Variable con el diseño, pendiente, etc.

Normativamente pueden usarse las fórmulas empíricas de Li. (Ref: Hydraulic Behavior of Storm water Inlets - Parts I y II de Li, Geger, Benton y Sorteberg. Sewage and Industrial Wastes, 23, 34, 722 - 1951-).

O bien los datos de Hornar para St. Louis Missouri o los dados para los Angeles. De ellos son interesantes por sus condiciones parecidas a nuestros diseños, los correspondientes coladeras de piso. Los valores fueron observados en coladeras de 25" x 36" con barras de 1" en claros de 1". Las barras se colocadas en el sentido del escurrimiento y se tenía 2" de depresión en el pavimento. Los datos son sin que se haya unido de escurrimiento. Con un ligero sobre escurrimiento, los valores aumentaban hasta en un 50%.

#### CAPACIDAD DE COLADERAS DE PISO

Pendiente de la calle %	Capacidad lt/seg.	Pendiente de la calle %	Capacidad lt/seg.
0	105	8	40
1	100	9	37
2	95	10	34
3	90	12	28
4	85	14	23
5	80	16	19
6	76	18	16
7	72	20	13

#### 1104.- Tanques regularizadores.

Los tanques regularizadores de aguas negras no son usuales en nuestro país, sin embargo se han construido regularizadores de aguas pluviales, en la Ciudad de México para disminuir la magnitud del pico de aguas pluviales. Sus dimensiones son generalmente grandes, sobre todo considerando que deben ser poco profundos para que se puedan vaciar por gravedad al drenaje una vez que haya pasado la emergencia.

Las entradas al tanque se recomienda colocarlas a la altura del tirante correspondiente a 2 veces el escurrimiento en estiaje.

La magnitud de las entradas se calcularán de acuerdo con la capacidad de la alcantarilla y el probable pico de aguas pluviales.

#### 1105.- Tanques lavadores.

Poco usados en nuestro país.- Son estructuras para almacenar agua de preferencia no potable y descargarla intermitentemente a velocidades adecuadas con objeto de limpiar tramos de alcantarillado en donde no se tenga velocidad de arrastre apropiado, ya sea por baja pendiente o por gasto insuficiente. Esto sucede más comúnmente en los tramos inmediatos a las curvas de atarjea.

El cálculo del volumen de agua necesario se hace utilizando las fórmulas hidráulicas para ondas en movimiento. (Véase Rabbitt & Baumann, Sewerage and Sewage Treatment 81.- Edición Pag. 93 ó King & Brater, Handbook of Hydraulics, 1954, pag. 8 - 47).

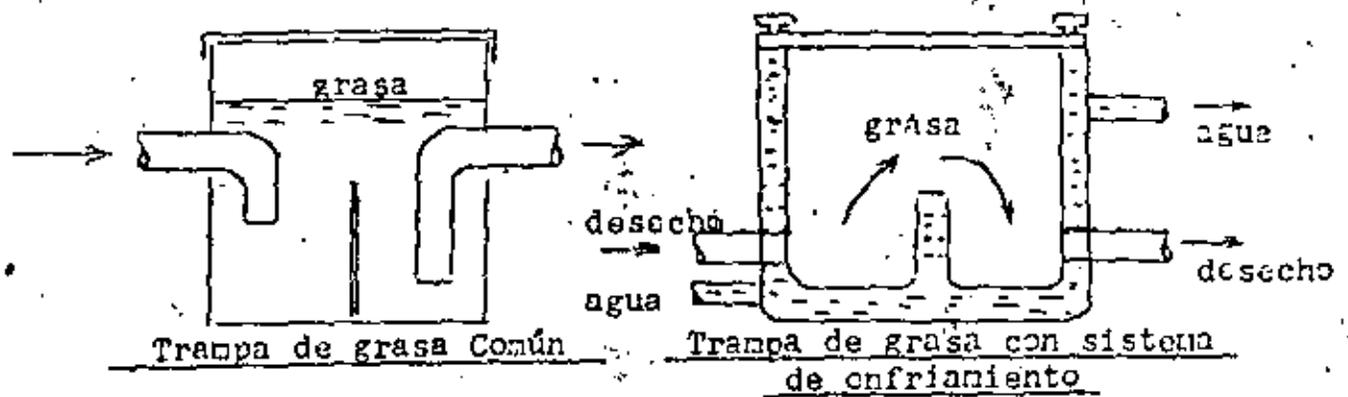
Los tanques pueden operarse manual o automáticamente.- Véase figura en la hoja 12.- Siendo preferible aún cuando más costoso el de operación automática.

#### 1106.- Trampas de grasa y aceite.

La grasa forma incrustaciones en las alcantarillas difíciles de remover y que decrecen la capacidad de ellas. La presencia de aceite y sobre todo gasolina ha originado frecuentemente explosiones en las alcantarillas. Su control deberá forzarse a los contribuyentes obligándolos a construir trampas en sus sistema de plomería, las cuales son bien simples de construir como puede verse en la figura de la hoja siguiente.

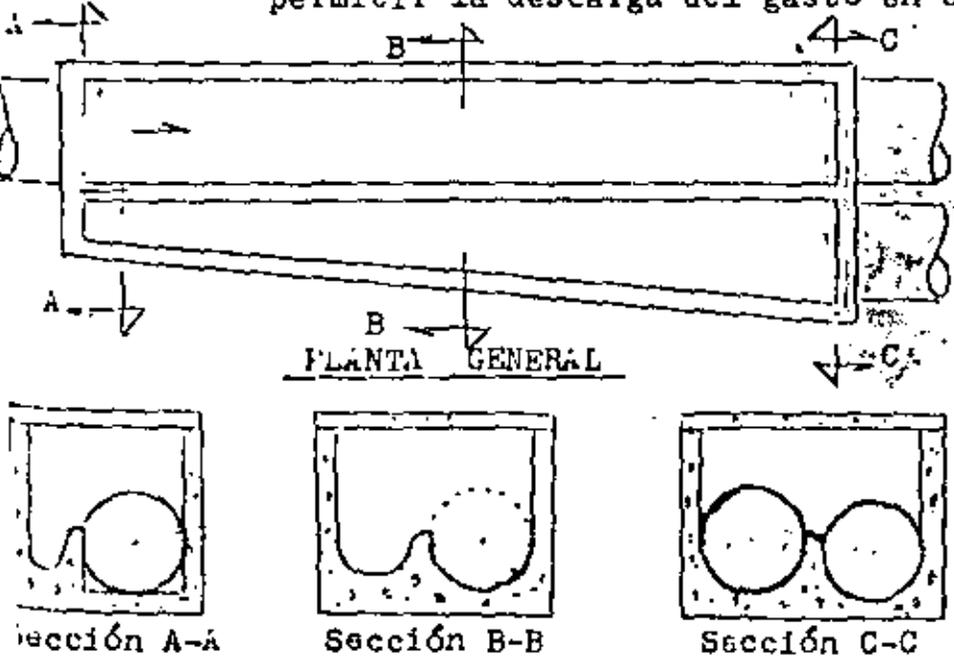
#### 1107.- Regularizadores de Gasto.

Usados comúnmente en alcantarillados combinados para derivar una porción del gasto en época de lluvias ya sea para evitar sobrecarga en tuberías o estaciones de bombeo, o para regularizar el gasto a una planta de tratamiento.



- a) Mecánicos.- Usan diversos mecanismos que operen automáticamente una compuerta, ya sea con flotadores o electrodos, o bien accionando una compuerta radial con cambios de presión hidrostática.
- b) Vertedores laterales.

Aberturas laterales en tuberías del largo suficiente para permitir la descarga del gasto en exceso.



La capacidad de estos vertedores está controlada por varios factores:  
 Forma del canal, regimen hidráulico sub-crítico o super-crítico, longitud de la cresta, velocidad de aproximación, y el ángulo que hace la cresta con la inclinación del conducto.

Hay varias fórmulas, empíricas e hipotéticas, para el cálculo de estos vertedores. Se recomienda ver Open Channel Hydraulics de Ven Te Chow.

Para conductos circulares de 18 a 24 pulgadas con tirantes que no sobrepasen  $\frac{3}{4}d$  y con el vertedor colocado entre  $d$  y  $\frac{d}{2}$  puede ser útil usar la fórmula de Babbitt (unida-

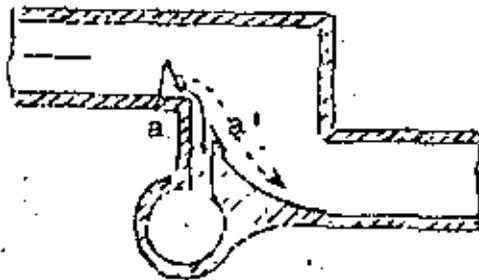
$$l = 2.3 Vd \text{ long } \frac{h_1}{h_2}$$

$l$  = longitud de la cresta.  
 $V$  = velocidad de aproximación  
 $d$  = diámetro del tubo. y

$h_1$  y  $h_2$  = tirantes aguas arriba y abajo en la longitud del vertedor.

c) Vertedores de fondo.

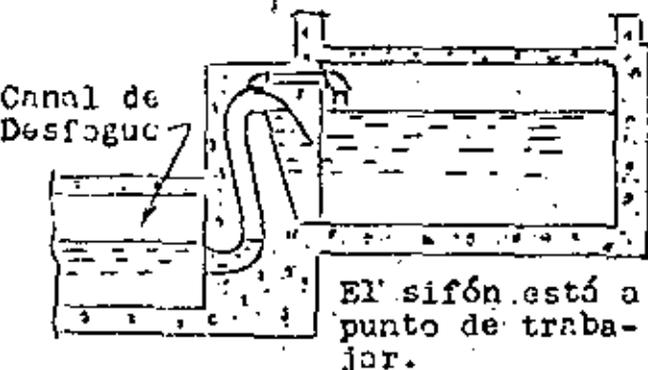
Ilustrado como se ve en la figura siguiente:



La escotadura, a, generalmente se hace con una lámina deslizante para graduar el gasto. La cresta a, puede redondearse si se desea derivar un gasto mayor de aguas negras.

d) Sifón vertedor.

Este tipo es probablemente el más efectivo de los 4.



Se puede ilustrar como se ve en la figura.

Se pueden usar grandes cargas por lo cual es usual en donde se deseen derivar grandes volúmenes.

El gasto puede calcularse por:

$$Q = C A \sqrt{2gh}$$

Siendo  $C = 0.62$  a  $0.65$

y a la carga diferencial entre las 2 superficies de agua.

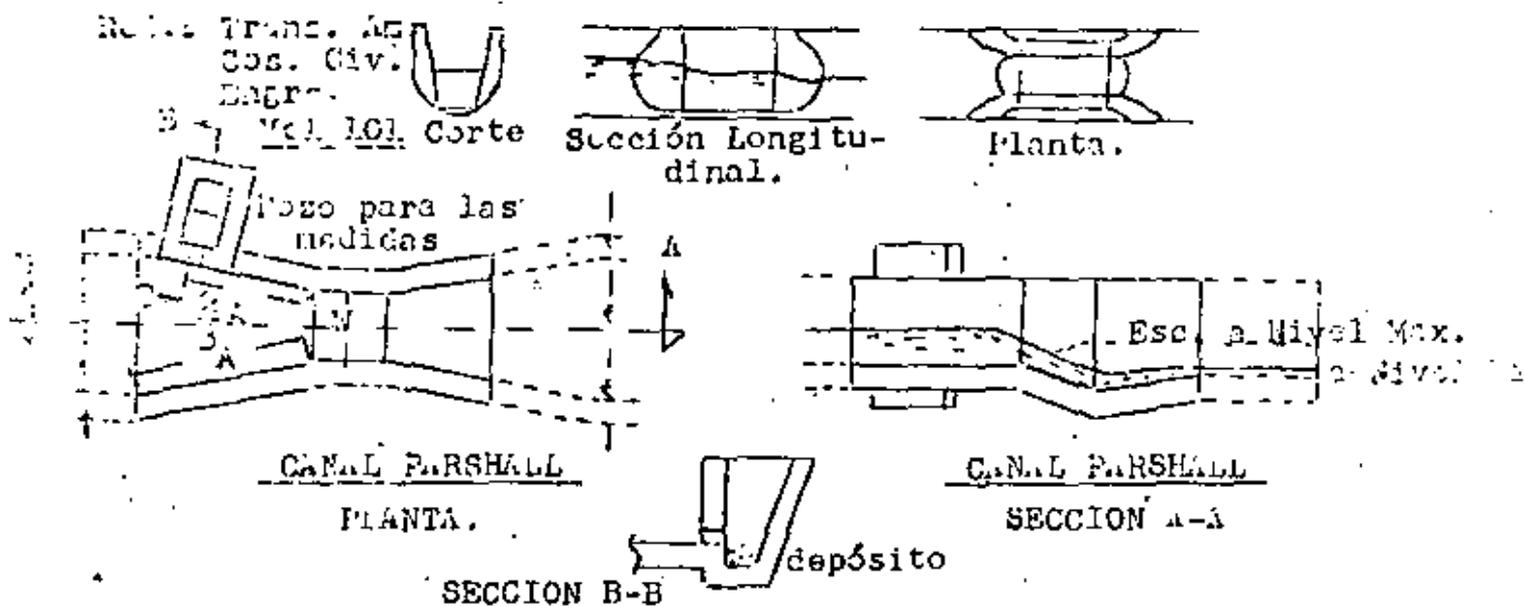
### 1108.- Medidores de Gasto.

Los dispositivos para medición de gastos de aguas negras, -- deben tener como característica esencial el que no puedan -- ser obstruidos por objetos flotantes o por la sedimentación de material suspendido.

Este requisito es satisfecho adecuadamente por canales parabólicos, canales Parshall y canales Palmer Bowlus.

Cuando el líquido esté a presión pueden usarse medidores de velocidad como tubos Venturi especialmente diseñados para trabajar con aguas negras o bien medidores magnéticos.

#### CANAL PALMER-BOWLUS



El estudio de los dispositivos anteriores cae dentro del programa del 2o. Curso de Hidráulica, sin embargo, para norma de criterio se considera que el canal Parshall es el dispositivo más adecuado por su sencillez de construcción, exactitud efectiva auto limpieza y costo.

### 1109.- Sifones.

Se pueden considerar dos tipos.

- El sifón verdadero en el cual la línea piezométrica está -- por debajo de la tubería. y
- El sifón invertido donde la tubería está abajo de la línea -- piezométrica.

Los sifones verdaderos no se usan para aguas negras por la acumulación de gases en la parte alta que dificulta una operación continua.

El sifón invertido consiste de dos o más tuberías, generalmente de diferente diámetro. En la tubería de diámetro chico pasará el gasto medio de estiaje, mientras que en los otros se podrán conducir los incrementos adicionales de gasto. Los tamaños se calculan sobre la base de una velocidad mínima de 0.75 a 0.90  $\frac{m}{seg}$  para el escurrimiento medio de estiaje.

El sifón puede construirse con los ramales de la U, verticales o inclinados.

Algunas veces se utiliza un desarenador antes del sifón.

En el diseño del sifón invertido deberá considerarse:

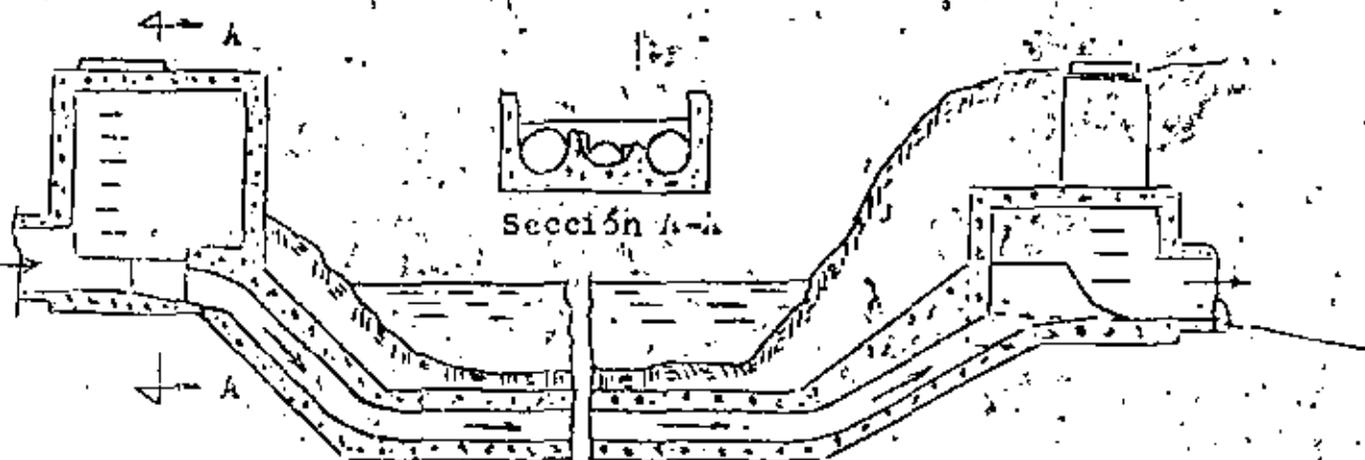
1.- Se fija la cota del agua en la entrada o la salida. La otra cota (salida o entrada) se calcula considerando la velocidad mínima de arrastre o una mayor si no hay limitación de pérdida de carga.

2.- Se calculan los gastos mínimo, medio y máximo.

Un tubo deberá trabajar con el  $Q$  mínimo. Si son solo 2 tubos, el otro trabajará de manera que la capacidad combinada sea el  $Q$  máximo.

Si se usan 3, la capacidad de los 2 más chicos será igual al  $Q$  medio y el mayor junto con los otros 2 deberán manejar el  $Q$  máximo.

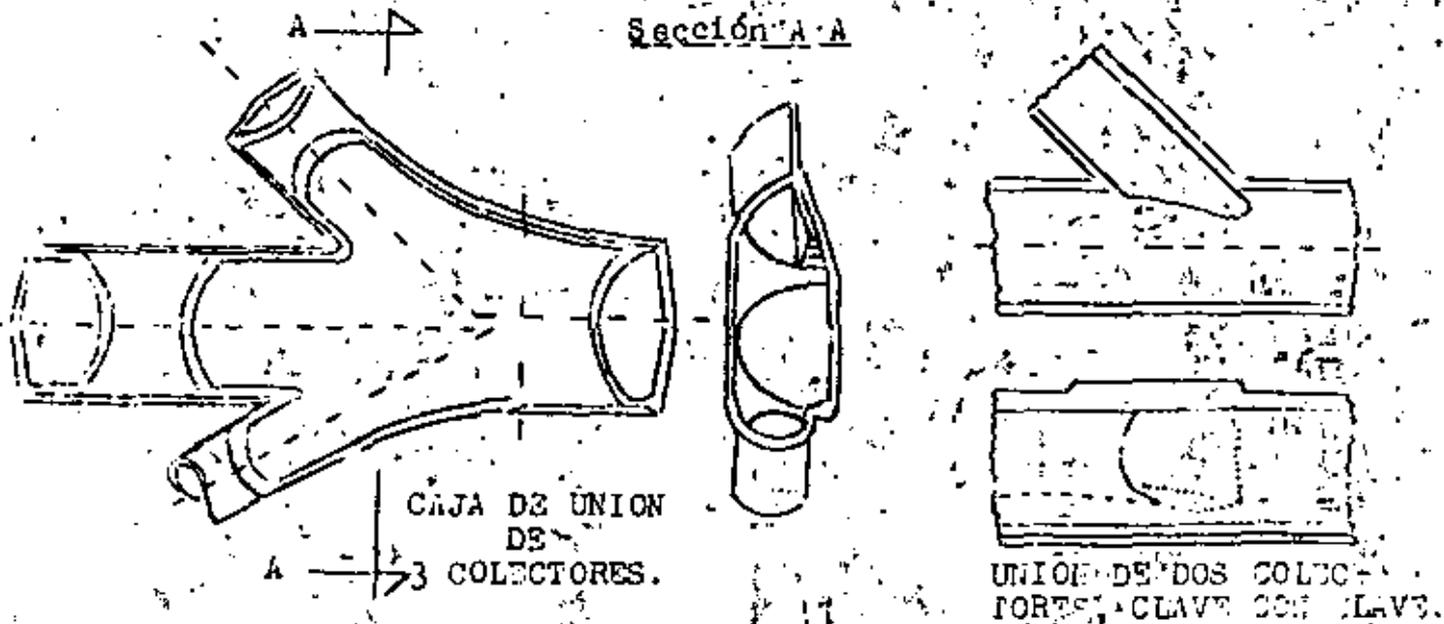
3.- Es común que en la cámara de entrada las plantillas estén a nivel, no así en la cámara de salida, donde es conveniente que el tubo que lleve el mayor gasto descargue a un nivel un poco mayor. (Véase figura).



CORTE LONGITUDINAL DE UN SIFON INVERTIDO

### 1110.- Uniones entre Colectores.

La unión de atarjeas se hace simplemente en el pozo de visita como ya se indicó antes, sin embargo, cuando se trata de 2 ó más tuberías de diámetro grande, mayores de 70 cm., se hacen cajas en lugar de pozos, o bien se hacen las inserciones, como se indica abajo:



### 1111.- Descargas.

El diseño de la descarga de un alcantarillado requiere:

- Adecuada localización para evitar molestias sanitarias.
- La protección de la boca contra corrientes, tráfico fluvial o marítimo, objetos flotantes, etc.
- Evitar el regreso del agua, en los emisores colocados en muy baja pendiente.

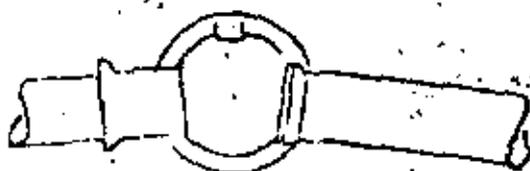
La localización dependerá básicamente del destino final de las aguas negras y que se verá con mayor detalle en otro punto del curso.

La protección dependerá de condiciones locales.

El regreso del agua se evitará colocando al emisor en su descarga a una pendiente fuerte. Si no es posible, puede usarse una compuerta de charnela.

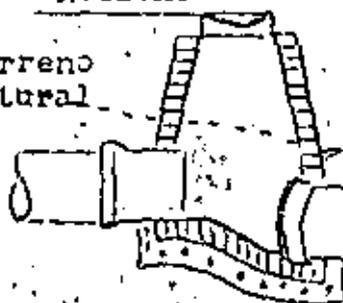
El diseño de descargas en alcantarillados separados y combinados puede verse en las figuras siguientes, en donde se explican por sí mismas las diferencias.

Planta



Relleno

Terreno Natural



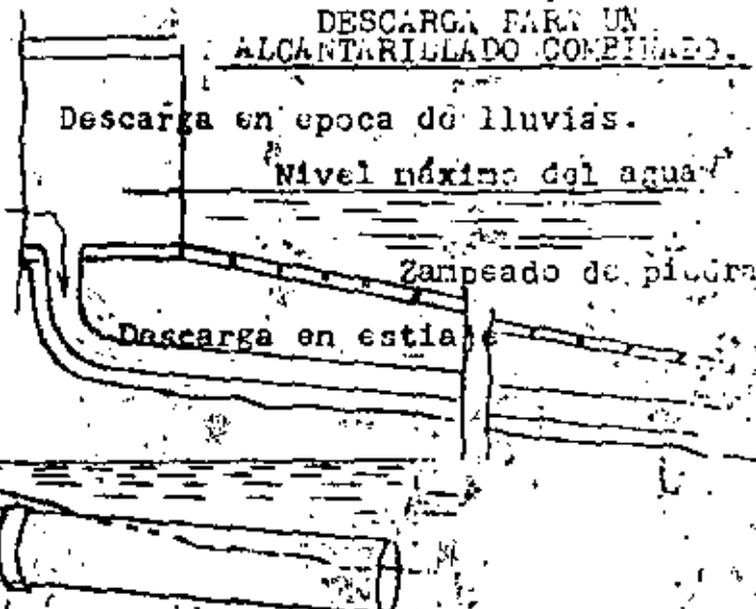
DESCARGA PARA UN ALCANTARILLADO COMBINADO.

Descarga en época de lluvias.

Nivel máximo del agua

Zanpeado de piedra

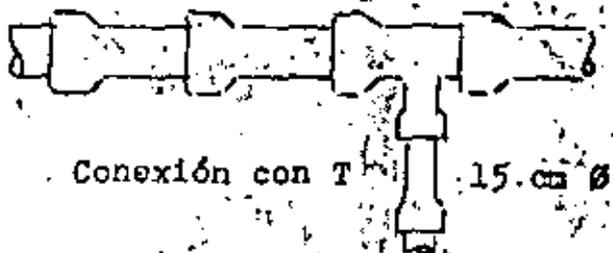
Descarga en estiaje



DESCARGA DE UN ALCANTARILLADO SANITARIO

1112.- Conexiones Domiciliarias.

a) Con atarjeas menores de 60 cm.



Conexión con T 15 cm Ø

atarjea

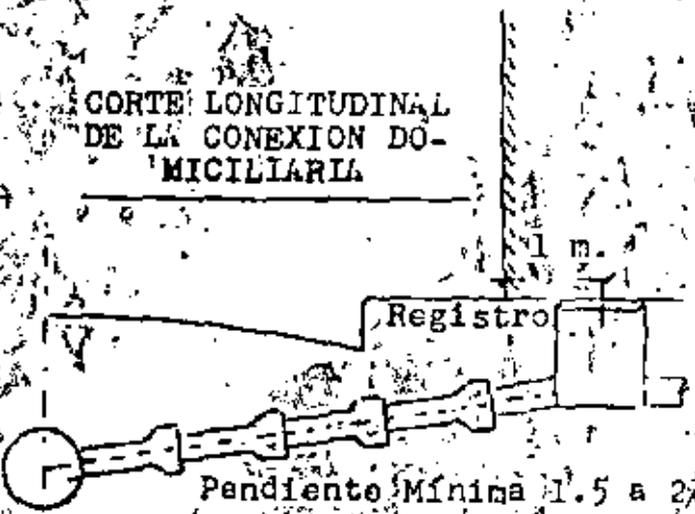
CORTE LONGITUDINAL DE LA CONEXION DOMICILIARIA



Conexión con Y Codo de 45° 15 cm Ø

atarjea

atarjea



Registro

Pendiente Mínima 1.5 a 2%

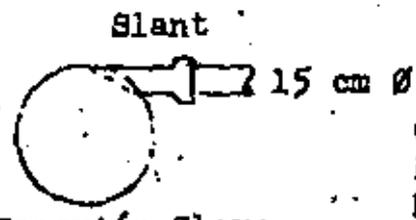
Siendo preferible el uso de la Y, en atarjeas de 20 hasta 30 cm. por el escurrimiento más suave.

Las conexiones se hacen eje con eje.

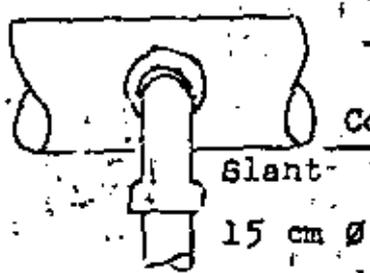
b) En tubos mayores de 60 cm.



Conexión a 45°



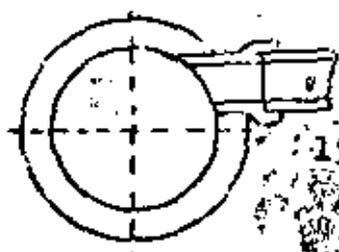
Conexión Clave con clave



Conexión a 90°



CONEXION DOMICILIARIA EN TARJEAS MUY PROFUNDAS

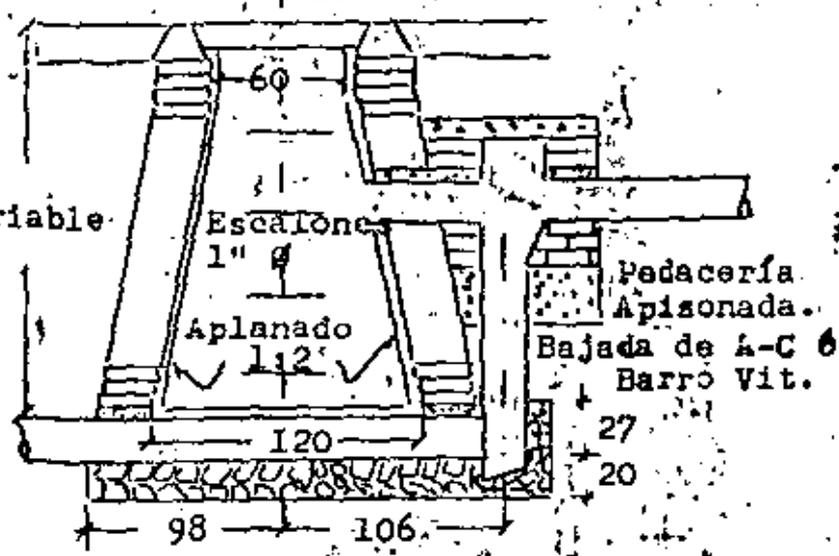


15 cm. Ø

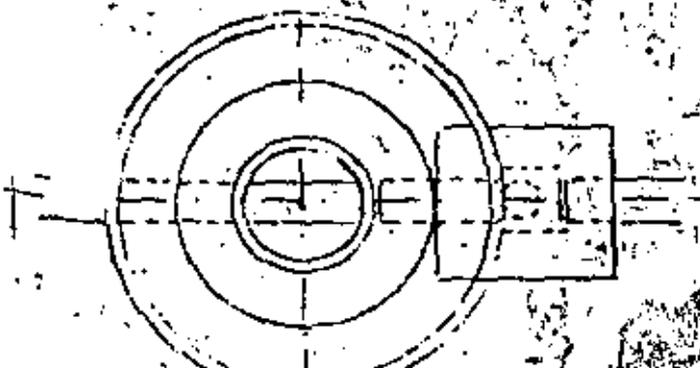
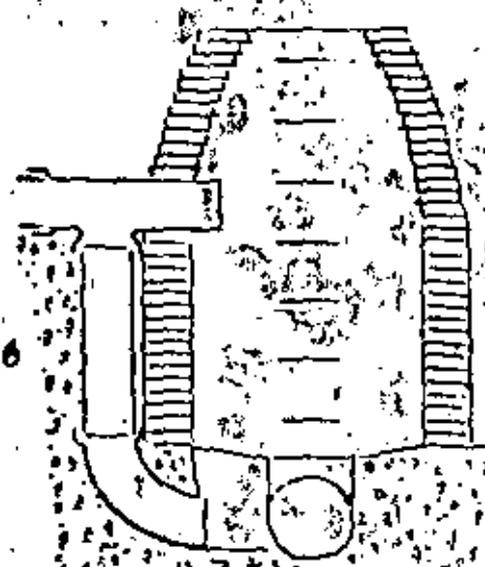
Siendo común el uso del Slant.

Las conexiones en este caso se hacen clave con clave.

POZO DE VISITA CON CAIDA PARA PROFUNDIDADES HASTA 2.0 m.



OTRO TIPO DE POZO DE VISITA CON CAIDA.



0.90

0.60

Pozo de Visita para profundidades mayores de 2.50.

Variable

Escalones de var.

1" Ø

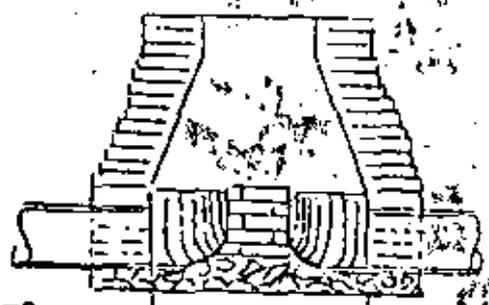
aplanado

1:2

Tabique de 28 Junteado con Mortero 1:3

Mampostería de Piedra con mortero de cemento 1:4

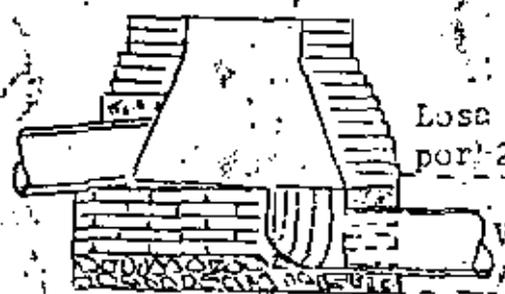
CORTE A-A



Pozos para profundidades menores de 2.50

1.20

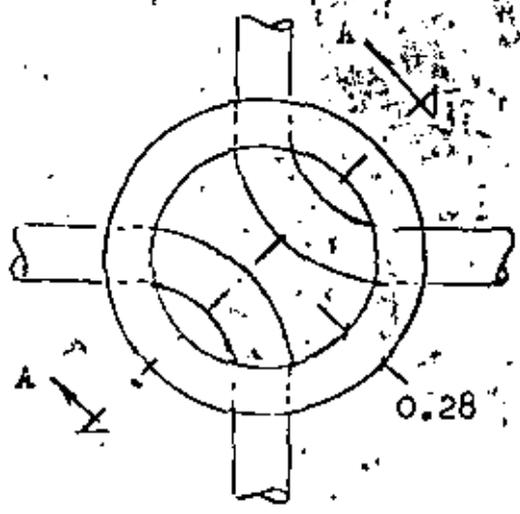
CORTE B-B



Losa de 1 por 20

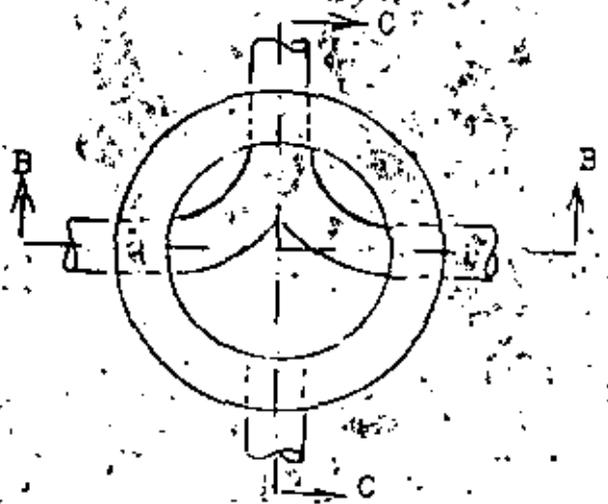
Variable

CORTE C-C

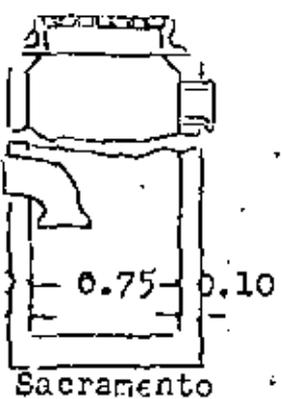


0.28

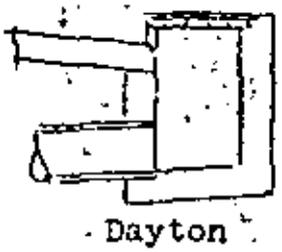
PLANTA



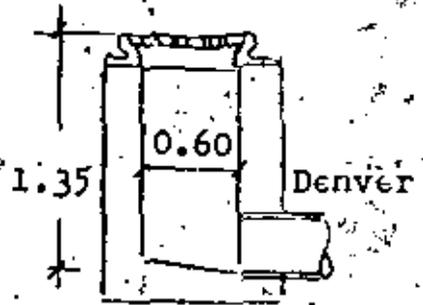
PLANTA



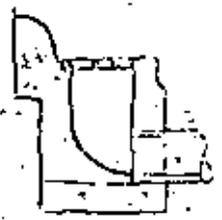
Sacramento



Dayton



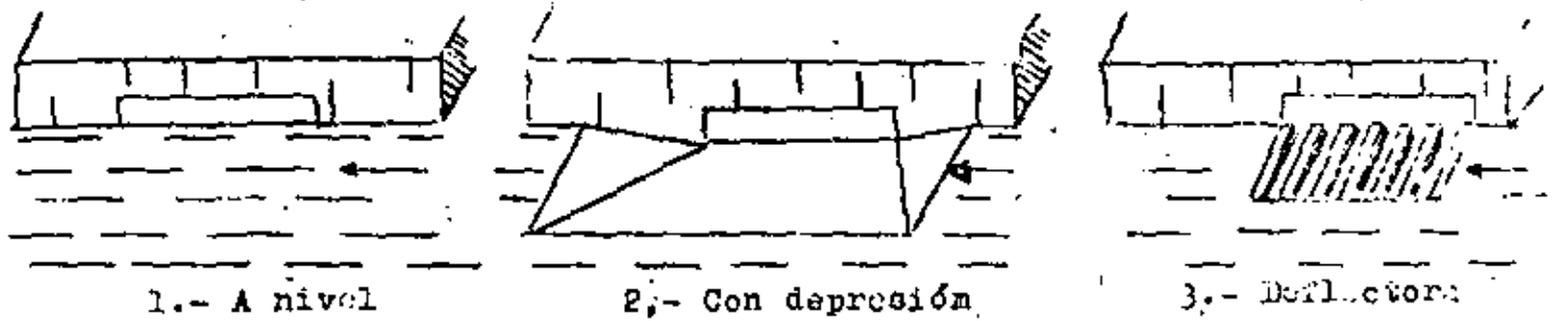
Denver



Phoenix

TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES

TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES  
A) DE BANQUETA

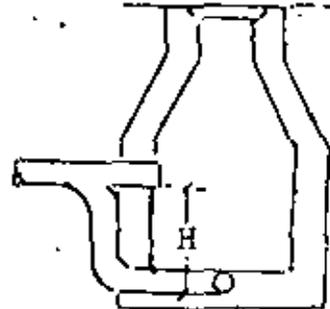
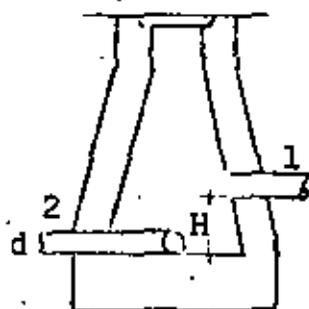
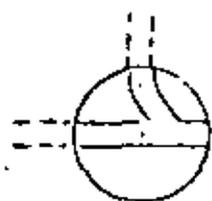
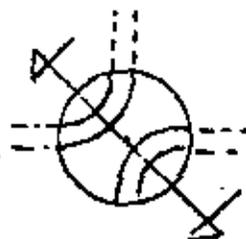
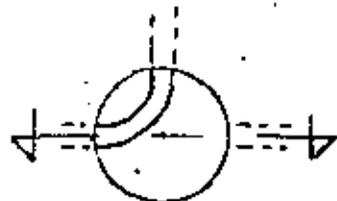
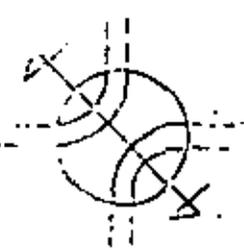


B) DE PISO



C) DE PISO Y BANQUETA





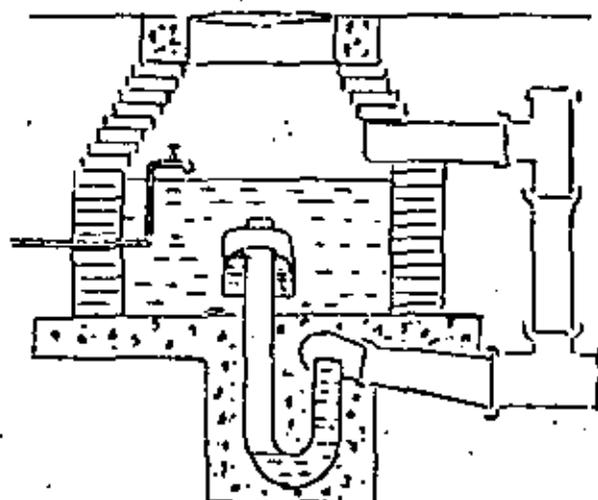
H no debe ser mayor de 0.40 m. En casos especiales hasta 60 cm.

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

Pozo para cabeza que debe evitarse. Se hace una media cañafalsa.

Pozo con cañafalsa H no mayor de 2m. Cañafalsas menores de 0.50 m. se construirán directas al poz.

### DISPOSICION DE PLANTILLAS EN POZOS DE VISITA



TANQUE LAVADOR CON SIFON

TEMA 6.1 ESTACIONES DE BOMBEO PARA AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES.

33

Normas de diseño para proyecto de cárcamos de bombeo y casas de bombas. Selección de equipos. Protección de las instalaciones. Dispositivos de seguridad.

101.- Generalidades.

En el diseño de alcantarillados puede ser necesario bombear aguas negras, aguas pluviales o la mezcla de ellas, en zonas donde se recolecten en cotas tales que la descarga resulte imposible o antieconómica por gravedad, para alimentar las plantas de tratamiento, para elevar aguas negras o pluviales de sitios muy bajos y conectarlos a algún colector o para verter las aguas en corrientes o cuerpos receptores.

102.- Bombeo de aguas negras. Necesidad del bombeo.

En ocasiones es necesario elevar las aguas negras para evitar excavaciones muy profundas generalmente en terrenos de poca o ninguna pendiente; en otras, con objeto de obtener una carga suficiente para el paso del agua a través de las unidades de tratamiento o bien para su disposición en algún sitio conveniente.

Es necesario un estudio económico para decidir si es más conveniente el uso de una sola estación o varias que drenen diversas zonas de la población.

El bombeo de aguas negras deberá hacerse continuamente por los problemas que se derivan del almacenamiento prolongado de ellas. Un máximo de 2 horas es aconsejable para evitar que entren en estado séptico, (carencia de oxígeno disuelto), aún cuando existen recomendaciones para tiempos de retención promedio menores.

Las estaciones de bombeo lógicamente deben ser eficientes y seguras, previendo posibles paros. El diseño, elección de equipos y sistemas de operación se harán en atención a la seguridad de un bombeo continuo.

El Departamento de Salud del Estado de Nueva York resume así los requisitos para el diseño de una estación de bombeo.

a) Las estaciones principales tendrán por lo menos 3 bombas, con capacidades tales, que si la unidad mayor queda fuera de servicio, las 2 restantes puedan bombear el gasto máximo.

b) Los tamaños y capacidades deben ser proporcionales a las

variaciones volumétricas de las aguas negras.

- c) Se contará con dos fuentes de energía distintas para mover los equipos de bombeo.
- d) Las estaciones de bombeo secundarias deben tener equipo por duplicado
- e) De preferencia, los equipos deben estar bajo techo.
- f) Se recomienda el uso de bombas de eje vertical.
- g) Las tuberías de succión y descarga no deben ser menores de 4"  $\phi$ .
- h) Para reparaciones y limpieza, las bombas deben colocarse en cámaras de donde puedan ser extraídas fácilmente.
- i) Los equipos deben estar precedidas de rejillas de operación manual o automática, para la eliminación de objetos grandes flotantes o suspendidos.
- j) Se deberá diseñar un paso lateral (by-pass) de emergencia.

103.- Bombeo de aguas pluviales y combinadas.

Durante la época de lluvias, las estaciones de bombeo tienen que trabajar con gastos mucho mayores que los normales durante el estiaje. En los alcantarillados combinados, las aguas negras se tratan solo parcialmente pasándolas a través de rejillas y desarenadores y diluidas por el agua de lluvia se bombean conjuntamente al sitio de vertido.

Donde sea posible, las estaciones de aguas pluviales deberían localizarse en áreas donde pueda ser almacenada agua sin originar inundaciones. Esta posibilidad reducirá los efectos del pico del escurrimiento a la estación, contribuyendo a disminuir su tamaño y capacidad instalada.

104.- Capacidad de las estaciones de bombeo.

La capacidad inicial de la estación será suficiente para cubrir un período de diseño de por lo menos diez años. Los gastos iniciales serán muy pequeños, de modo que las condiciones para escurrimiento mínimo, deberán ser tales que el período de retención de las aguas negras no origine molestias y que los equipos sean de tal capacidad, que no permanezcan parados mucho tiempo. Deberán preverse los requisitos futuros para la instalación de equipos grandes.

La capacidad de la estación deberá ser adecuada para el gasto máximo. Los gastos mínimos también afectarán el diseño de los canales de rejillas y el tamaño del cárcamo húmedo.

La capacidad de los equipos se selecciona de la siguiente manera:

- a) Si solo se instalarán dos equipos, la capacidad de cada bomba deberá ser igual al gasto máximo.

- b) Si hay una gran diferencia entre los gastos máximo y mínimo, convendría instalar un mínimo de tres bombas, una grande y dos chicas que manejen el 200% del Q máximo entre las tres, o bien el número que se estime adecuado para manejar el gasto de acuerdo con las variaciones locales.
- c) Si es factible conocer con cierto grado de precisión, las variaciones del gasto, sería aconsejable tener un mínimo de 4 bombas de las siguientes capacidades: Una con una capacidad igual o ligeramente mayor que el gasto mínimo, otra para un gasto igual o ligeramente mayor que el gasto medio, la tercera para un gasto igual o ligeramente mayor que el máximo, de tal manera que las capacidades de las dos más pequeñas sumen la capacidad de la mayor. La cuarta será una bomba de reserva con una capacidad igual a la mayor.

La capacidad de los equipos de reserva o el porcentaje de seguridad de capacidad instalada, dependerá de condiciones locales. En caso de que sea posible la instalación de un paso lateral (by-pass) la capacidad será un mínimo.

#### 105.- Tipos de estaciones de bombeo.

Existen básicamente dos tipos:

- a) Estaciones de dos cámaras. En una se tiene la entrada del agua y el depósito de almacenamiento en donde se conecta la succión (cámara o cárcamo húmedo) y en la otra, que se denomina cámara o cárcamo seco, se colocan los equipos de bombeo. Figuras 1, 2 y 3.
- b) Estaciones de una cámara. Generalmente usadas para bombas de eje vertical y consisten de una sola cámara o cárcamo en donde se tienen la entrada del agua, el almacenamiento necesario y los equipos de bombeo. Figuras 4, 5 y 6.

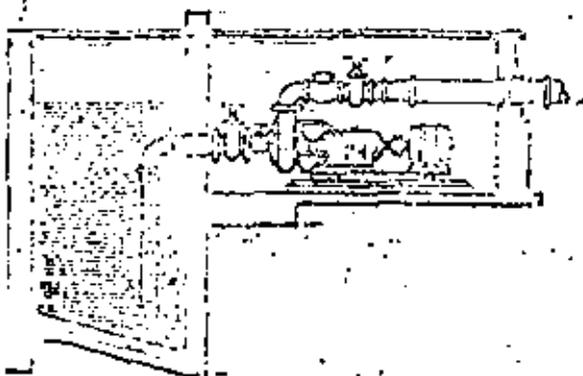


FIG. # 1

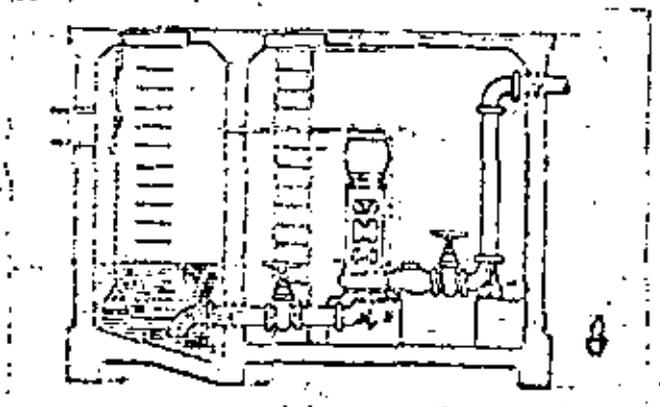


FIG. # 2

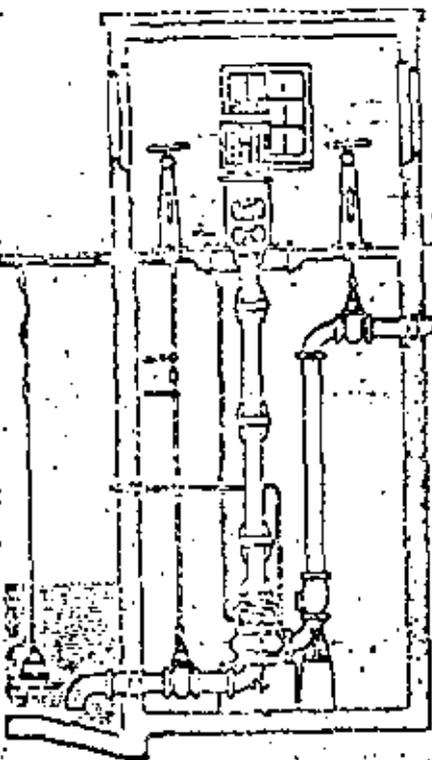


FIG. # 3

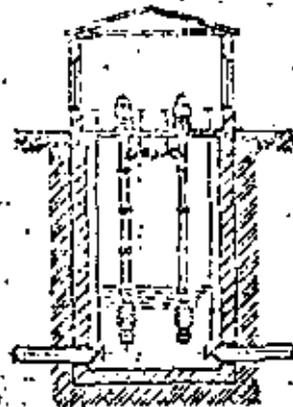


FIG. # 4

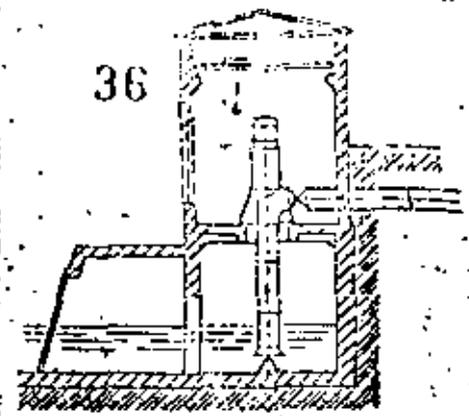


FIG #5

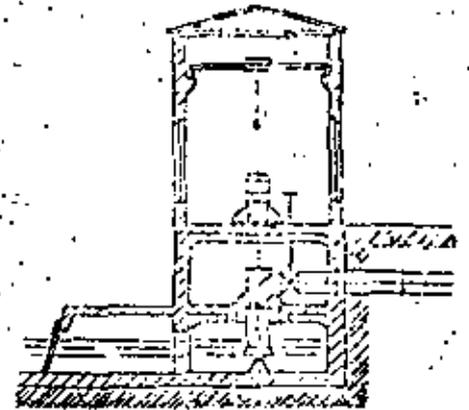


FIG. #6

106.- Diagramas de diseño de estaciones de bombeo.

Existe una gran variedad de posibilidades para el diseño de la estación. Las figuras siguientes muestran diversos arreglos que pueden servir de orientación.

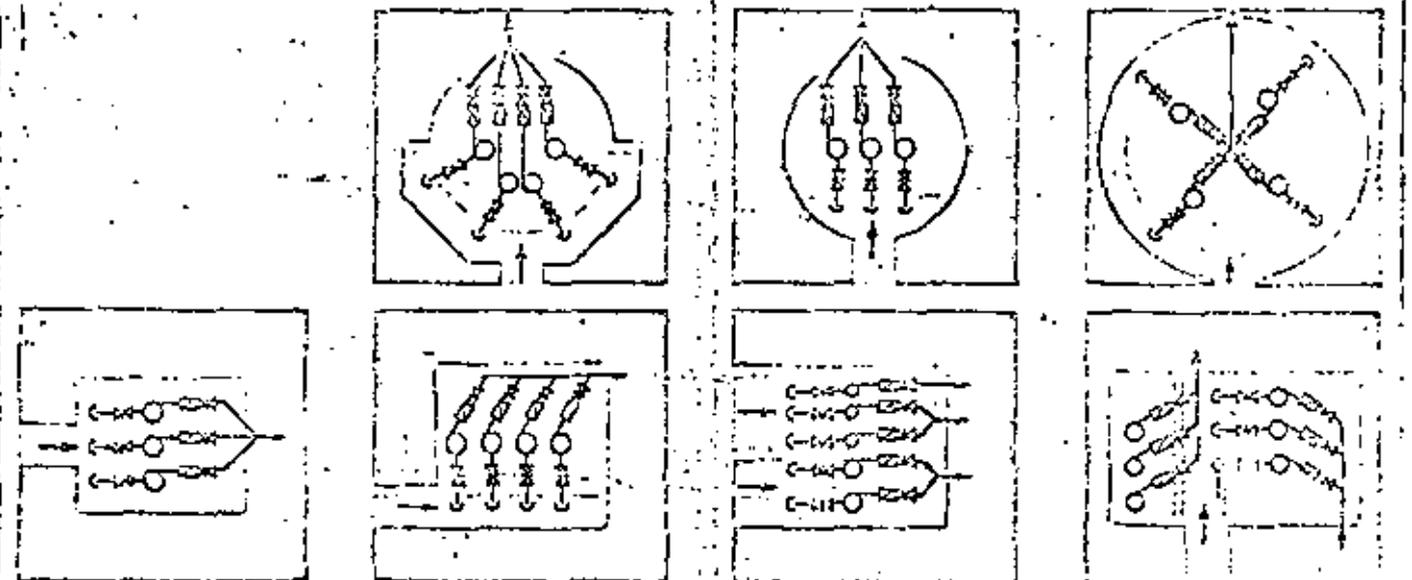


FIG #7

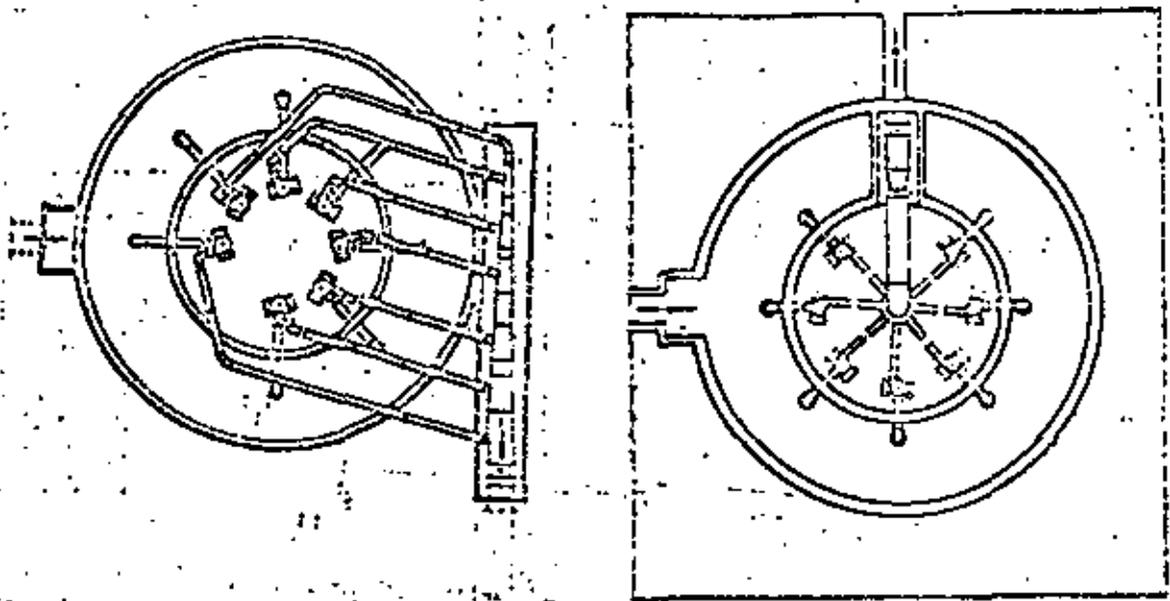


FIG.#8

107.- Factores a considerar en el diseño de la estación.

- 1.- Gastos en la estación de bombeo.- Deberá hacerse un análisis de los gastos de bombeo máximo y mínimo, tanto para las necesidades inmediatas como para las necesidades futuras.
- 2.- Alturas de bombeo.- Deberá contarse con información relativa a las alturas de succión y descarga y alturas totales, estáticas y dinámicas que se tendrán bajo las diferentes condiciones de bombeo.
- 3.- Requisitos de potencia.- Los requisitos de potencia son el producto de los gastos y alturas de bombeo considerando las eficiencias de los equipos. Se cuantificarán para condiciones normales y críticas.
- 4.- Localización.- Deberá considerarse:
  - a) Topografía.
  - b) Características geológicas. (Estudio de la mecánica del suelo).
  - c) Zona que rodee a la estación.
  - d) Comunicaciones.
  - e) Peligros potenciales, como inundaciones, fuego, vientos, temblores.
  - f) Altura del nivel freático.
- 5.- Energía.- Para la energía eléctrica deberá conocerse: ciclaje, fases, voltaje, limitaciones de carga, picos permisibles y demandas ordinarias, factor de potencia,

confiabilidad, costos y otras.

6.- Fuentes auxiliares de energía. - Es común en estas instalaciones contar con una fuente auxiliar de energía. Cuando se usan motores eléctricos, la energía auxiliar será proporcionada por máquinas de combustión interna existiendo dos posibilidades:

- a) Que cada bomba tenga un cabezal de engranes en donde se conecte la máquina de combustión interna.
- b) Que exista una máquina de combustión interna que proporcione la energía para la planta completa; ella -- arrancará automáticamente mediante un relevador cuando la energía eléctrica falle y parará cuando se restablezca.

7.- Tipos de bombas. - Para la elección del tipo de bomba deberán tomarse en cuenta los siguientes factores: clase de agua, grado de contaminación, naturaleza, tamaño y -- cantidad de sólidos arrastrados.

La forma, tamaño del impulsor y el tipo de bomba estarán acordes también con el tipo de servicio.

A. Bombas para manejar aguas negras crudas.

Básicamente, únicamente impulsores con pasajes amplios -- deben usarse para manejar aguas negras crudas con cualquier clase de sólidos; el tamaño de los pasajes depende del máximo tamaño de sólidos.

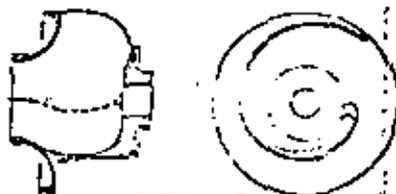


FIG. #9

Las bombas con impulsores de un solo ábete (fig. 9) son las más apropiadas. Los impulsores de estas bombas tienen únicamente un solo pasaje de área transversal uniforme de la entrada a la salida y de un tamaño igual a -- la descarga de la bomba.

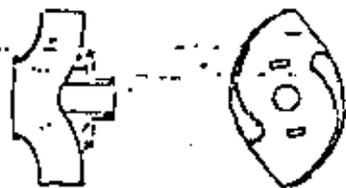


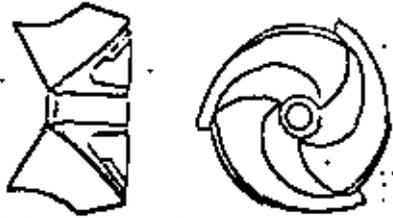
FIG. #10

Los impulsores de las bombas intascables (Non clog) tienen grandes aberturas y pasajes anchos -- (fig. 10) y pueden usarse para -- grandes capacidades.

B. Bombas para manejar aguas negras cribadas o tamizadas.

Las aguas negras que han pasado por rejillas o tamices -- pueden bombearse fácilmente por equipos con impulsores --

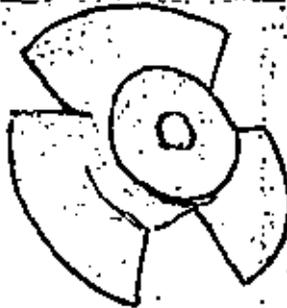
FIG.# 11



inatas cables (fig. 10).

El área transversal de los impulsores deberá ser aproximadamente 10% más grande que el tamaño máximo de sólidos arrastrados.

FIG.# 12



Para pequeñas cargas y gastos grandes, pueden usarse bombas de escurrimiento mixto (fig. 11) si la proporción de sólidos es pequeña.

C. Bombas para manejar agua pluvial.

Las aguas pluviales cribadas y desarenadas pueden manejarse adecuadamente por bombas de escurrimiento mixto o axial (fig. 12).

D. Bombas para manejar efluentes tratados.

Después de su paso por los tanques de sedimentación, el efluente tratado puede manejarse por bombas de escurrimiento mixto o axial (fig. 11 y 12). Para altas cargas, bombas de tipo radial con descargas grandes se usan sin problemas.

E. Bombas para irrigación.

El tipo de bomba anterior puede usarse para la irrigación con efluentes tratados. En caso de cargas muy grandes pueden usarse bombas de paso múltiple.

F.-Bombas para manejar lodos crudos.

FIG.# 13



Bombas con impulsores inatas cables redondeados son apropiadas para manejar lodos procedentes de tanques de sedimentación primaria y secundaria, (fig. 13). Si los lodos contienen material fibroso pueden usarse impulsores inatas cables de un solo pasaje.

G. Bombas para manejar lodos digeridos.

FIG.# 14



El impulsor de tipo semi-abierto con álabes en forma de S (fig. 14) son los apropiados para manejar lodos digeridos.

La clasificación para una bomba determinada puede fijarse calculando su velocidad específica (Ns) en el punto de máxima eficiencia. La expresión de (Ns) en unidades inglesas es la siguiente:

$$Ns = \frac{\text{rpm} \sqrt{\text{GPM}}}{\text{pies}^{3/4}}$$

Los valores apropiados de Ns para los diversos tipos de bombas son:

- a) Bombas de escurrimiento radial: Menos de 4,200 rpm, para entrada única que son las que normalmente se usan para bombeo de aguas negras y pluviales, por estar menos sujetas a atascamientos. (fig. 15)
- b) Bombas de escurrimiento mixto: Entre 4,200 y 9,000 rpm. Generalmente requieren sumergencia positiva. (fig. 16).
- c) Bombas de escurrimiento axial: Entre 8,000 y 16,000 rpm. Requieren sumergencia positiva. (fig. 17).

Características relativas de las bombas centrífugas.

Descripción	Esc. radial.	Esc. mixto	Esc. axial
Capacidades usuales.	#	300 lps	600 lps
Cargas usuales.	#	De 7.50 a 15 m.	De 0 a 10 m.
H a cero Q/H nominal.	120 a 140 %	165%	200% aprox.
Características de la potencia.	Aumenta con la capacidad.	Plano	Decrece con la capacidad.

# Las cargas para bombas inatascables pueden ser limitadas.

Comparación entre bombas horizontales y verticales

- A.- Las bombas de flecha horizontal son adecuadas para:
  - a) Grandes capacidades.
  - b) Donde hay disponible suficiente espacio.
  - c) Donde la probabilidad de inundación del motor es baja.
- B.- Las ventajas de las bombas de eje horizontal sobre las de eje vertical incluyen:

- a) Mayor eficiencia.
- b) Mantenimiento más sencillo.
- c) Fácil y económica de instalar.
- d) Más bajo costo para igualdad de capacidades.

La desventaja principal es que se requiere la construcción de dos cámaras.

C. - Ventajas de las bombas verticales.

- a) Altas cargas de descarga cuando se diseñan adecuadamente.
- b) Magníficas características.
- c) Menor espacio para la instalación.
- d) Operación suave y silenciosa.
- e) Los motores se pueden localizar lo suficientemente alto sin peligro de inundaciones.
- f) En general, trabajan con carga en la succión.

Desventajas:

- a) Dificultades en el mantenimiento.
- b) El peso de las partes rotatorias debe ser soportado por un solo apoyo.
- c) El costo inicial es mayor.
- d) Probablemente son más sensibles a las condiciones de la succión.

Sistemas característicos:

En el bombeo de aguas negras y pluviales es más común el trabajo de bombas en paralelo. La construcción de las curvas características (H-Q) se indican en las figuras 18 y 19, para bombas iguales y diferentes. Las curvas de operación conjunta se obtienen sumando las capacidades de cada bomba para la misma carga.

Para conocer los puntos de operación de las bombas, se superpone la curva de fricción del sistema, sin embargo deberán corregirse las curvas (H-Q), como se indica adelante.

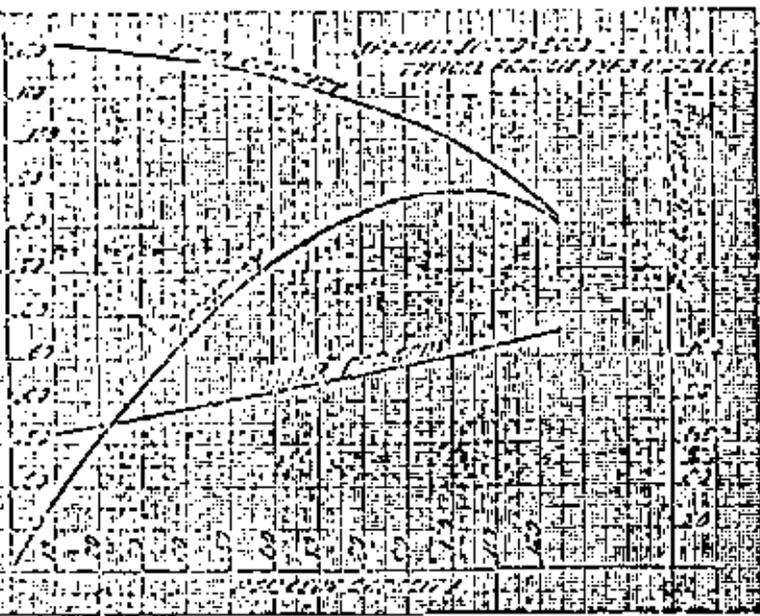


FIG. # 15

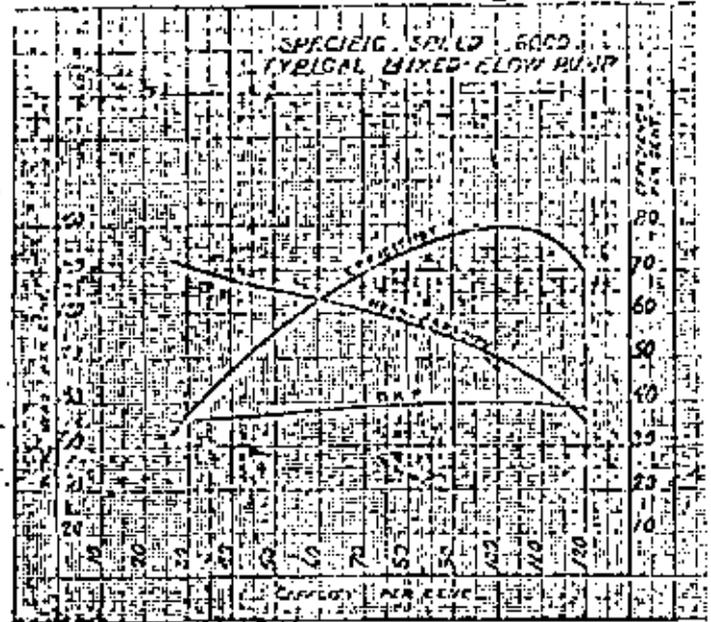


FIG. # 16

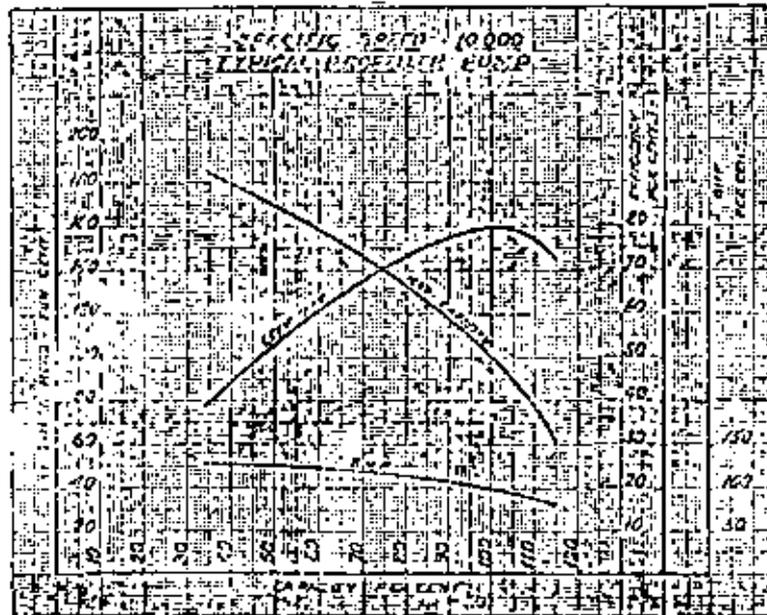
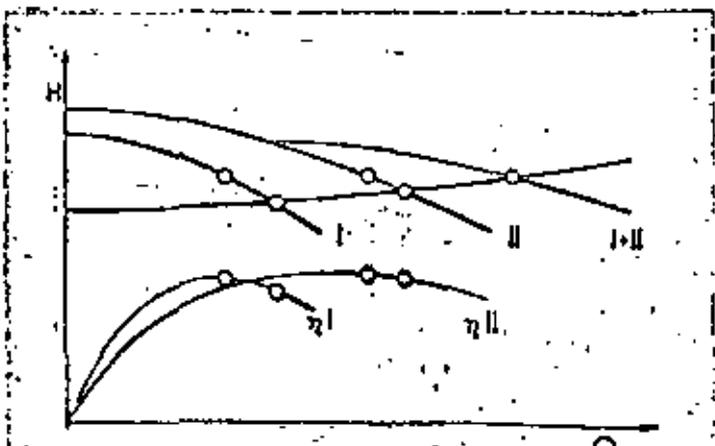
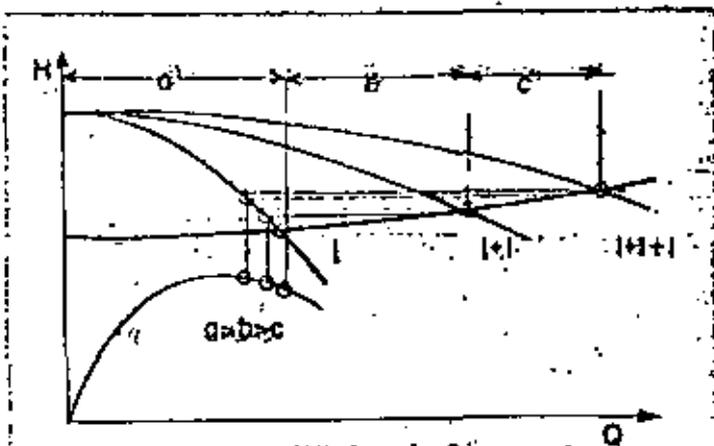


FIG. # 17



Como los niveles del cárcamo húmedo varían, es común graficar dos sistemas de fricción, uno para el nivel mínimo (carga estática máxima) y el otro para el nivel máximo (carga estática mínima). Además, deberían hacerse las curvas de fricción para diferentes valores del coeficiente de fricción. Es común que el máximo valor de C sea 140 y el mínimo 100.

Los sistemas de fricción incluyen únicamente aquella parte del sistema común a todas las bombas; ello proporciona una curva modificada que incluye únicamente el funcionamiento del múltiple (incluyendo la carga estática), excluyendo las pérdidas de succión y descarga de cada bomba considerada independientemente. Para considerar éstas pérdidas, que dependen exclusivamente del gasto particular de cada equipo, deberán corregirse las curvas (H-Q) de cada uno de ellos, calculando las pérdidas para diversos gastos y restándolas de los valores de la curva característica. Combinando las curvas modificadas se obtienen las correspondientes al funcionamiento en paralelo. La figura siguiente (20) ilustra el procedimiento.

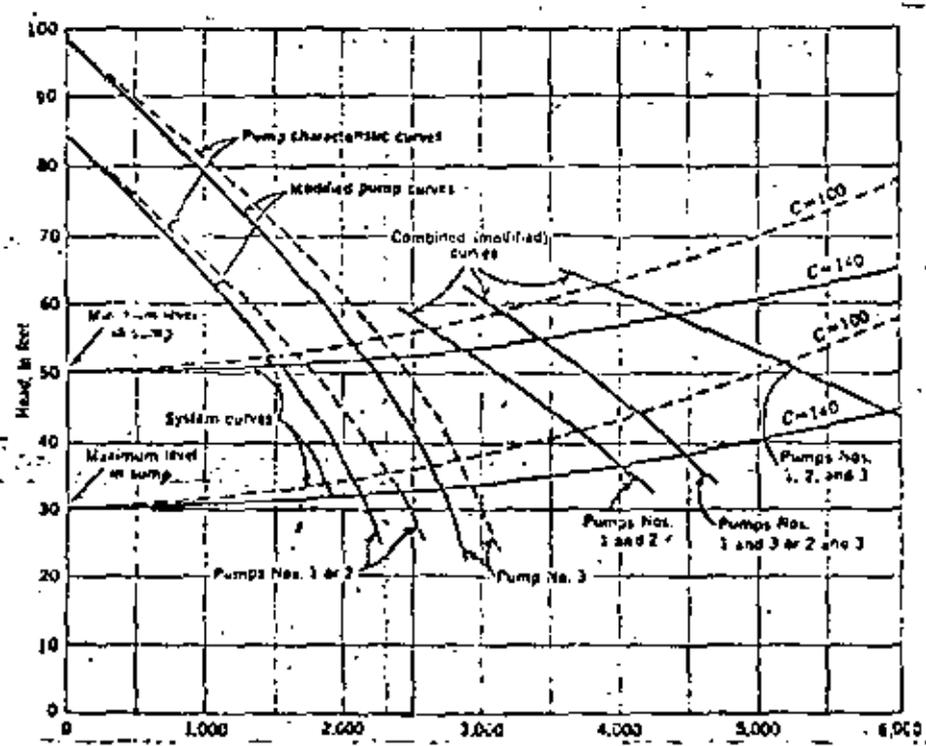


FIG. # 20.

Se considera buena práctica seleccionar las bombas que proporcionen el gasto máximo a la carga máxima. Sin embargo, el punto (H-Q) que satisface este requisito, no será necesariamente el que corresponda a la máxima eficiencia. Las bombas deberían seleccionarse con máxima eficiencia para las condiciones promedio.

Selección de bombas.

Probablemente el mayor problema con que se enfrente el ingeniero que diseñe una estación de bombeo, es la elección de

la clase, tipo, capacidad, carga y detalles de la bomba o bombas que se usarán en el sistema. Hay tal variedad de bombas disponibles y tantas aplicaciones de cada una, que a menudo es difícil restringir la elección a una unidad específica. Sin embargo, por medio de las consideraciones siguientes y un análisis económico del sistema se puede llegar a una selección apropiada.

A. - Métodos de selección.

Las bombas se eligen por cualquiera de los siguientes 3 métodos:

- a) Se proporciona a uno o más fabricantes los detalles completos de las condiciones de trabajo de los equipos y se requiere una recomendación y oferta de las unidades que ellos consideren las más apropiadas.
- b) En el caso más usual, el diseñador elige un tipo de bomba y con los datos de operación se licitan los equipos.
- c) Puede usarse una combinación de estos métodos.

B. - Datos que deben proporcionarse al fabricante.

- a) Número de unidades.
- b) Características del agua: temperatura, pH, tendencias corrosivas, etc.
- c) Limpia y libre de materias suspendidas o turbia o arenosa.
- d) Capacidad. Variaciones.
- e) Condiciones de la succión. Altura o carga en la succión  
Dimensiones y esquemas de las tuberías.
- f) Condiciones de la descarga. Carga estática. Variaciones.  
Pérdidas. Dimensiones y esquemas de las tuberías.
- g) Carga dinámica total. Variaciones.
- h) Servicio continuo o intermitente.
- i) Bomba horizontal o vertical. - En caso de ser vertical: -  
Si va en cámara seca o húmeda.
- j) Energía disponible. Características. Fases. Voltaje, etc.

k) Que limitaciones en cuanto a espacio, peso, o transportación hay.

l) Localización de la instalación.

Geográfica.

Elevación sobre el nivel del mar.

Instalación interior o a la intemperie.

Rango de temperaturas ambientales.

m) ¿Hay algún requisito especial o preferencia con relación al diseño, construcción o funcionamiento de la bomba?

### Recomendación sobre la especificación de la carga dinámica.

Aunque la carga dinámica puede ser calculada con bastante exactitud, es necesario una especificación cuidadosa de las condiciones de la instalación para evitar errores en la selección de la bomba. La causa más común de errores es la acumulación de factores de seguridad antes que se elija el punto final de operación de la bomba. Muchos factores y valores muy liberales pueden producir una elección con excesivo consumo de potencia y posiblemente altos costos de mantenimiento.

### Factores de seguridad.

Una vez conocida la capacidad y la carga dinámica generalmente debe aplicarse un factor de seguridad a cada dato. El valor exacto de estos factores varía de un individuo a otro y de una condición a otra. Los valores usuales son 10% aún cuando pueden ser hasta de un 50%.

Las cotizaciones de los fabricantes deberán contener la información siguiente:

Número del modelo de la bomba.

Clase.

Tipo.

Materiales y detalles de construcción.

Mecanismo motriz. Potencia y característica.

Curvas de funcionamiento o tabulación.

Peso.

Precio.

Tiempo de entrega.

Dibujos o catálogos.

Garantías.

Instalación.

Condiciones de pago.

Seguros, etc.

Una vez recibidas las proposiciones se procederá a la evaluación de ellas por medio de cuadros comparativos, debiendo revisarse detenidamente cada una de las características de los equipos propuestos.

## Golpe de ariete.

Como en general estas instalaciones trabajan con cargas bajas, los problemas debidos a variaciones de la presión, deoidas al golpe de ariete, son mínimos, ya que en las condiciones más - desfavorables se presentarían una caída o sobre-elevación de presión iguales a la carga estática.

### 8.- Características de los cárcamos.

Pueden ser de una sola cámara o de dos. Se tendrán en cuenta su disposición relativa, la altura de succión, los accesos, su profundidad y forma.

### 9.- Diseño de los cárcamos.

#### A. Dimensiones de las cámaras.

Las cámaras se dimensionarán de acuerdo con el número y tamaño de las unidades a instalarse, pero debe considerarse el espacio necesario para:

Válvulas y accesorios.

Controles eléctricos.

Ignortiguadores del golpe de ariete.

Tuberías derivadoras. (By passes).

Múltiples de succión y/o descarga, los cuales pueden ser subterráneos, superficiales o elevados, horizontales o verticales, en instalación interior o exterior.

Apoyos y atraques.

Accesos.

Las unidades se colocarán de manera que ocupen el mínimo espacio debiendo considerarse la circulación entre unidades y el tamaño de las bases.

Se necesita una capacidad de almacenamiento, en las estaciones de bombeo de aguas negras o pluviales donde no sea posible diseñar o programar el arranque y parada de las unidades automáticamente, con motores de velocidad variable, que se sincronicen exactamente con los gastos de bombeo correspondientes a los influentes.

La selección de la capacidad adecuada es crítica, porque afecta el tiempo de retención de las aguas en la estación y la frecuencia de operación de los equipos de bombeo. El efecto de almacenamiento en las alcantarillas puede considerarse parte de la capacidad de almacenamiento de la estación, pero comunmente se considera solo en aquella porción que se relaciona con las condiciones de gasto máximo.

Desde el punto de vista mecánico, es aconsejable operar una bomba, si no continuamente, si por periodos largos, pero tal funcionamiento no es compatible con el mantenimiento de con

diciones aerobias en las aguas negras, si el tiempo es muy prolongado.

La forma de la cámara húmeda y el período de retención deben ser tales, que la sedimentación de sólidos sea mínima y las aguas negras no entren en estado séptico.

La mayor parte de los reglamentos basan el tiempo de retención en el gasto medio de diseño, pero los gastos máximo y mínimo son los factores determinantes para su dimensionamiento. Los resultados deseados pueden lograrse, con un mínimo de objeciones, excepto en estaciones muy grandes, si el tamaño de la cámara es tal, que con cualquier combinación de bombeo e influente, el ciclo de operación de cada bomba no será menor de 5 a 15 minutos y el período máximo de retención no será más de 30 minutos como promedio, a dos horas como máximo. Los equipos muy grandes deberán operar con los tiempos mayores.

Puede verse que para llenar las condiciones anteriores, el diseño de la cámara debe coordinarse con la selección tanto de unidades individuales de bombeo, como con los niveles de arranque y parada.

Un período grande de retención originará olores objetables de las aguas negras sépticas y la acumulación de lodos en el fondo puede aumentar la molestia y la frecuencia de atascamiento de las bombas. De acuerdo con ello, los tiempos de retención deben mantenerse lo más bajo posible, compatibles con la operación adecuada de los equipos de bombeo.

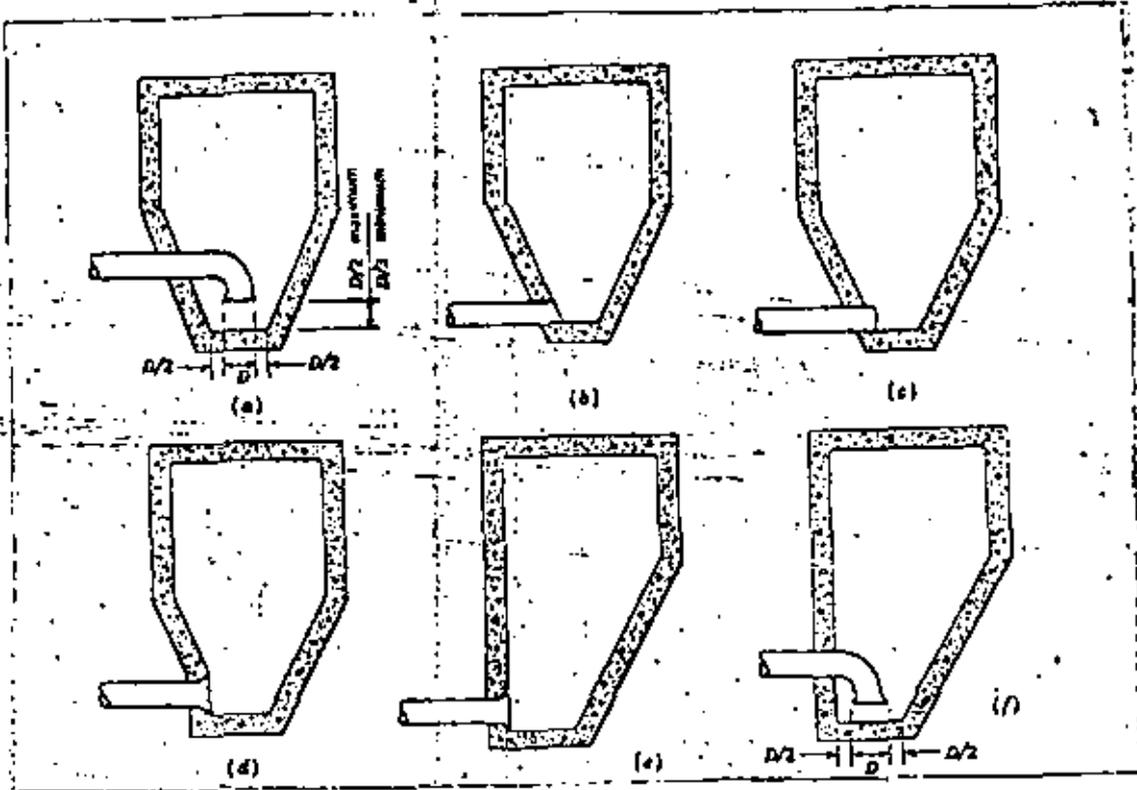
Hay diversos criterios para el diseño. Algunos establecen que el nivel de aguas negras en la cámara húmeda debe mantenerse arriba de la carcaza durante todo el ciclo de operación, asegurando un cebado continuo. Esto obliga a la construcción de cárcamos más profundos. Otros, diseñan de manera que solo el nivel de arranque esté arriba de la carcaza, por lo tanto la bomba operará en condiciones de succión durante un tiempo, hasta que para, lo cual no es muy objetable en bombas inatascables de escurrimiento radial. Una instalación diseñada así requerirá una purga en la bomba de por lo menos  $3/4$  pulgada, que descargue en la cámara húmeda.

Se acepta comunmente que el nivel máximo debe ser tal, que los tubos de entrada no se sobrecarguen, para que sean mantenidas las velocidades evitando depósitos de sólidos y la formación de lodos productores de sulfuros.

Para el diseño del fondo hay muchos criterios. Algunos autores proponen pendiente de 1:1; pero el mínimo de problemas ocurrirá si se usa la relación 1:1.75.

Se indican a continuación diversos arreglos, recomendándose la entrada acampanada.

FIG. #21



Para el cálculo del volumen se utilizan dos criterios: -

- 1) El indicado en el anexo III y que puede resumirse como sigue:

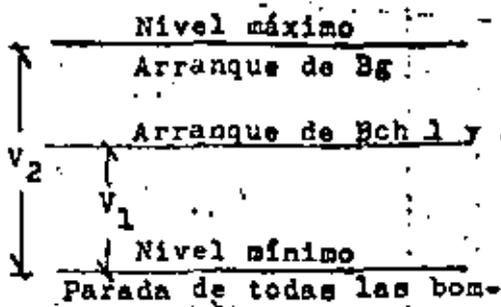
Eligiendo tres bombas, dos chicas y una grande de modo que la suma de las dos chicas sea igual a la grande, - se tiene:

- a)  $2 B_{ch} + B_g = 2 Q \text{ máx. (para 200\% de la capacidad instalada).}$
- b)  $2 B_{ch} = B_g$

De a y b se obtienen las capacidades de las bombas.

Eligiendo los niveles de arranque y parada de los equipos como se indica en la figura siguiente, se tiene:

Figura # 22



Para un tiempo de retención =  $T_r$ ,

$$T_r = \frac{V_1}{Q \text{ mín}} + \frac{V_2}{B_{ch} - Q \text{ mín}}$$

De esta expresión obtenemos  $V_1$ , llenándose al requisito del tiempo de retención.

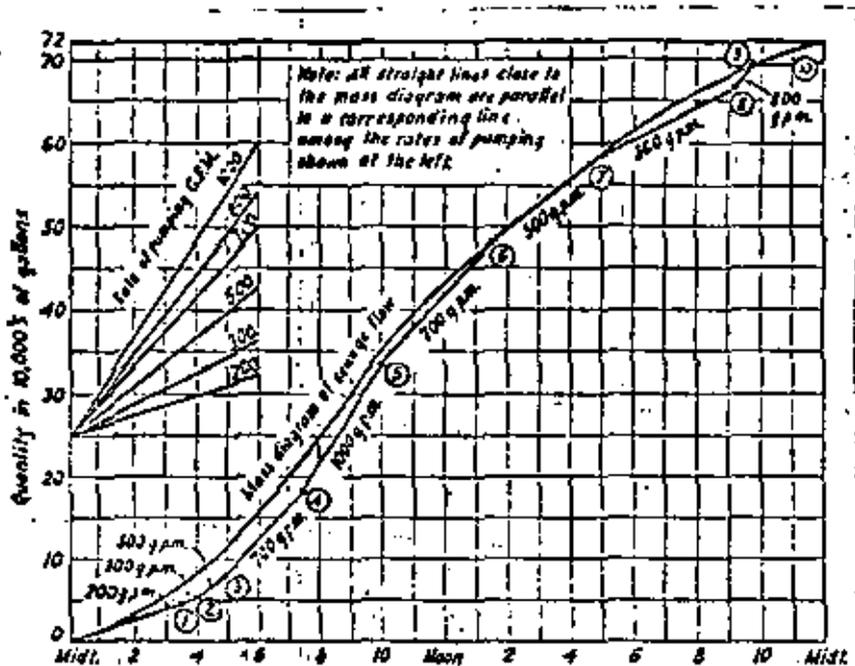
Para el cálculo de  $V_2$ , utilizamos el tiempo que debe trabajar una bomba como mínimo = OB, por tanto:

$$B_g \times OB = V_2$$

Con las dos expresiones anteriores quedan fijos los niveles de arranque y parada de los equipos.

- Utilizando el diagrama de masas, Este procedimiento se usa cuando se dispone de datos confiables de los influentes a la estación de bombeo. Véase figura 23.

FIG.#23



El diseño de cámaras húmedas para estaciones de aguas pluviales requiere un cuidadoso estudio donde se instalen bombas verticales de escurrimiento axial. Estas bombas son muy sensibles al arreglo del influente, espaciamiento entre unidades y distancias del fondo y muros laterales. En las figuras siguientes se indican los valores aconsejables. En instalaciones muy grandes, sería conveniente el uso de modelos hidráulicos.

10.- Motores eléctricos.

Se deberán considerar: tipo, velocidad, voltaje, potencia y sobrecarga. Reguladores de velocidad, corriente de arranque y de operación. Eficiencias con y sin carga.

11.- Subestación eléctrica.

Tipo, capacidad y dimensiones.

12.- Tableros eléctricos y controles.

Instrumentos de medición: voltímetros, amperímetros, factorímetros, etc.

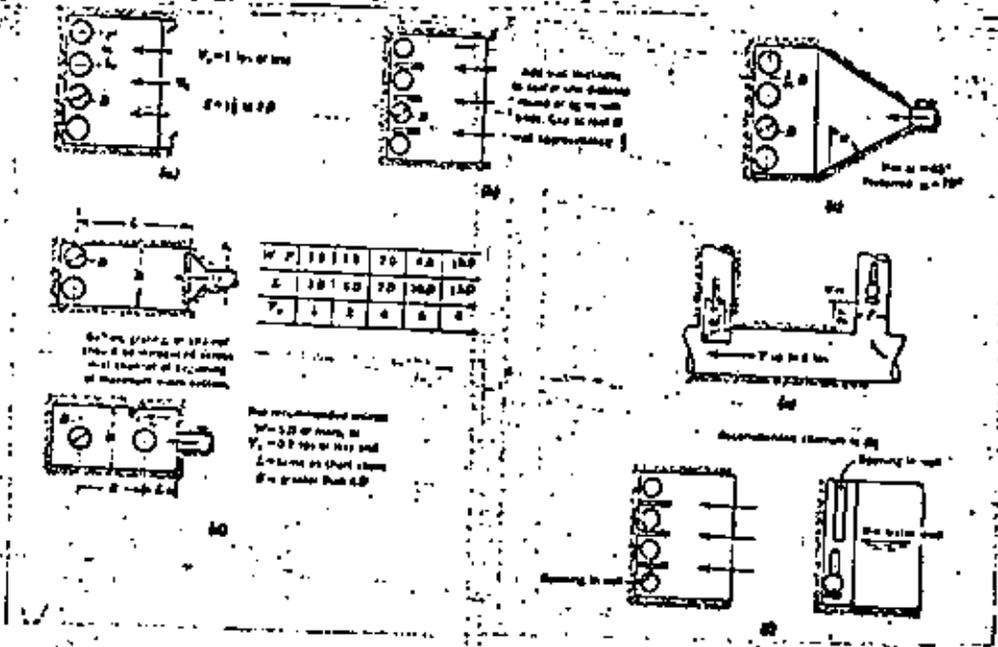


Figure # 24

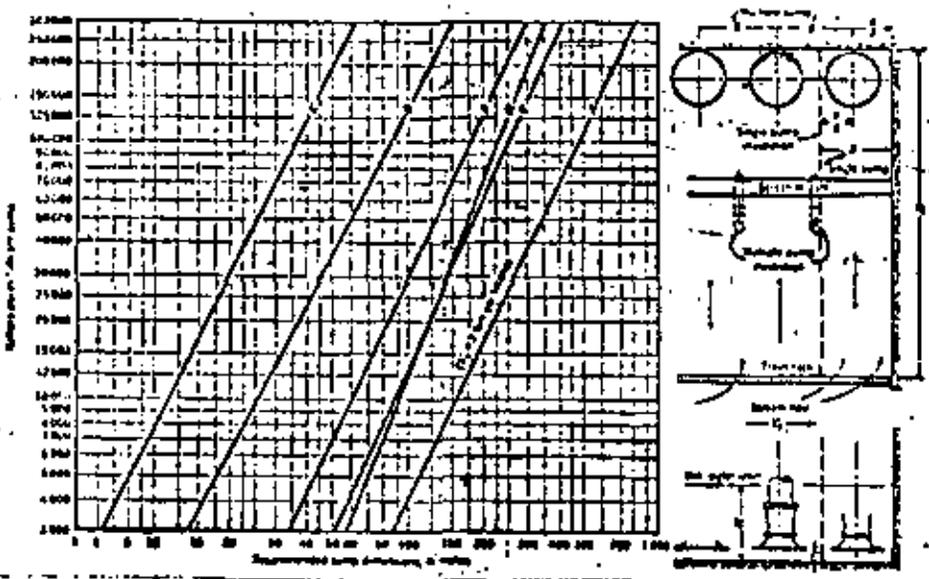


Figure # 25

### 13.- Tuberías, válvulas y accesorios.

Se consideran con especial atención a la economía. Accesibilidad para reparaciones y operación. Pendientes, apoyos, atraques, desfuegos, amortiguadores de golpe de aríete, protección contra corrosión y cargas externas.

Forma de operación de las válvulas, (manual, eléctrico o mecánico).

Uso de juntas flexibles, de expansión y otras.

#### Planeación de la instalación.

Existe una serie de reglas para realizar una instalación correcta y que se deducen de los puntos importantes que hay que tomar en cuenta para llevarla a cabo, a saber:

- a) Asegurar una succión estanca y que evite la posible acumulación de aire.
- b) El área de la succión deberá ser igual o mayor que el de la descarga.
- c) Evitar en la succión presiones dinámicas asimétricas y/o turbulencia excesiva.
- d) Asegurar que la presión absoluta sea mayor que la presión de vapor de agua.
- e) Siempre que sea posible evitar instalaciones con altura de succión. Cuando se tengan que hacer así, se deberá hacer el estudio de la altura de succión permisible.

$$H_s \text{ permisible} = H_b - H_{pv} - H_f - \text{CNPS.}$$

En donde,  $H_b$  es la altura barométrica;  $H_{pv}$ , la presión de vapor a la temperatura del agua;  $H_f$ , las pérdidas de carga en la succión y CNPS, la carga neta positiva de succión requerida.

- f) Colocar dispositivos que conserven el cebado de la bomba.
- g) Colocar válvulas de seccionamiento para realizar fácilmente las reparaciones y controlar el gasto.

#### Accesorios.

- a) Juntas flexibles.

En general se usan juntas Gibault, para conectar tuberías de hierro fundido y asbesto-cemento y juntas

Dresser para tuberías de acero.

Su uso puede ser necesario para:

Unir tubos de extremos lisos.  
Tomar esfuerzos causados por:  
Movimientos diferenciales.  
Cambios de temperatura.  
Vibraciones.

b) Atraques.

Deberán atracarse perfectamente las tuberías, debiendo hacerse el estudio dinámico correspondiente.

#### Materiales.

En general las válvulas son de fierro fundido y requieren conexión con bridas.

Las piezas especiales pueden ser de acero o fierro fundido.

Se recomienda que los múltiples sean de acero con piezas soldadas, con la debida protección contra la corrosión. Los múltiples de fierro fundido con el uso de conexiones con bridas, pueden requerir la fundición de muchas piezas que no sean de fabricación estandar, aparte de que el ajuste de la instalación resulta molesto.

Las líneas de succión y descarga pueden ser de: asbesto-cemento, concreto, acero y/o fierro fundido.

14.- Edificios.

Servicios, arquitectura, diseño estructural.

Almacén y talleres. Casa del encargado. Caseta de vigilancia.

15.- Automatización y medición.

Las fluctuaciones del gasto hacen necesaria la automatización de la operación de los equipos, lo cual se logra por medio de fuelles neumáticos, electrodos y arrancadores que reciben la señal de alternadores y selectores según una secuencia predeterminada. No se aconseja el uso de flotadores para el arranque o parada de las bombas.

Para la medición en canal abierto se aconseja el uso de los medidores Parshall y Palmer Bowls. En la medición en tuberías resulta conveniente el uso de medidores magnéticos o de hélice.

16.- Pretratamiento.

Las aguas negras contienen ramas, palos, hojas, trapos, plásticos, papel, vidrio, arena, cenizas, etc. que pueden atascar o dañar las bombas. Por lo cual para asegurar una operación satisfactoria deberán removerse por medio de rejillas, tamices y desarenadores. También pueden usarse desmenuzadores. Si el agua negra es de carácter exclusivamente doméstico (alcantarillados separados) puede eliminarse el desarenador. Véase anexo IV.

17.- Facilidades para mover los equipos.

18.- Características de la estación.

Las estructuras serán de diseño simple y funcional. Los equipos se instalarán en locales bien ventilados y limpios, con facilidades para maniobras. Las cámaras húmedas serán cubiertas y tendrán registros para su inspección y limpieza, también tendrán pendiente hacia la succión de la bomba.

CARCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

	Pág.
1. Resumen (en español y en inglés) - - - - -	1
2. Enfoque general del problema- - - - -	2
3. Diseño del cárcamo de bombeo- - - - -	3
a) Información disponible y supuestos- - - - -	3
b) Información deseada - - - - -	4
c) Operación automática- - - - -	5
1. Modalidades de diseño- - - - -	5
2. Método analítico - - - - -	7
2.1. Fórmula general - - - - -	7
2.2. Fórmulas específicas- - - - -	9
2.3. Casos límites - - - - -	9
2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas - - - - -	12
2.5. Posibilidades de arreglo de los electrodos- - - - -	20
2.6. Obtención de las capacidades de cada bomba- - - - -	28
4. Resultados- - - - -	30
5. Discusión y conclusiones- - - - -	30
6. Agradecimientos - - - - -	31
7. Referencias - - - - -	31

1. RESUMEN.- Este trabajo es una aproximación analítica al di <sup>o</sup> seño de cárcamos de bombeo de aguas negras. Se hace una somera revisión del tradicional método gráfico, se señalan sus defectos, y se enlista la información disponible y la deseada. Mediante un modelo intuitivo de manantial sumidero para el cárcamo, se deducen varias fórmulas que proporcionan el volumen deseado. Se incluye una breve discusión estadística de las fluctuaciones del hidrograma y su impacto en el volumen del cárcamo. A continuación se señalan las ventajas y desventajas de diversos arreglos de los electrodos de arranque y parada, y se hacen recomendaciones sobre el número y capacidades de las bombas.

1. ABSTRACT.- This work is an analytical approach to design of wet pit for sewage pumping stations. A quick revision of the traditional graphical method is done, pointing out its defects, and the available and desired information are listed. By means of an source-sump intuitive model for the wet pit, some formulas that render the wished volume are deduced. This included a brief statistical discussion about hydrogram fluctuations and its influence on wet pit volume. Afterwards are pointed out the advantages and disadvantages of several arrangements of start-stop electrodes, and recommendations are given about number and capacities of pumps.

2. ENFOQUE GENERAL DEL PROBLEMA.- El problema que este trabajo intenta examinar y resolver es el relativo al cálculo analítico del volumen de un cárcamo de bombeo de aguas negras; para esto se desarrollan varias fórmulas. No se han abordado aspectos tecnológicos de detalle como forma y dimensiones del cárcamo, tipos y selección de bombas, etc. Se analizan también los diversos arreglos de electrodos y el número y capacidad de los equipos de bombeo, considerando que forman parte integral del problema principal.

Hasta donde llegan los conocimientos del autor, sólo existe otra aproximación analítica al diseño de cárcamos (No. 2 de las Referencias). En cuanto al método gráfico tradicional, se le puede hallar en varias partes (nos. 1, 3 y 4 de las Referencias). Sin embargo, el autor no ha encontrado ningún tratamiento suficientemente amplio del asunto, y eso lo ha movido a realizar el presente trabajo.

En la actualidad, cuando existen equipos de bombeo de velocidad variable, y otros adelantos análogos, podría ponerse en duda la utilidad de buscar mejoras en el diseño de cárcamos para equipos de velocidad constante; pero el autor piensa que, sobre todo para los países no-industrializados, todavía durante algún tiempo se proyectarán básicamente el tipo de cárcamos de que trata el presente trabajo.

### 3. DISEÑO DEL CARCAMO DE BOMBEO, Y DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE LAS BOMBAS.

#### a) Información disponible y supuestos.

Deberá contarse con la siguiente información previa:

- 1) Tipo requerido de operación: Automática o manual.
- 2) Caudales medios anuales en la actualidad y al fin de cada etapa a considerar.

(En conexión con esto será conveniente disponer explícitamente de la población a servirse, actual y futura de las dotaciones actual y futura, y del coeficiente de aportación).

- 3) Registro de variaciones horarias en el influente.

Se supone que tal registro es el mejor promedio para la etapa o para todo el período.

- 4) Requisitos impuestos por la naturaleza de las bombas.

Tiempo mínimo entre arranques y paradas o viceversa.

- 5) Requisitos impuestos por la naturaleza del agua negra:

Tiempo máximo de retención.

El diseño se basará en los siguientes supuestos:

- 1) Las bombas son de velocidad constante y única.
- 2) Las bombas tendrán la mínima capacidad posible.
- 3) El cárcamo tendrá el mínimo volumen posible.
- 4) Se buscará la mínima complicación posible en el arreglo de los electrodos.
- 5) No hay lapso mínimo para el intervalo arranque-arranque o parada-parada de una a otra bomba.

#### b) Información deseada.

- 1) Volumen total del cárcamo: Págs. 12 a 17

- 2) Número y capacidades de las bombas: Págs. 28 y 29
- 3) Niveles de instalación de los electrodos: Págs: 20 y 28
- 4) Tiempo máximo de retención: Págs: 18 y 19

CÁRCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRASSUMARIO:

- I. Enfoque general del problema.
- II. Diseño del cárcamo de bombeo.
  - a) Información disponible y supuestos.
  - b) Información deseada.
  - c) Operación automática:
    1. Modalidades de diseño.
    2. Método analítico:
      - 2.1. Fórmula general.
      - 2.2. Fórmulas específicas.
      - 2.3. Casos límites.
      - 2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas.

---

I. ENFOQUE GENERAL DEL PROBLEMA.

El problema que este trabajo intenta examinar y resolver es el relativo al cálculo analítico del volumen de un cárcamo de bombeo de aguas negras; para esto se desarrollan varias fórmulas. No se han abordado aspectos tecnológicos de detalle como forma y dimensiones del cárcamo, tipos y selección de bombas, etc.

## II. DISEÑO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO, Y DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE LAS BOMBAS.

### a) Información disponible y supuestos.

Seberá contarse con la siguiente información previa:

- 1) Tipo requerido de operación: Automática o manual.  
(Definiciones en páginas        y        ).
- 2) Caudales medios anuales en la actualidad y al fin de cada etapa a considerar.

(En conexión con esto será conveniente disponer explícitamente de la población a servirse, actual y futura; de las dotaciones actual y futura, y del coeficiente de aportación).

- 3) Registro de variaciones horarias en el influente.  
Se supone que tal registro es el mejor promedio para la etapa o para todo el período.  
(Sobre este punto véase
- 4) Requisitos impuestos por la naturaleza de las bombas.  
Tiempo mínimo entre arranques y paradas o viceversa.
- 5) Requisitos impuestos por la naturaleza del agua negra:  
Tiempo máximo de retención.

El diseño se basará en los siguientes supuestos:

- 1) Las bombas son de velocidad constante y única.
- 2) Las bombas tendrán la mínima capacidad posible.
- 3) El cárcamo tendrá el mínimo volumen posible.
- 4) Se buscará la mínima complicación posible en el arreglo de los electrodos.
- 5) No hay lapso mínimo para el intervalo arranque-arranque o parada-parada de una a otra bomba.

### b) Información deseada.

- 1) Volumen total del cárcamo: Pág.
- 2) Número y capacidades de las bombas: Págs.
- 3) Niveles de instalación de los electrodos: Pág.
- 4) Tiempos mínimos y máximos previstos entre arranques y paradas, o viceversa; porcentaje del día que los equipos arrancan y paran con lapsos menores o iguales a un valor dado: Pág.
- 5) Tiempo máximo de retención: Pág.

c) Operación automática.

**Definición:** Se entenderá que un cárcamo posee operación automática cuando todo el sistema funciona guiado exclusivamente por su disposición intrínseca, y el operador interviene sólo en situaciones de emergencia (es decir, situaciones cuya inclusión dentro del esquema de automatismo habría significado un importante aumento en los costos de instalación y operación).

A fin de lograr el automatismo, cada bomba arranca y para obedeciendo a las señales enviadas por interruptores especiales, llamados electrodos, que son actuados a su vez por los diversos niveles de agua en el cárcamo.

Las principales situaciones de emergencia son:

- Alteraciones muy notables en los máximos y mínimos diarios de caudal influente.
- Descompostura de una o más de las bombas.

1. Modalidades de diseño.- En general se pueden seguir dos métodos para el diseño de cárcamos de bombeo de aguas negras (y esto se aplica también en operación manual): Gráfico y analítico.

Método gráfico: A base del registro de variaciones diarias del influente, se dibuja la curva de masas respectiva; luego, se asume un volumen para el cárcamo, el número y capacidades de las bombas, y un arreglo de electrodos, y se grafica contra la de masas la curva de descarga del sistema de bombas (curva que, por brevedad, será llamada de aquí en adelante "escalera", debido a su forma peculiar). Se comprueba que en ninguna parte se hayan violado los lapsos mínimos y máximos establecidos previamente para arranque-parada y viceversa de las bombas. Si se han violado, se varían las asunciones sobre cárcamo y bombas, y se vuelve a tantear, y así sucesivamente.

Se ve, pues, que el método gráfico es tedioso, largo y sujeto a errores de dibujo y apreciación; además, no es muy frecuente que rinda los mejores resultados posibles.

Método analítico: Se expondrá a continuación, y se

intendamos demostrar que pueda reemplazar totalmente al procedimiento gráfico y proporcionar con mayor eficacia toda la información deseada.

Salvo en lo que se refiere a la 2a. parte del párrafo b-4, el método analítico evita precisamente lo que, entre otras cosas, constituye la pesadez del método gráfico; el que para construir la escalera deba emplearse información que no es directamente útil -sectores intermedios de la curva de masas- a fin de aprovechar la información directamente útil -sectores de máxima y mínima pendiente-.

Puede mencionarse otra posible ventaja del método analítico sobre el gráfico; en ciudades cuyo diagrama de masas aún no haya sido determinado, no será necesario adoptar todo un Rippl ajeno, sino sólo máximos y mínimos divinos ajenos.

## 2. Método analítico.

2.1 Fórmula general. Un cárcamo de bombeo puede definirse como una región cerrada provista de un manantial y un sumidero.

Características de la región: Puede acumular el fluido aportado por el manantial, y el volumen acumulado puede variar desde cero hasta un máximo  $V_r$  (volumen total); en lo que se refiere al fluido, la región está en contacto con el exterior exclusivamente a través del manantial y del sumidero.

Características del manantial: Su tasa de descarga en la región es variable, y está dada por  $Q = \phi_1(t)$ , en que  $Q$  = caudal ingresante, y  $t$  = tiempo. ( $\phi_1$  = alguna expresión funcional).  $Q \neq 0$ , siempre.

Características del sumidero: Es en realidad múltiple, ya que está constituido por el sistema de bombas; el fluido sale provisto de mayor energía que la que tenía al entrar. La tasa de extracción del sumidero es variable según una función escalón  $\phi_2$ , y puede ir de cero a un máximo. La denotaremos por  $q = \phi_2(t)$ , en que  $q$  = caudal extraído.

Por otro lado,  $q$  depende también del arreglo de electrodos, precisamente a través de la función escalón; sea  $A$  algún parámetro que caracteriza ese arreglo. Luego,  $q = \phi_2(t, A)$ .

Restricciones: El volumen de la región deberá satisfacer dos restricciones importantes.

1. Los lapsos arranque-parada y viceversa para el sumidero tendrán que ser mayores o iguales que un cierto valor mínimo  $t_0$  (a fin de no acortar la vida útil de las bombas).
2. Los lapsos en que el sumidero está cerrado no deben ser mayores que un cierto valor máximo  $T$  (tiempo de septización). En general, requerimos que  $T >$  tiempo total de retención.

De todo lo anterior se infiere que, puesto que la región no está conectada al exterior más que a través del manantial y el sumidero, la interacción de éstos determinará a cada instante el volumen  $v$  de aquélla, considerando también las restricciones.

$$\text{Es decir, } v = \phi_1[\phi_1(t), \phi_2(t, A), t_0, T] \quad (1)$$

$$\text{o sea, } v = \phi_1[q, q, t_0, T]$$

Reemplazando  $t_0$  y  $T$  por su término genérico  $t$ ,

$$v = \phi_2[q, Q, t]$$

Como, por otra parte, Volumen = tiempo  $\times$  caudal, podemos escribir así nuestra fórmula general:

$$v = t (r q_g - s Q_j) \quad (2)$$

en que  $r$  y  $s$  son coeficientes que servirán para asignar valores dados a las variables  $q$  y  $Q$ , y  $g$  y  $j$  son subíndices con el mismo objeto. El símbolo  $-$  (resta) se explica porque, por definición,  $q$  y  $Q$  son acciones opuestas sobre  $v$ .

El fluido, en nuestro caso, será agua negra municipal.

2.2. Fórmulas específicas. Se pueden teóricamente presentar los siguientes casos:

- a) Está obturado el manantial. Se ha dicho ya que, siempre,  $Q \neq 0$ ; en rigor, queríamos significar que las probabilidades de tener  $Q = 0$  son muy pequeñas. No obstante, para fines de este análisis asumiremos que sí se presenta  $Q = 0$ . Luego, en la fórmula 2,

$$V_1 = t(rq_g) \quad (3)$$

- b) Está obturado el sumidero. Es decir, ninguna bomba funciona;

$$\therefore q = 0. \text{ En } (2)$$

$$V_2 = t(sQ_j) \quad (4)$$

- c) Funcionan el manantial y el sumidero. Tenemos entonces que  $Q \neq 0$  y  $q \neq 0$ , y volvemos a la (2).

$$V_3 = t(rq_g - sQ_j) \quad 2'$$

2.3. Casos límites. En lo que sigue emplearemos la siguiente nomenclatura:

Para  $Q$  = gasto variable influente,

- subíndice 1 = máximo horario;
- " 0 = medio anual;
- " -1 = mínimo horario;
- " a = actual;
- " f = futuro (fin de etapa o período de diseño).

Coefficiente K = Factor total máximo horario =  
 = razón del caudal máximo horario al caudal medio anual =  
 =  $Q_{1a} \div Q_{0a} = Q_{1f} \div Q_{0f}$ ;

Coefficiente  $K' =$  Factor total mínimo horario =  
 $= Q_{1a} \div Q_{0a} = Q_{1f} \div Q_{0f}$

Para  $q =$  gasto variable de extracción, subíndice  
 $l =$  l-ésima bomba;  $n =$  número de bombas.

- a) Está obturado el manantial. - Consideremos la fórmula 3.- Puesto que interesa minimizar el volumen  $V$  necesario para acumular la cantidad  $tq$  a ser bombeada, haremos  $t = t_0$ ; y a primera vista parecería que también debemos hacer  $q = q$  mín. Por el contrario, demostraremos que hay que tener  $q = q$  máx.

Decimos, pues, que  $V_1 = t_0 q$  máx.

Supongamos un cierto volumen  $V < t_0 q$  máx. Como en general  $tq = V$ , se tendrá, reemplazando  $V : tq < t_0 q$  máx.

Si ahora  $q = q_{\text{máx}}$ ,  $t < t_0$ , lo que no es permisible; por tanto,  $V_1 = t_0 q$  máx, LQOD.

Para tener  $q_{\text{máx}}$ , en ③ haremos  $r q_g = \sum_1^n q_i$  ;  
 luego, finalmente,

$$V_1 = t_0 \sum_1^n q_i \quad \text{⑤}$$

- b) Está obturado el sumidero. Con argumentos análogos a los anteriores se puede demostrar que, en ④ debemos hacer  $t = t_0$ ;  $s = k$ ;  $j = of$ .

Luego,  $V_2 = t_0 K Q_{of}$ .

Pero como  $K Q_{of} = Q_{1f}$ , tendremos:

$$V_2 = t_0 Q_{1f} \quad \text{⑥}$$

- c) Funcionan el manantial y el sumidero. - Similarmente, se encuentra que el volumen adecuado provendrá de hacer máximo el factor  $(r q_g - s Q_j)$ ; examinaremos en qué condiciones se verifica esto.

En primer lugar, el factor es una diferencia; luego llegará a su máximo si uno de los términos es máximo y el otro mínimo. Además, tal cosa puede efectuarse de dos maneras:

1.- Si  $rq_g = \sum_1^n q_i$  y  $sQ_j = Q_{-1a}$

2.- Si  $rq_g = q_1$ , en que  $q_1$  es la menor de las bombas, y  $sQ_j = Q_{1f}$ .

Más, para que el cárcamo logre vaciarse alguna vez, es evidente que, a menos de agrandarlo desmesuradamente, debe tenerse  $\sum_1^n q_i \geq Q_{1f}$ ;

pero  $q_1$  podría ser mayor, igual o menor que  $Q_{-1a}$ . Si es mayor o igual, preferiremos el factor construido en la 1a. forma; por otro lado, en la pág. 20 se indica por qué es inconveniente  $q_1 < Q_{-1a}$ . En conclusión, adoptaremos:

$$V_3 = t_0 \left( \sum_1^n q_i - Q_{-1a} \right) \quad (7)$$

2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas.

a) Definiciones.

Volumen principal:- Es el que media entre el nivel de arranque y el nivel de parada (o, en general, entre cada par de niveles arranque-parada, si son varios) para una bomba cualquiera. Lo denotaremos  $V_p$ .

Hidrograma constante: Será aquél que se mantenga idéntico a sí mismo a través del tiempo; es decir, aquél cuya forma y parámetros no cambian con el transcurso de los días.

b) Obtención preliminar de  $V_p$  y  $\sum q_i$ :- En el número 2.3 hallamos tres posibles volúmenes para el cárcamo:  $V_1$ ,  $V_2$  y  $V_3$ . Pero como en todos ellos interviene  $t_0$ , serán en realidad volúmenes principales. Trataremos ahora de elegir uno de los tres, notando que cualquiera cumple los requisitos de  $t_0$ .

Vamos a suponer que nuestra red descarga siempre según un hidrograma constante.

Observemos  $V_1$ : para cumplirse requiere que  $Q$  sea nulo, es decir que en un momento dado todas las fuentes individuales que aportan al manantial cesen simultáneamente de enviar sus caudales. Es claro que la probabilidad de que tal cosa acaezca es despreciable. Por tanto eliminaremos  $V_1$  de entre los volúmenes a elegir.

Nos quedan  $V_2$  y  $V_3$ . Por economía, nos interesará escoger el menor. Veamos cómo afecta esto a  $\sum q_i$ .

Sea  $V_2$  el menor:  $Q_{1f} < (\sum q_i - Q_{-1a})$

$$\therefore \sum q_i > Q_{1f} + Q_{-1a} \quad (a)$$

Sea ahora  $V_3$  el menor: evidentemente,

$$\sum q_i < Q_{1f} + Q_{-1a} \quad (b)$$

Se ve entonces que será más ventajosa la condición (b); luego, adoptamos  $V_3$ .

Por otra parte, conocemos ya el límite inferior de  $\sum q_i$ ; así

$$Q_{1f} \leq q_i < Q_{1f} + Q_{-1a}$$

En resumen: salvo que exista alguna razón especial para avanzar hacia el límite superior, haremos

$$\boxed{\sum q_i = Q_{1f}} \quad (8)$$

Reemplazando este término en la ecuación (7) obtenemos que

$$\boxed{V_p = t_0(Q_{1f} - Q_{-1a})} \quad (9)$$

c) Discusión estadística. - En el literal anterior hemos supuesto que trabajábamos con un hidrograma constante; pero en la rea-

lidad el hidrograma cambia, en mayor a menor medida, de un día para otro. Intentaremos ahora estimar cómo afectan tales variaciones a los resultados (8) y (9).

Nomenclatura: Población actual =  $P_a$ ;  
 " futura =  $P_f$ ;  
 Dotación actual =  $D_a$ ;  
 " futura =  $D_f$ ;  
 Factor de crecimiento poblacional =  $a$ ;  
 Factor de aumento dotacional =  $b$ ;  
 Factor de aportación =  $c$  (invariable en el período).

Si arbitrariamente definimos como "normal" a nuestro hidrograma promedio, con respecto a él podrán darse esencialmente los siguientes tipos de desviación:

- 1) En la magnitud de máximos y mínimos;
- 2) En el número de máximos y mínimos;
- 3) En la forma de la onda; y
- 4) Combinaciones de 1, 2 y 3.

En lo que sigue nos ocuparemos solamente del 1er. tipo, entendiendo que los otros, si se presentan muy acentuados, originarán una emergencia y causarán la intervención del operador.

Supongamos entonces que las desviaciones standard de  $K$  y  $K'$  son, respectivamente  $\sigma_k$  y  $\sigma_{k'}$ .

Refiriéndonos a la ecuación (9), vemos que interese será considerar sólo aquellas desviaciones de  $K$  y  $K'$  que hagan al factor  $(Q_{1f} - Q_{1a})$  mayor de lo que es, porque, dado  $V_p$ , eso implicaría  $t < t_0$ , lo cual necesitamos evitar; en consecuencia, analizaremos tres casos principales:

- )  $K + \sigma_k$ ;
- )  $K' - \sigma_{k'}$ ;
- )  $K + \sigma_k$  y  $K' - \sigma_{k'}$ , juntos.

Si llamamos  $V'_p$  a aquel volumen mayor que  $V_p$  re-

sultante de introducir las desviaciones standard, lo que vamos a buscar es un factor  $F > 1$  tal que  $V'_p = F V_p$ .

Por comodidad, sean  $K_1 = K + \sigma_k$ ;

$$K'_1 = K' - \sigma'_k. \text{ Además}$$

se tendrá que  $K_1 Q_{of} = Q'_{if}$  ;

$$K'_1 Q_{oa} = Q'_{-1a}.$$

Caso  $\alpha$ )  $v_p = t_o(Q_{1f} - Q_{-1a})$ ;

$$v'_{p_\alpha} = t_o(Q'_{if} - Q'_{-1a})$$

$$\frac{v'_{p_\alpha}}{v_p} = \frac{t_o(Q'_{if} - Q'_{-1a})}{t_o(Q_{1f} - Q_{-1a})} = \frac{K_1 Q_{of} - Q_{-1a}}{K Q_{of} - Q_{-1a}}$$

pero  $Q_{of} = c P_f D_f$  ;  $P_f = a P_a$  ;  $D_f = b D_a$  ;

$$Q_{-1a} = K' c P_a D_a.$$

Si reemplazamos y simplificamos, obtendremos que

$$\boxed{F_\alpha} = \frac{v'_{p_\alpha}}{v_p} = \frac{K_1 ab - K'}{Kab - K'} \quad (10)$$

Caso  $\beta$ )  $v_p = t_o(Q_{1f} - Q_{-1a})$  ;

$$v'_{p_\beta} = t_o(Q_{1f} - Q'_{-1a}).$$

Por un proceso análogo, llegaremos a que

$$\boxed{F_\beta} = \frac{v'_{p_\beta}}{v_p} = \frac{Kab - K'_1}{Kab - K'} \quad (11)$$

Caso  $\gamma$ )  $v_p = t_o(Q_{1f} - Q_{-1a})$  ;

$$v'_{p_\gamma} = t_o(Q_{1f} - Q'_{-1a}). \quad (12)$$

Se halla que

$$\boxed{F_\gamma} = \frac{v'_{p_\gamma}}{v_p} = \frac{K_1 ab - K'_1}{Kab - K'} \quad (13)$$

Ahora que poseamos los factores  $F$ , debemos aclarar que, en un caso dado, podría optarse por aplicar directamente una fórmula que equivalga a ellos, sin tener que calcularlos; así, es posible emplear la (12) en vez de computer  $F_y$ . No obstante, los  $F$  proporcionan una idea más clara de la teoría involucrada.

Vemos entonces, frente a un problema práctico de diseño de cárceles, como puede presentarse el panorama estadístico.

Habrán 3 situaciones posibles:

1. Existen datos estadísticos propios, confiables y suficientes (que incluyan  $G_k$  y  $G'_k$ ).
2. No hay datos propios, pero es posible adoptar datos ajenos suficientes.
3. Salvo los valores medios de  $K$  y  $K'$ , no existen ni se pueden adoptar otros.

En los casos 1 y 2, simplemente aplicaremos el análisis de los  $F$ , con dos observaciones:

- En general se adoptará  $F_y$ , que es el más desfavorable; y
- Se hará consecuentemente  $\sum Q_i = Q_{if}$ .

En el caso 3 se dispone de 2 alternativas:

- Trabajar con  $G_k$  y  $G'_k$  arbitrarios; y
- Considerar algún otro volumen  $V_p^a > V_p$ .

Creemos que la mejor alternativa es la 2a, si se hace

$$V_p^a = t_0 Q_{if} \quad (14)$$

En efecto, así se adquiere un factor de seguridad  $F_s$  que fácilmente se demuestra es igual a

$$F_s = \frac{V_p^a}{V_p} = \frac{K_{ab}}{K_{ab} - K'}$$

factor que, presumiblemente, en general es tal que

$$F_s > F_Y.$$

Concomitantemente, haríamos  $\sum q_i = Q_{1f} + Q_{1a}$ . No obstante, muchas veces será factible no tener que aumentar  $\sum Q_i$ , pues el bordo libre amortiguará a  $Q_{1f}$ ; efectivamente, si conociéramos  $\sigma_k$  y la duración  $t_r$  de esa desviación, el volumen de amortiguación  $\Delta V$  será

$$\Delta V = t_r (\tau_k Q_{of}) \quad (16)$$

asumiendo, como será lo normal, que  $Q_{1f}$  ocurre al estar lleno el cárcamo y funcionando  $\sum q_i = Q_{1f}$ . Es decir, si  $\Delta V$  es del orden de magnitud del volumen que de todos modos se hubiera dejado por bordo libre, podemos ahorrarnos el aumentar  $\sum q_i$ .

Para concluir con el caso 3, daremos sin demostración las siguientes relaciones, que alguna vez pueden ser útiles:

$$K(2 - \frac{1}{F_s}) \geq K_1 \quad K, \text{ si } K' = \text{constante};$$

$$K' \geq K_1 \geq 0, \text{ si } K = \text{constante};$$

$$K_1 = ab(K_1 - K) = ab\sigma_k, \text{ si } K \text{ y } K' \text{ son variables.}$$

Nótese también que  $F_s$  aumenta con el transcurso de los años, pues  $Q_{1a} \rightarrow Q_{1f}$ ; evidentemente,

$$F_{si} = \frac{Kaf b_f}{Kaf b_f - K'ai b_i}, \text{ en que}$$

$F_{si} = F_s$  al año  $i$ ;

$a_f = a$  y  $b_f = b$  son  $a$  y  $b$  al fin del período;

$a_i$  y  $b_i$  son  $a$  y  $b$  al año  $i$ . (Obsérvese que

$a_0 = b_0 = 1$ ).

c) Consideraciones sobre el tiempo de septización T. - Sea  $T_R$  el tiempo máximo de retención en el cárcamo

mo. Debe verificarse siempre que  $T_R < T$ .

Evidentemente, fuera de la condición anormal de que  $\underline{Q}$  y  $\underline{q}$  se anulen por un lapso  $\underline{T}$  o mayor, el máximo tiempo de retención será

$$T_R = \frac{t_o(Q'_{1f} - Q'_{1a})}{Q'_{1a}} \quad \text{ó} \quad T_R = \frac{t_o Q_{1f}}{Q_{1a}}$$

según el volumen principal que se haya adoptado como  $T_R < T$ , resultará:

$$T > \frac{t_o(Q'_{1f} - Q'_{1a})}{Q'_{1a}}, \quad \text{ó} \quad T > \frac{t_o Q_{1f}}{Q_{1a}}$$

$$\frac{T}{t_o} > \frac{Q'_{1f}}{Q'_{1a}} - 1 \quad (17) \quad \text{ó}$$

$$\frac{T}{t_o} > \frac{Q_{1f}}{Q_{1a}} \quad (18).$$

Así pues, en adición a los aspectos económicos u otros, las relaciones (17) ó (18) proveen un criterio para el establecimiento de etapas de construcción; en efecto, se cortará la etapa, como máximo, en aquel año futuro que permita cumplir las referidas relaciones.

Para facilitar esta tarea, modificamos los miembros derechos de (17) y (18) análogamente a como se hizo en ( $\infty$ ) de la pág. 15, y obtenemos (suponiendo que el hidrograma y sus desviaciones no varían a través de la etapa):

$S > ab$  (19), ó  $S' > ab$  (20), en que

$$S = \frac{RK'}{K} \quad ; \quad S' = \frac{(R+1)K_1}{K_1} \quad , \quad \text{y} \quad R = \frac{T}{t_o}$$

Hemos basado el anterior desarrollo en la suposición tácita de que no hay cortocircuitos dentro del cárcamo, es decir que el agua sale en el mismo "orden" en que entra.

d) Razones para no tener  $q_1 < Q_{-1a}$

Sea  $V_0$  el volumen de sumergencia o cebado de las bombas, y al que siempre trataremos de hacer lo más pequeño posible. Si la 1a. bomba en arrancar,  $q_1$ , lo hiciera con un electroco localizado inmediatamente por encima de  $V_0$ , necesariamente debe ser tal que  $q_1 < Q_{-1a}$ , para no destruir la sumergencia, y aún así, la situación es inestable si se presentase una anomalía  $Q'_{-1a} < q_1$  durante un tiempo  $t'$ , tal que  $t'(q_1 - Q'_{-1a}) > V_0$ .

Es decir, si no queremos agrandar más de lo indispensable el volumen  $V_0$ , no debe hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero.

Por tanto, la 1a. bomba,  $q_1$ , arrancará en algún nivel superior, separado por, al menos,  $1 V_p$  del nivel cero. En tal caso, si  $q_1 < Q_{-1a}$ , se perderá una parte de la carrera larga inicial, dado que no habrá paralelismo, en ese sector, entre la curva de masas y la escalera. Y como debemos tratar de obtener la mayor proporción posible de carreras largas, vemos que, salvo alguna razón particular, no es conveniente  $q_1 < Q_{-1a}$ .

2.5. Possibilidades de arreglo de los electrodos.

a) Definiciones.

Electrodos distintos: Conjunto de un electrodo de arranque y un electrodo de parada, sin especificar el orden de su funcionamiento.

Ciclo bomba. - Lapso entre el funcionamiento consecutivo de dos electrodos distintos conectados a una bomba. El límite inferior de cualquier ciclo bomba (CB) tiene que ser  $\geq t_0$ .

Nivel cero. - Aquel nivel de agua por debajo del cual sólo queda el volumen de cebado o sumergencia de las bombas.

Nivel máximo. - Aquel nivel de agua por encima del cual sólo queda el volumen de bordo libre.

Ciclo cárcamo. - Lapso entre un punto de nivel mínimo del cárcamo y el punto

análogo consecutivo, una vez que se hayan usado todas las bombas (pues puede haber puntos mínimos intermedios).

Lo más económico, en general, será que los aludidos puntos de nivel mínimo sean niveles cero.

Ciclo-cárcamo = CC.

Carrera. - Lapsos que duran un período continuo de acción del manantial y/o sumidero.

Es decir, durante una carrera no entra ni sale ninguna bomba.

Carrera = CR.

Excluyendo el caso de una bomba que funcione continuamente, siempre  $CC > CB > CR$ . Luego, puede suceder que  $CR \leq t_0$ , y no hay limitaciones en este sentido.

Volumen principal mínimo, VPM. - Aquel  $V_p$  tal que  $CB$  se vacía o llena de quea a la máxima velocidad de vaciado o llenado del cárcamo, su respectivo  $CB$  es igual a  $t_0$ .

Punto de reposo. - Aquel punto de la escalera que cumple 2 condiciones: 1) Corresponde a un nivel cero (o sea, es intersección del Tippl con la escalera); a) Es la iniciación de una carrera en que  $q = 0$ .

- b) Condiciones que debe cumplir un buen arreglo de electrodos. - En general, un buen arreglo de electrodos será aquel capaz de causar, con alta eficiencia, una sucesión ininterrumpida de ciclos-cárcamo; específicamente, un buen arreglo.

1) Logrará, respetando las restricciones  $t_0$  y  $T$ , y teniendo la mínima complicación posible en la disposición de los electrodos, minimizar el volumen del cárcamo.

2) Hará máxima la relación  $\sum CB \text{ largas} / \sum CB \text{ cortas}$ .

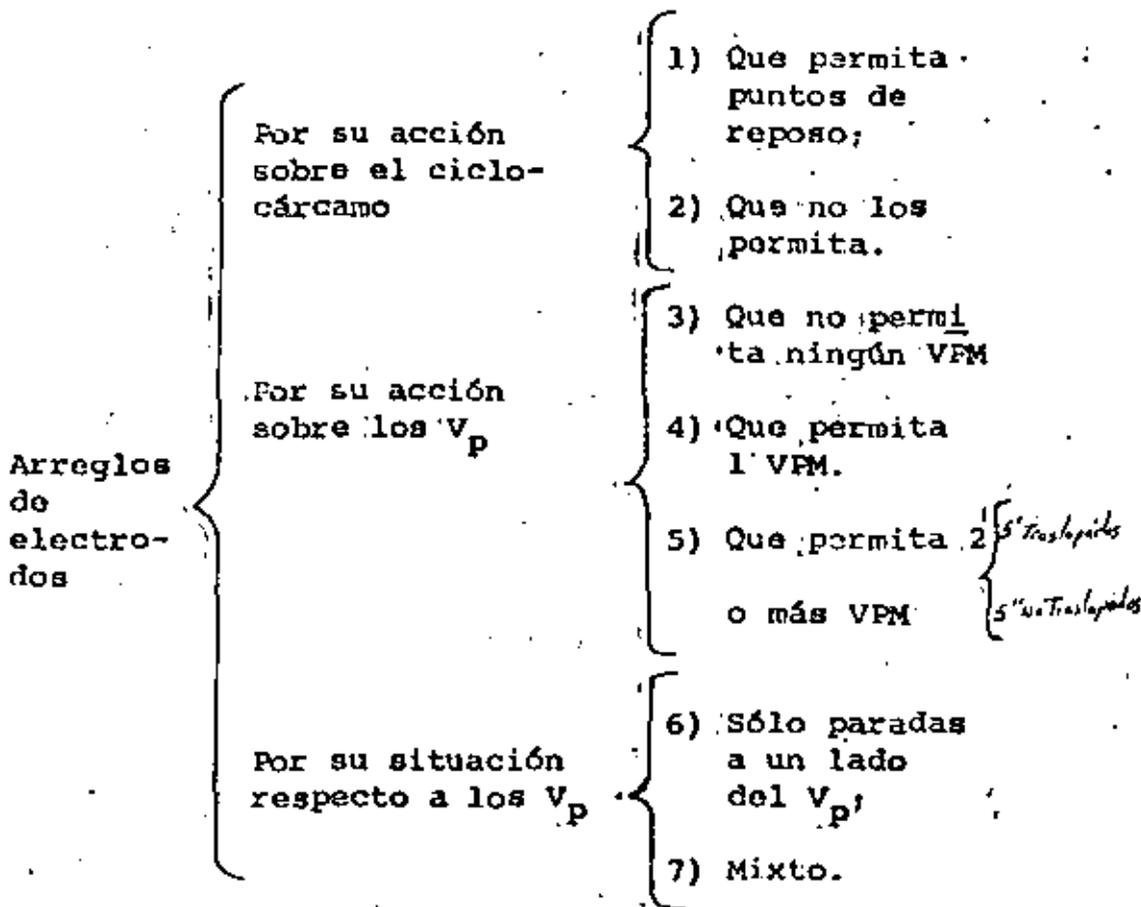
3) Minimizará los riesgos de desdoblado de las

bombas o destrucción de la sumergencia.

Es natural que no siempre se podrán cumplir simultáneamente, en toda su amplitud, estas 3 condiciones; pero sí podremos acercarnos bastante a ellas, en cooperación con un adecuado diseño de bombas.

A continuación hacemos un breve análisis de las implicaciones prácticas de cada condición.

c) Relación entre el arreglo de electrodos y el volumen del cárcamo. Una clasificación de los arreglos de electrodos podría ser la siguiente:



Es evidente que la forma en que se distribuya el volumen del cárcamo depende --en operación automática-- exclusivamente de la disposición de los electrodos; por otro lado, hemos visto ya que la inclusión de un VPM en un CB garantiza la condición: to.

Caso 1) Como los puntos de reposo podrían presentarse, dependiendo de las bombas, - tanto al comienzo como al centro de los sectores de máxima pendiente de la curva de masas, es claro que en este caso de hecho se requiere al menos 1 VPM en todos los CB de cada bomba para garantizar to. (A este caso corresponde, en la situación más extrema, la ecuación (6)).

La condición para que se produzca el Caso 1 es muy simple: que cada bomba tenga un electrodo de parada en el nivel cero, y que en el nivel cero haya sólo paradas.

Caso 2) Este caso tendrá lugar si en el nivel cero atranca alguna bomba (la que, según indicamos en la pág. 26, debería ser  $q_1 < Q_{-1a}$ ); en principio esto permitiría disminuir el VPM, al llenarse el cárcamo, en la cantidad  $toq_1$ . Sin embargo creemos que no siempre sería posible ni valdría la pena esa disminución, y por tanto concluirmos que también aquí se requiere al menos 1 VPM en cada CB.

Caso 3) Se produciría este caso disponiendo los electrodos de modo que, entre cada par de electrodos distintos, queden volúmenes menores que 1 VPM.

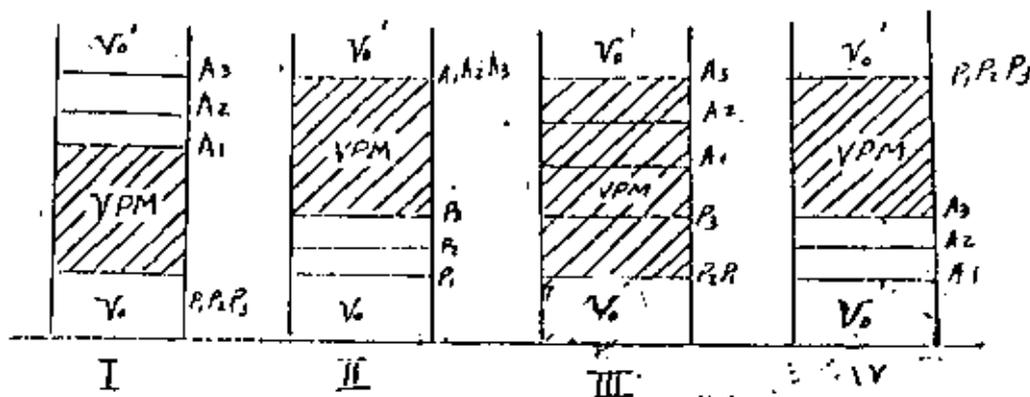
Supongamos un hidrograma constante. Es concebible entonces lograr un arreglo tal de electrodos que, eliminando casi por completo volumen entre ellos, se conserve sin embargo la restricción to. Pero, como en la realidad no se presentan hidrogramas constantes, una disposición así sería en extremo inestable y violaría a cada paso la restricción to. En suma, el Caso 3 es factible sólo teóricamente.

Caso 4) Este será el caso más común: La inclusión de 1 VPM en cada CB de cada bomba.

Para ello bastará que el electrodo de arranque de cada bomba esté, por ej.: "arriba" del VFM, y el de parada "abajo", o viceversa. De este modo siempre quedará garantizada la condición to.

Caso 5) Es posible arreglar los electrodos de manera que cada bomba disponga de su propio VFM. No obstante, excepto en casos especiales, resultará antieconómico tener varios VFM "en serie", es decir sin ningún traslape entre ellos; por ello ordinariamente los traslaparemos casi en su totalidad, y en esencia caeremos de nuevo en el Caso 4.

Caso 6) Nos referiremos sólo al caso de tener 1 VFM para todas las bombas. Al haber sólo paradas a un lado del VFM, nos interesarán los siguientes arreglos (limitándonos a 3 bombas, para mayor claridad):



A<sub>i</sub> = arranque de la bomba B<sub>i</sub>;  
 P<sub>i</sub> = parada de la bomba B<sub>i</sub>;  
 V<sub>0</sub> = volumen de sumergencia o cebado;  
 V<sub>0</sub>' = volumen de bordo libre.

Podemos de inmediato descartar el arre

glo IV, que es absurdo, y concretarnos a los otros.

El arreglo I es muy conveniente, y se acomoda bien a la curva de masas, dando carreras suficientemente largas.

El arreglo II es un poco menos adecuado porque, si  $B_1 = Q_{-1a}$  (que será lo usual), existirá el peligro de que  $B_1$  funcione casi sin parar y se desgaste rápidamente.

El arreglo III es tal vez el mejor. Asegura que todas las bombas pararán regularmente, y se acomoda con bastante flexibilidad al diagrama de masas tanto al llenarse como al vaciarse el cárcamo.

En los 3 casos es evidente que,

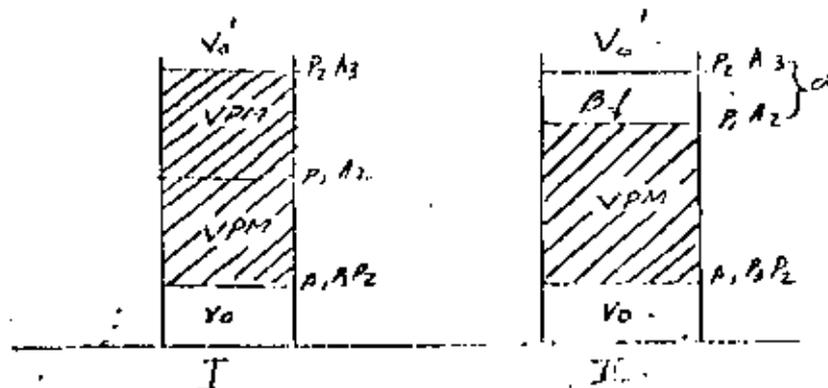
$q_i = Q_{1f}$ ; además, las capacidades crecientes de extracción se irán obteniendo por adición de una bomba a otra, y no por reemplazo de una bomba por otra mayor.

Por ej.:  $q_1 = Q_{-1f}$ ;  $q_2 = Q_{of} - Q_{-1f}$ ;

$q_3 = Q_{1f} = Q_{of}$ .

Caso 7) Aquí podrán haber arranques y paradas arriba y abajo de cada VFM.

Consideremos los siguientes arreglos:



Los símbolos significan lo mismo que en el caso

Se ve que la única diferencia entre los dos arreglos consiste en que el I tiene 2 VPM y el II 1 VPM; pero, tal como están los electrodos, solamente el I garantiza la restricción  $t_0$  (porque incluye al menos 1 VPM en cada CB). El II, por ejemplo en el CB marcado  $\alpha$ , tendría que "gastar" la mayor parte de tal CB en un inestable equilibrio entre  $q_2$  y  $Q$  en el nivel  $\beta$ ; caemos así

parcialmente en el Caso 3, que como se ha visto No es conveniente. Aquí, en particular, podría dar lugar a  $t < t_0$  al menos una vez en cada CC.

Por otra parte, la única forma en que, desde el punto de vista del volumen del cárcamo, el Caso 7 pudiera competir con el caso 6, es a través del arreglo II; supongamos pues que se ha solucionado de otra manera el inconveniente. Analicemos ahora qué sucede con la bomba  $B_1$ .

Como dijimos, sea  $V_0$  el volumen de sumergencia o cebado de las bombas, y al que siempre trataremos de hacer lo más pequeño posible. Si, de acuerdo al diagrama,  $B_1$  arranca en el nivel cero, necesariamente debe ser tal que  $q_1 < Q_{-1a}$ , para no destruir la sumergencia; y, aún así, la situación sería inestable si se presentase una anomalía  $Q'_{1a} < q_1$  durante un tiempo  $t'$  tal que  $t'(q_1 - Q'_{1a}) \geq V_0$ , en que  $\Delta V_0$  es la fracción de  $V_0$  que, al perderse, disturba ya o destruye la sumergencia o el cebado. Es decir, si no queremos agrandar más de lo indispensable el volumen  $V_0$ , no debe hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero.

En resumen, el arreglo II del caso presentaría tal vez, como única ventaja, la de ofrecer carreras un poco más largas que en el Caso 6, frente a las siguientes desventajas:

1. Necesidad de que  $B_1 < Q_{-1a}$  o de aumentar  $V_0$ ;
2. Duplicación de al menos 1 electrodo;
3. Necesidad de electrodos sensibles no sólo a niveles sino a direcciones de movimiento de los niveles; y

4. Necesidad de bombas más grandes (porque aquí las capacidades crecientes de extracción se obtendrían no por adición sino por reemplazo: por ej.,  $q_1 < Q_{-1a}$ ;  $q_2 = Q_{of}$ ;  $q_3 = Q_{1f}$ ).

En conclusión, en cuanto al volumen del cárcamo los mejores arreglos de electrodos parecen ser los I y III del Caso 6.

d) Relación entre el arreglo de electrodos y los ciclos-bomba. - Es evidente que, en general, preferiremos CB "largos" para nuestras bombas; podríamos definir como tales, por ej., a los que duran más de 30 min.

Por otro lado, las CR son elementos de los CB; luego, si logramos CR "largas", estaremos asegurando aquéllos.

Como las curvas de masas suelen tener 2 sectores más o menos planos, correspondientes al máximo y al mínimo, la condición general para obtener al menos dos CR largas es que alguna bomba, o combinación, provea una pendiente  $Q_{-1}$ , y que otra id. provea una pendiente  $Q_1$ .

En los otros sectores de la curva, que son muy pronunciados, no es fácil lograr CR largas; pero si  $q$  no es mucho mayor que  $Q_{1f}$ , se ha visto en el literal C que arreglos de electrodos rindieron resultados satisfactorios.

Finalmente, daremos algunas razones por las que no es conveniente tener  $q_1 < Q_{-1a}$ .

En la pág. anterior vimos que no debería hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero. Por tanto la 1a. bomba,  $q_1$ , arrancará en algún nivel superior, separado del nivel cero por al menos 1 VPM. En tal caso, si  $q_1 < Q_{-1a}$ , se perderá una parte de la carrera larga inicial, dado que no habrá paralelismo, en ese sector, entre la curva de masas y la escalera. Y como uno de nuestros propósitos es el de conseguir la mayor proporción posible de carreras largas, vemos que, salvo alguna razón especial, no es conveniente  $q_1 < Q_{-1a}$ .

- e) Relación entre el arreglo de electrodos y la sumergencia o el cebado.

Véase el literal g, pág. 26. La conclusión general es que la sumergencia o el cebado no se verán amenazados si en el nivel cero sólo hay paradas.

2.6. Obtención de las capacidades de cada bomba.-

A continuación resumimos lo que se ha dicho ya sobre este tema:

- a) La suma de las capacidades de las bombas será tal que  $Q_{1f} \leq \sum q_i < Q_{1f} + Q_{-1a}$ ; y en general,  $\sum q_i = Q_{1f}$ .
- b) Con un arreglo de electrodos como los I y III de la pág. 24, la 1a. bomba puede ser  $q_1 = Q_{1f}$ ; éste es el valor más recomendable. No obstante, si se piensa renovar el equipo a la mitad o menos del período de diseño, podría hacerse  $q_1 = Q_{-1a}$ .
- c) Si se tendrán 3 bombas en total, sus capacidades, a fin de lograr un buen ajuste a la curva de masas, serán  $q_1 = Q_{-1f}$ ;  $q_2 = Q_{of} - Q_{-1f}$ ;  $q_3 = Q_{1f} - Q_{of}$ .

En efecto, estamos disponiendo así de tres pendientes:  $Q_{-1f}$ ,  $Q_{of}$  y  $Q_{1f}$ , que corresponden a las tres pendientes características de la curva.

Daremos ahora las siguientes consideraciones adicionales:

- d) El número mínimo de bombas será 2, ya que así se conseguirá al menos las dos carreras largas correspondientes a  $Q_{-1f}$  y  $Q_{1f}$ . Las capacidades de estas bombas serán  $q_1 = Q_{-1f}$  y  $q_2 = Q_{1f} - Q_{-1f}$ .
- e) Es claro que, mientras mayor sea el número de bombas, mayor será la flexibilidad con que el conjunto se adapte a la curva de masas; pero razones económicas y de operación limitarán ese número. Aparentemente la mayor parte de las veces la decisión estará entre 2 ó 3 bombas. Tal vez

un criterio-guía podría ser éste: Si se tiene  $K + K' \leq 2.3$ , úsense 2 bombas 6, 3; si se tiene  $K + K' > 2.3$ , úsense 3 o más bombas.

4. RESULTADOS. - En la gran mayoría de los casos el volumen del cárcamo se hallará con la siguiente fórmula:

$$V = t_0 Q_{1f} \text{ en que}$$

$t_0$  = lapso mínimo entre parada-arranque y viceversa para las bombas, y

$Q_{1f}$  = caudal máximo diario de aflujo de aguas negras, al final del período de diseño.

En cuanto a arreglo de electrodos, se preferirán los I y III de la pág. 24; y en lo que se refiere a bombas, se escogerá en general entre 2 ó 3 (más las de reserva que se diseñen), con las capacidades dadas en la pág. 30.

5. DISCUSION Y CONCLUSIONES. - Queda todavía mucho trabajo por hacer si se quiere llegar a una comprensión más cabal de lo que se ha intentado analizar aquí; sobre todo será importante introducir modelos matemáticos adecuados para el conjunto curva-escalera, de los que se pueda deducir a priori las diversas propiedades que ahora se han hallado más que nada intuitivamente.

6. AGRADECIMIENTOS. - El autor desea agradecer, por su estímulo y ejemplo, al Dr. Robert B. Banks, y por sus encefalografías y claridad sobre el tema expuesto, al Ing. Arnulfo Paz Sánchez.

7. REFERENCIAS.

1. Alcantarillado y tratamiento de aguas negras.  
Babbitt & Baumann.
2. Apuntes de un curso de alcantarillado.  
Ing. Raúl Ochoa E.

3. Apuntes del curso de Plantas de Aguas Negras. 30  
Ing. Arnulfo Paz S.

4. Sewage Treatment Plant Design. WPCF.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**MATERIALES PARA LAS CONDUCCIONES DE AGUA**

**ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO**

**JULIO, 1982**

## T E M A V I I I .

### MATERIALES PARA LAS CONDUCCIONES DE AGUA.

- 8.1 Condiciones Generales.
- 8.2 Canales Abiertos.
- 8.3 Conductos de Mampostería.
  - 8.3.1 De Piedra.
  - 8.3.2 De Tabique.
- 8.4 Tuberías.
  - 8.4.1 Tubos de Barro.
  - 8.4.2 Tubos de Concreto Simple y Armado.
  - 8.4.3 Tubos de Fierro Fundido.
  - 8.4.4 Conductos de Lámina (Acero Galvanizado).
  - 8.4.5 Conductos de Concreto Colados en Sitio.
  - 8.4.6 Tubos de Plástico.
- 8.5 Pruebas de Calidad y Muestreos.
  - 8.5.1 Pruebas de Carga.
  - 8.5.2 Pruebas de Impermeabilidad.
  - 8.5.3 Pruebas varias.

ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO.

## T E M A - VIII.

### "MATERIALES PARA LAS CONDUCCIONES DE AGUA"

#### 8.1 Condiciones Generales.

Las conducciones de agua se pueden dividir en términos generales en conducciones por gravedad y a presión.

Las conducciones por gravedad se pueden hacer en canales abiertos o en tubos trabajando como canal, es decir, en tubos que trabajen parcialmente llenos o llenos, pero no sujetos a presión; mientras que las conducciones a presión forzosamente se tienen que hacer en tuberías diseñadas especialmente para este trabajo.

#### 8.2 Canales Abiertos.

Los canales abiertos tienen muchas ventajas desde el punto de vista económico, sin embargo, tienen algunas desventajas como las pérdidas por infiltración, facilidad de contaminación en el caso de agua potable, mal aspecto y malos olores en el caso de aguas negras, etc.

Los canales normalmente se construyen de tierra, de mampostería de piedra o de concreto.

Las velocidades de diseño deben seleccionarse muy cuidadosamente de acuerdo con el tipo del material en que se construyan, de manera que no ocasionen ni erosión ni depósito de azolves en los mismos. (Tabla No. 1).

Tabla # 1,

Tabla de velocidades medias que no provocan erosión ni depósito de azolve en canales de riego.

Material	Velocidad media m/seg.
Arena muy fina de carácter movedizo	0.20 a 0.30
Arena muy fina suelta.	0.30 a 0.45
Arena gruesa o suelo arenoso fino.	0.45 a 0.60
Suelo arenoso medio.	0.60 a 0.75
Suelo arcilloso arenoso.	0.75 a 0.80
Suelo arcilloso medio, suelos aluviales y de cenizas volcánicas.	0.80 a 0.90
Magras arcillosas.	0.90 a 1.10
Suelos arcillosos duros, suelos gravosos comunes.	1.20 a 1.50
Grava gruesa, guijarros, cascajo.	1.50 a 1.80
Conglomerado, grava cementada, pizarra suave, tepetate, roca sedimentada suave.	1.80 a 2.40
Roca dura.	3.00 a 4.50
Concreto.	4.50 a 6.00

En concreto se han llegado a obtener velocidades tan grandes como 30 m/seg. en los canales de descarga de vertedores.

La resistencia de la superficie de concreto contra la erosión o desgaste es mayor cuando la superficie es lisa y comparativamente rica en cemento.

En la tabla No. 2, se dan los valores para los distintos coeficientes de rugosidad de los materiales más comunmente usados en canales.

Tabla # 2.

Valores de "n" en las fórmulas de Kutter y Manning.

MATERIALES	(n).
Lechada de cemento.	0.010
Mortero de cemento.	0.011
Concreto, revestimiento y acueductos.	0.013
Concreto, sifones, túneles y rápidas.	0.015
Madera bien cepillada.	0.011 a 0.013
Madera cepillada.	0.013 a 0.015
Madera sin cepillar.	0.016 a 0.020
Acueductos de lámina.	0.013 a 0.016
Acueductos de lámina corrugada.	0.022
Mampostería de ladrillo.	0.013 a 0.015
Mampostería.	0.017
Tierra.	0.0225
Tierra, excavación con draga.	0.0275
Roca, paredes lisas.	0.033
Roca, paredes irregulares.	0.040

NOTA: En los renglones en que existen dos valores, significa que el valor más bajo se aplicará para las mejores condiciones, y el valor más alto para las condiciones peores, debiéndose emplear para condiciones medias valores intermedios entre los extremos.

### 8.3 Conductos de Mampostería.

Antes de que el uso de la tubería de concreto se generalizara, los conductos de mampostería de tabique se usaron para alcantarillados de grandes diámetros. Muchos colectores viejos de mampostería de tabique se encuentran actualmente en servicio pero otros han fallado por desintegración del mortero de las juntas. En la actualidad ya no se usa este tipo de conductos por su alto costo en mano de obra. Sin embargo, el tabique se sigue usando para la construcción de pozos de visita, chimeneas para las cajas de concreto de los grandes colectores y en otras obras donde se requiere gran resistencia y baja absorción de agua.

La especificación ASTM-C-32, fija las características que deben cumplir los conductos de mampostería de tabique.

Las mismas especificaciones de construcción para conductos de mampostería de tabique pueden usarse para conductos fabricados de piedra.

### 8.4 Tuberías.

Los materiales para la construcción de alcantarillados deben reunir las siguientes características:

- 1.- Características de flujo. Bajo coeficiente de fricción.
- 2.- Durabilidad.
- 3.- Resistencia a la erosión.
- 4.- Resistencia a ácidos, alcalis, gases, solventes, etc.
- 5.- De fácil manejo e instalación.
- 6.- Resistencia estructural.
- 7.- Tipo de junta con algo que sea impermeable y de fácil ensamble.

- 8.- Disponibilidad de piezas especiales.
- 9.- Disponibilidad en los diámetros requeridos.
- 10.- Bajo costo.

No sólo un material puede cumplir todas las condiciones anotadas para tubería de drenaje, se pueden seleccionar distintos materiales para aplicaciones específicas en un mismo proyecto. El costo de la tubería usualmente no pinta para pequeños alcantarillados, la tubería viene a representar una pequeña parte del costo total de la obra.

Debido a la capacidad de corrosión de las aguas negras, la resistencia a la corrosión suele ser factor de primordial importancia. Como las atarjeas suelen estar enterradas y sometidas a cargas externas muy fuertes, también es necesario tomar en consideración la resistencia estructural. En los lugares expuestos a la intemperie, las alternativas de hielo y deshielo, con el cambio de las estaciones, pueden determinar alteraciones internas y cambios en las cargas externas. Las aguas negras pueden ser erosionantes, al par que corrosivas. Si escurren a gran velocidad y llevan arena, la constante abrasión puede erosionar hasta el material más duro.

Una vez elegidos los materiales y establecidas las especificaciones de los mismos por escrito, el ingeniero tiene la obligación de cuidar que los materiales satisfagan dichas especificaciones. La prueba de los materiales entregados a la obra, es deber importante del ingeniero. Normalmente deben seguirse para las especificaciones y pruebas, las especificaciones típicas de la Sociedad Americana para Pruebas de Materiales, pero ocurre a veces que el ingeniero tiene que elegir materiales nuevos, para los que tiene que establecer sus propias especificaciones.

Arcilla.- La arcilla vitrificada o barro vitrificado, se usa mucho cuando se trata de conductos de 90 a 105 cm. de diámetro o menores, así como para fabricar ladrillos o bloques, para construir con ellos, exclusivamente, los conductos o para revestir conductos de concreto u otras estructuras. El barro vitrificado satisface la mayor parte de los requisitos de un material ideal, bajo todas las condiciones, salvo en lo que se refiere a la resistencia estructural, el peso, la disponibilidad y el costo, que dependen de las condiciones locales. Siglos de experiencia han mostrado su duración, al parecer indefinida, su resistencia a la corrosión y a la erosión, la facilidad con que se encuentra y sus resultados generalmente satisfactorios.

El tamaño máximo de los conductos de barro vitrificado, está limitado, en parte, por las dificultades de construir y vitrificar grandes tubos y, en parte, por el peso, que los hace difíciles de transportar y de manejar. Una ventaja de los conductos de barro vitrificado, es su superficie lisa e impermeable, que ofrece muy buenas propiedades hidráulicas, afectadas en cierto grado por la rugosidad o aspereza de las juntas de macho y hembra que se emplean. Un inconveniente del barro vitrificado es lo quebradizo que es, característica que puede determinar trastornos durante su manejo y transporte a la obra.

Los tubos de barro cocido, no vitrificado, se construyen con los bordes lisos y se colocan con las juntas abiertas, cuando se desea que haya infiltración o no hay necesidad de tenerla en cuenta. Este material carece de la resistencia estructural del barro vitrificado tipo y sólo debe usarse para el drenaje del agua superficial o del agua subterránea y cuando la tubería se sitúa a poca profundidad, bajo la superficie de un terreno sobre el cual hay poco riesgo de que graviten grandes cargas.

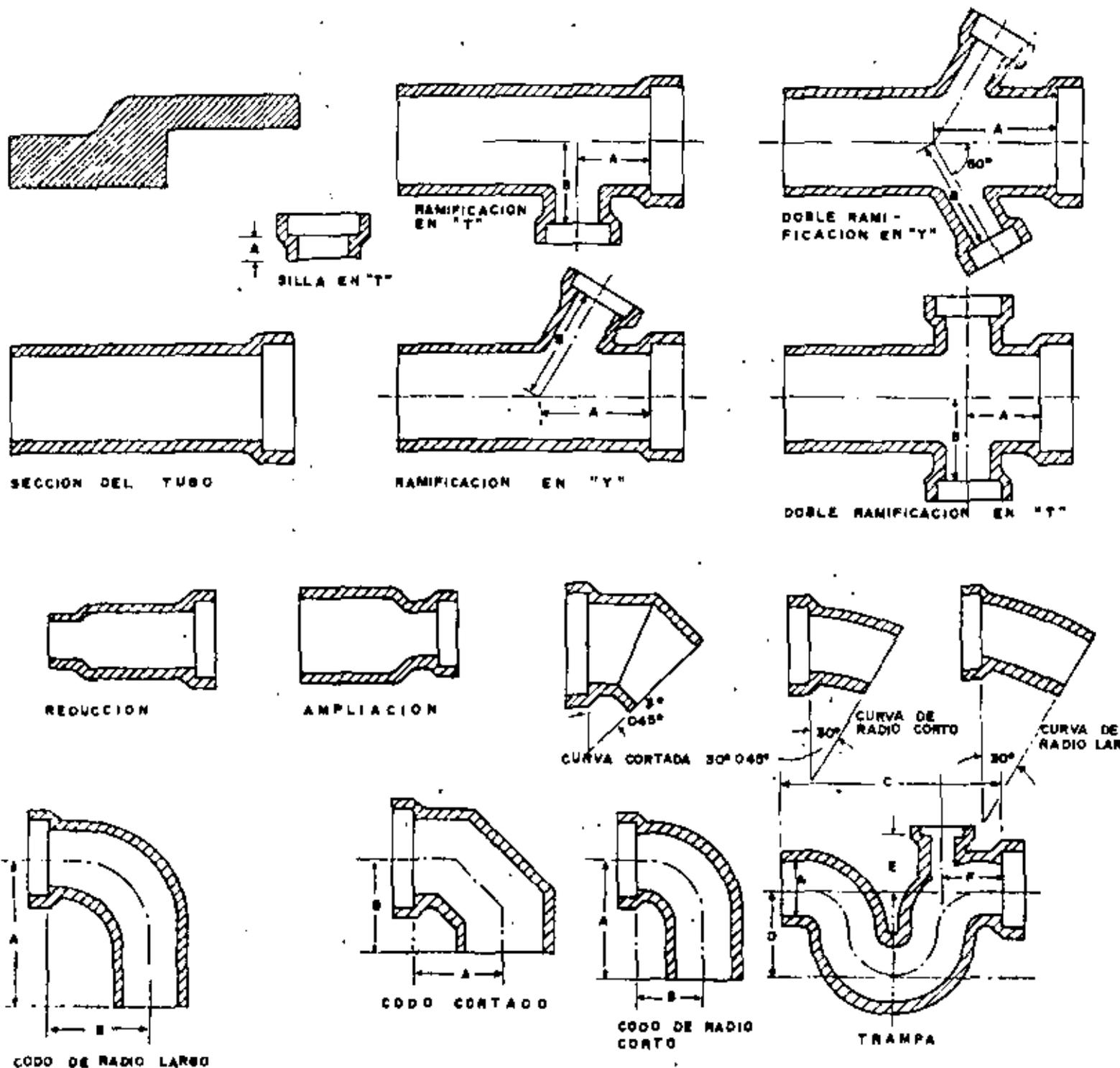
#### 8.4.1 Fabricación de tubos y piezas especiales de barro vitrificado.

La arcilla para la fabricación de tubos se extrae del subsuelo o de bancos superficiales. Después se lleva a un molino para su trituración, ya sea directamente o después de un período de intemperización, y se pasa más tarde a través de un tamiz de 4 a 6 mallas por cm. La arcilla molida se amasa con agua en un molino parecido al usado para la trituración en seco, para formar una masa suficientemente consistente para poder sufrir la presión sin escurrir ni resquebrajarse. Una vez que se ha llenado el cilindro de lodo de la prensa o molde, se comprime la arcilla en el espacio anular alrededor del mandrill para formar el manguito del tubo. Entonces se baja el soporte, llamado el elevador, por debajo del cilindro de la prensa y se extrae la arcilla a través del espacio anular entre el mandrill y la matriz para formar las paredes del tubo.

Cuando se ha extraído la longitud deseada de tubo se detiene la prensa, se corta el tubo y se hacen tres o cuatro estrías, separadas una pulgada una de otra aproximadamente, cerca del extremo del reborde hacia arriba y se lleva al local de secado donde puede permanecer de unos días a dos semanas. El cocido se hace elevando la temperatura en cinco o más fases, a unos 1,100 a 1,200°C., durante un período de unos 10 días. La última fase comprende la aplicación de cloruro de calcio en el horno para formar el vidrio en la superficie, mediante la combinación química del sodio con la sílice fundida. El resultado es una superficie lisa, dura e impenetrable. Un vitrificado imperfecto puede determinar la formación de una red de grietas finas sobre la superficie, llamada agrietamiento. Se está usando un vitrificado de cerámica llamado algunas veces revestimiento de cristal. Las ventajas que se le atribuyen son uniformidad en la superficie, impermeabilidad, resistencia a la corrosión y resistencia estructural. Se dice que resulta algo más caro que el barro vitrificado ordinario.

Las piezas especiales como codos, tubos en T y en Y, mostrados en la figura 1, pueden hacerse a mano o con moldes. Algunos codos o tubos curvos, pueden hacerse curvando el tubo hasta darle el radio requerido, a medida que va saliendo de la prensa. Para fabricar tubos en T o en Y, se corta un agujero del tamaño y forma de la ramificación externa, en el cañón de un tubo recién prensado, pero todavía no cocido. Después se corta el tubo para la ramificación con la forma del agujero hecho en el tubo principal y se unen ambos; se comprime un trozo de arcilla, a mano, alrededor de la junta, por la parte exterior de los tubos. Otras piezas especiales, como sifones, curvas y reducciones, pueden colocarse en moldes de yeso de París, dejándolos en ellos uno o dos días, antes de llevarlos al horno.

Dimensiones de los tubos de barro vitrificado.-, Diversas autoridades han preparado especificaciones para tubos de barro vitrificado para atarjeas. Se usan mucho las especificaciones o normas C-13-54, de la Sociedad Americana para Prueba de Materiales. Las dimensiones consignadas en la Tabla 3, están tomadas de dichas normas. También puede disponerse de tubos cuyas dimensiones no coinciden con ellas. Las longitudes menores que las previstas en las normas, tienen la ventaja de un menor peso por pieza de tubo y mayor facilidad para colocarlas en las curvas. Los tubos de mayor longitud, necesitan menor número de juntas y por lo tanto, dan origen a menos infiltración. Se fabrican tubos más grandes, pesados y más fuertes, hasta de una longitud de 2.4 m. En México se fabrican solamente en diámetros de 10, 15, 20 y 30 cm. y longitudes de 60 y 75 cm. Algunas de las piezas especiales más usadas, están representadas en la Fig. 1.



PIEZAS ESPECIALES DE BARRO VITRIFICADO

Tabla # 3.

DIMENSIONES DE TUBO DE BARRO DE RESISTENCIA TIPO, PARA ATARJEAS.

(Sociedad Americana de Prueba de Materiales, C-13-54).

Diámetro nominal cm.	Longitud colocados cm.	Diferencia mínima de longitud de dos lados opuestos. cm.	Diámetro exterior del tubo. cm.		Diámetro interior del manguito a cm. de la base.	Longitud del manguito cm.		Espesor de la pared cm.		Espesor del manguito a 1.2 cm. del extremo exterior.	
			mín.	máx.		mín.	Nominal.	mín.	Nominal.	mín.	Nominal.
10.2	61	0.8	12.4	13.0	14.6	4.4	3.8	1.3	1.1	1.1	0.9
15.2	61	0.9	17.9	18.9	20.8	5.7	5.1	1.6	1.4	1.3	1.1
20.3	61	1.1	23.5	24.8	26.7	6.4	5.7	1.9	1.7	1.7	1.3
25.4	61	1.1	29.2	30.5	32.4	6.7	6.0	2.2	2.1	1.6	1.4
30.5	61	1.1	34.9	36.4	38.4	7.0	6.4	2.5	2.4	1.9	1.7
38.1	76	1.3	43.6	45.2	47.3	7.3	6.7	3.2	2.8	2.4	2.2
45.7	76	1.3	52.4	54.4	56.5	7.6	7.0	3.8	3.5	2.8	2.7
53.3	76	1.4	61.3	63.5	65.7	8.3	7.6	4.4	4.1	3.3	3.0
61.0	76	1.4	69.8	72.4	74.6	8.6	7.9	5.1	4.8	3.8	3.5
68.6	76	1.4	78.7	81.6	83.8	8.9	8.3	5.7	5.4	4.2	3.9
76.2	76	1.6	87.3	90.6	92.7	9.2	8.6	6.4	6.0	4.8	4.4
83.8	76	1.6	95.6	98.9	101.3	9.5	8.9	6.7	6.4	5.1	4.6
91.4	76	1.7	103.5	107.3	109.8	10.2	9.5	7.0	7.8	5.2	4.8

#### 8.4.2 Tubos de Concreto Simple y Armado.

En México se fabrican tuberías de concreto simple desde 10 hasta 60 cm. de diámetro, en pared normal y de 20 a 60 cm. de diámetro en pared extra gruesa. La tubería de concreto reforzado se fabrica en diámetros que van desde 30 hasta 305 cm. La tubería de concreto se fabrica por distintos métodos, incluyendo centrifugado, colado vertical u horizontal, vibrado y combinaciones de distintos métodos de colado. El proceso de manufactura depende de las instalaciones, el diámetro de la tubería y de las especificaciones que se usen.

La tubería de concreto reforzado y presforzado para presión se usa para conductos trabajando a presión, descargas sub-acuáticas, sifones invertidos y otras aplicaciones donde hay presión interna y en alcantarillados que aunque estén trabajando por gravedad las condiciones de impermeabilidad sean excepcionalmente importantes.

La tubería, ya sea para trabajarse por gravedad o para presión, puede ser fabricada para distintas resistencias variando el espesor de pared, la calidad del concreto o el porcentaje y calibre del acero de refuerzo o de los elementos de presfuerzo. Las piezas especiales de concreto tales como yees, tees y registros pasa-hombre, son de fabricación común. El método de acoplamiento depende de la impermeabilidad requerida y de la presión de operación.

Las ventajas de la tubería de concreto son la relativa facilidad con que se pueden fabricar para las distintas resistencias que se requieran y la gran variedad de diámetros y longitudes disponibles, que pueden variar de 1.2 a 7.4 m. (4 a 24 pies) dependiendo del tipo de tubería y del fabricante.

Una desventaja es que los ácidos o el sulfuro de hidrógeno lo corroen. Cuando se espera que ocurra una excesiva corrosión, es posible protegerlo con un recubrimiento, generalmente de tipo bituminoso. Sólo un concreto muy denso y de muy alta calidad puede usarse en conductos de aguas negras.

La tubería de concreto se especifica por el diámetro, la resistencia, el método de unión y algún recubrimiento especial o método de fabricación cuando sea importante. Las tuberías de concreto se fabrican bajo las Normas C-9-1967 para tubos de concreto simple y C-20-1967 para tubos de concreto reforzado tipos I, II, III y IV.

#### B.4.3 Tubos de Fierro Fundido.

En México actualmente no se está fabricando tubería de fierro fundido, sin embargo, en los E. U. se fabrica en diámetros de 5 a 122 cm. (2 a 48") y se usa para casos específicos de alcantarillados, líneas de aguas negras trabajando a presión, sifones invertidos y emisores submarinos, para plantas de tratamiento de aguas negras y para alcantarillados por gravedad donde se requiere una junta muy impermeable. Las ventajas de la tubería de fierro fundido incluyen su larga duración, juntas impermeables, su resistencia a presión interna y cargas externas y su resistencia a la corrosión en la mayoría de los terrenos naturales.

Sus desventajas consisten en que puede ser atacada por ácidos o aguas negras muy sépticas y por algunos suelos corrosivos. Normalmente se especifica un recubrimiento bituminoso en el interior de la tubería.

#### 8.4.4 Conductos de lámina (acero galvanizado).

- . Detalles de Fabricación.
- . Tubos Corrugados Remachados de Metal.

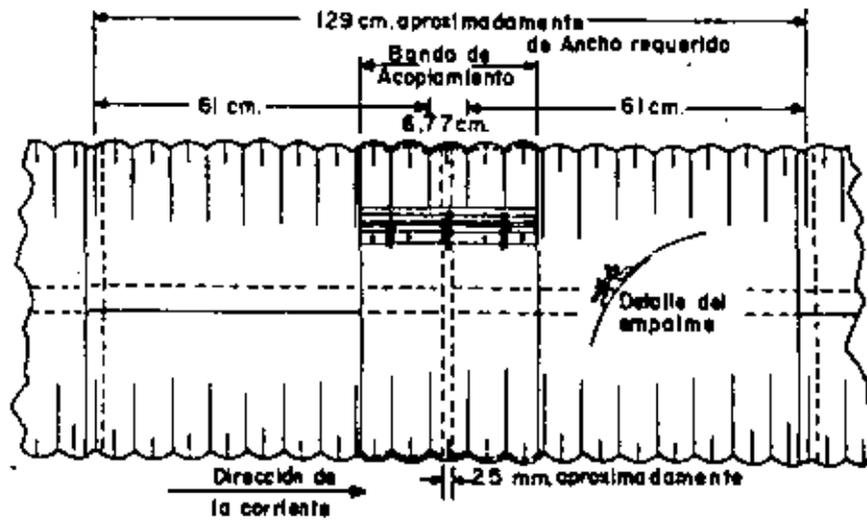
Prácticas de Taller: las planchas corrugadas de metal (corrugación corriente de 67.6 mm. de paso y 12.7 de profundidad), de un ancho de 64.8 cm. y largos variables, son curvadas y remachadas a lo largo de su junta longitudinal para formar un tubo. Cada tramo adicional es traslapado sobre el anterior y remachado circular y longitudinalmente, aumentando así el largo del tubo en incrementos de 61 cm. El diámetro nominal es el que se mide interiormente de cresta a cresta de las ondulaciones.

Para detalles, incluyendo el borde de 19 mm. en cada extremo, véase Fig. 2. En la Tabla 4 se dan las dimensiones de la plancha, los anchos del traslape longitudinal y los pesos de los tubos.

Remaches y Remachado: los remaches son de 7.9 mm. de diámetro para las planchas de calibres 16 y 14; y de 9.5 mm. para las de calibres 12 - 10 y 8; los largos varían de acuerdo al calibre y número de planchas en la junta; los remaches se colocan en frío con su centro a una distancia no menor de 2 veces su diámetro del borde de la plancha. Las costuras longitudinales de los tubos de 107 cm. de diámetro y mayores tienen 2 hileras de remaches; en las circunferenciales, los remaches están a 15 cm. como máximo uno de otro.

Juntas en El Campo con Bandas de Acoplamiento: los tramos pueden unirse de varias maneras en el campo; el método depende del tipo de instalación y del grado de hermeticidad que se desea.

1.- Bandas de Acoplamiento.- A menos que se especifique de otro modo, las juntas en el campo se hacen por medio de bandas exteriores de acoplamiento, generalmente de un espesor menor que el del tubo, a excepción del calibre 16. Las bandas son de 3 - 5,6 9 ondulaciones de ancho y llevan remachados cerca de sus extremos ángulos galvanizados; la junta se aprieta fuertemente por medio de pernos que pasan por los ángulos, Fig. 2.



Vista lateral de un tubo remachado y su banda de acoplamiento; pero condiciones más severas de servicio se aconseja una banda hermética.

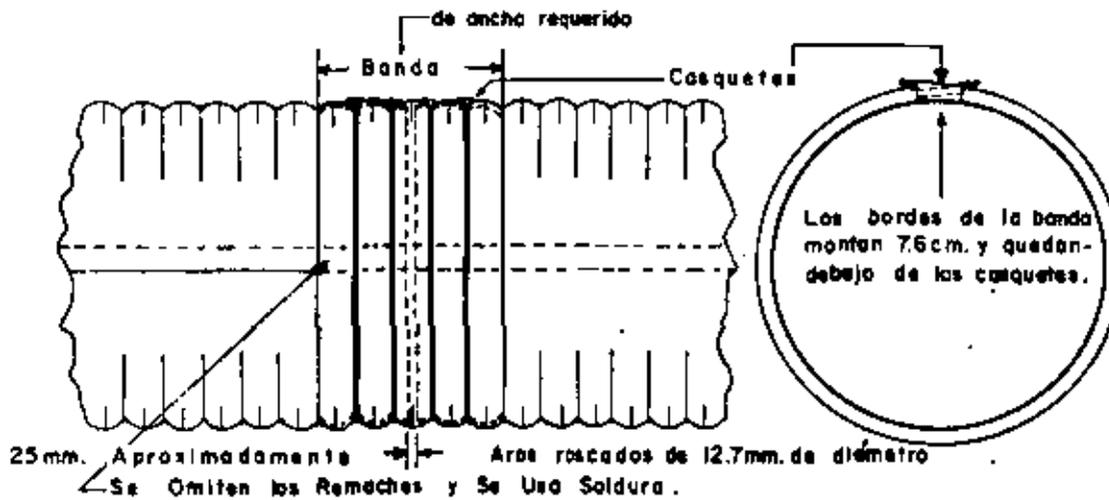


Tabla # 4.

DIMENSIONES Y PESOS DE TUBOS CORRUGADOS GALVANIZADOS.  
(Especificaciones de AREA - 1953)

Diámetro	Largo de la Plancha	Ancho Mínimo del Traslape	Pesos en Kilogramos por Metro, Basados en Tramos de 6.1 Metros de Largo				
			Calibres de Las Planchas Galvanizadas				
En Centímetros			16	14	12	10	8
20	72.39	3.81	10.86	-----	-----	-----	-----
25	88.90	3.81	13.39	-----	-----	-----	-----
30	104.14	3.81	15.62	19.49	-----	-----	-----
38	128.27	3.81	19.20	23.96	-----	-----	-----
46	152.40	3.81	22.77	28.42	39.28	-----	-----
53	176.53	3.81	26.34	32.88	45.53	-----	-----
61	203.20	5.08	30.36	37.50	51.63	65.77	-----
76	248.92	5.08	-----	45.98	63.98	81.54	-----
91	297.18	5.08	-----	55.20	75.89	97.32	118.15
107*	347.98	7.62	-----	64.88	88.54	114.28	138.68
122*	396.24	7.62	-----	-----	101.18	130.05	157.88
137	1-203.20 1-248.92	7.62	-----	-----	115.77	147.91	179.60
152	2-248.92	7.62	-----	-----	-----	161.60	198.65
168	1-248.92 1-297-18	7.62	-----	-----	-----	179.45	217.84
183	2-297.18	7.62	-----	-----	-----	194.04	237.04
198	1-297.98 1-347.98	7.62	-----	-----	-----	211.89	257.13
213	2-347.98	7.62	-----	-----	-----	-----	275.58

\* Se pueden usar 2 planchas, con tal que tengan el largo adicional para hacer el traslape en las juntas longitudinales.

Tabla # 5.

DETALLES DE TUBOS CORRUGADOS DE METAL.

Calibre, Diámetro, Peso y Area.

Calibre	Diámetro en Centímetros	Galvanizado.	Recubierto de Asbesto y Asfaltado	Recubierto de Asbesto, Asfaltado y Pavimentado en el Fondo	Galvanizado, Asfaltado y Pavimentado en el Fondo	Galvanizado y Asfaltado	Area en Metros <sup>2</sup>
				Kilogramos por Metro			
16	20	10.42	14.88	16.37	16.37	13.39	0.033
	25	13.39	17.86	20.83	19.34	16.37	0.051
	30	14.88	20.83	25.30	23.81	19.34	0.073
	38	19.34	25.30	29.76	28.27	23.81	0.114
	46	22.32	29.76	35.71	34.22	28.27	0.164
	53	26.78	34.22	41.66	40.18	32.74	0.224
	61	29.76	40.18	47.62	46.13	37.20	0.292
14	20	13.39	16.37	19.34	17.86	16.37	0.033
	25	16.37	20.83	23.81	22.32	19.34	0.051
	30	19.34	23.81	28.27	26.78	22.32	0.073
	38	23.81	29.76	34.22	32.74	28.27	0.114
	46	28.27	35.71	41.66	40.18	34.22	0.164
	53	32.74	40.18	47.62	46.13	38.69	0.224
	61	37.20	46.13	55.06	53.57	44.64	0.292
	76	46.13	56.54	66.96	63.98	55.06	0.456
	91	55.06	68.45	80.35	77.38	65.47	0.657
	107	65.47	80.35	93.74	90.77	77.38	0.894
	122	74.40	90.77	107.14	102.67	87.79	1.171
12	20	17.86	22.32	23.81	23.81	20.83	0.033
	25	22.32	26.78	29.76	29.76	26.78	0.051
	30	26.78	31.25	35.71	34.22	29.76	0.073
	38	32.74	38.69	43.15	43.15	37.20	0.114
	46	38.69	46.13	52.08	50.59	44.64	0.164
	53	46.13	53.57	59.52	58.03	52.08	0.224
	61	52.08	61.01	69.94	66.96	59.92	0.292
	76	63.98	74.40	84.82	81.84	72.91	0.456
	91	75.89	89.28	101.18	98.21	86.30	0.657
	107	89.28	105.65	119.04	116.06	102.67	0.894
	122	101.18	119.04	135.41	130.94	116.06	1.171
	137	116.06	136.90	154.75	150.29	132.43	1.477
	152	127.97	150.29	169.63	165.17	145.82	1.821
	168	141.36	165.17	187.49	181.54	159.22	2,211

Tabla # 5 (Continúa)

DETALLES DE TUBOS CORRUGADOS DE METAL.

Calibre, Diámetro, Peso y Area.

Calibre	Diámetro en Centímetros	Galvanizado.	Recubierto de Asbesto y Asfaltado	Recubierto de Asbesto, Asfaltado y Pavimentado en el Fondo	Galvanizado, Asfaltado y Pavimentado en el Fondo	Galvanizado y Asfaltado	Area en Metros <sup>2</sup>
				Kilogramos por Metro			
10	46	49.10	56.54	62.50	61.01	55.06	0.164
	53	58.03	65.47	72.91	71.42	63.98	0.224
	61	65.47	75.89	83.33	81.84	74.40	0.292
	76	81.84	92.26	102.67	99.70	90.77	0.456
	91	96.72	110.11	122.02	119.04	107.14	0.657
	107	114.58	129.46	142.85	139.87	126.48	0.894
	122	129.46	147.31	163.68	159.22	144.34	1.171
	137	148.80	168.14	186.00	181.54	163.68	1.477
	152	163.68	184.51	205.34	200.88	180.05	1.821
	168	180.05	203.86	224.69	220.22	197.90	2.27
183	193.44	221.71	245.52	239.57	215.76	2.62	
8	61	80.35	89.28	98.21	96.72	87.79	0.292
	76	98.21	110.11	119.04	116.06	107.14	0.456
	91	117.55	130.94	142.85	139.87	127.97	0.657
	107	138.38	154.75	168.14	163.68	150.29	0.894
	122	157.73	175.58	190.46	187.49	171.12	1.171
	137	180.05	199.39	217.25	214.27	196.42	1.477
	152	199.39	220.22	239.57	235.10	215.76	1.821
	168	217.25	242.54	263.38	258.91	236.59	2.211
	183	236.59	263.38	287.18	281.23	257.42	2.629
	213	276.77	308.02	334.80	328.85	302.06	3.577
244	315.46	351.17	380.93	373.49	343.73	4.673	

Nota: Los pesos indicados son promedios y no deben usarse para especificaciones.

2.- Banda de Acoplamiento de 2 piezas.- Cuando la banda de acoplamiento tenga que apretarse en condiciones difíciles, como bajo de agua, se suministra en 2 piezas; una de ellas se emperna generalmente en el extremo inferior del tubo, en vez de hacerlo en las partes superior e inferior del mismo.

3.- Banda Especial de Acoplamiento de 2 Piezas.- En cloacas especiales, o en condiciones difíciles, la mitad inferior de la banda puede remacharse en fábrica al tubo. La parte superior puede quedar suelta o remachada en fábrica al tramo adyacente.

4.- Banda Hermética de Acoplamiento.- Este tipo de unión se utiliza en cloacas elevadas, alcantarillas para diques y otros casos especiales. Consiste en un collar corrugado que se aprieta fuertemente por medio de aros roscados y casquetes especiales. Para que las bandas se ajusten bien a las corrugaciones del tubo, se substituyen los remaches de los extremos por soldadura. (Fig.3).

A veces se emplean otras clases de bandas para obtener hermeticidad.

5 y 6.- Banda Interna de Acoplamiento de Expansión Interna y Banda Externa de Acoplamiento de Contracción Interna.- Se usan bandas internas o externas especiales cuando los tramos se introducen en conductos próximos a fallar o cuando no hay espacio suficiente para maniobrar alrededor del tubo.

7.- Juntas Remachadas o Empernadas en La Obra.- Cuando se introducen tubos a través de terraplenes por medio de gatos o en algunas alcantarillas próximas a fallar, se perforan los tramos en fábrica para remacharlos o empernarlos en la obra.

Secciones Terminales.- Los extremos de las alcantarillas corrugadas deben protegerse cuando quedan expuestos al impacto de los

vehículos o a los equipos de conservación. Las secciones terminales prefabricadas para tubos hasta de 122 cm. de diámetro suministran dicha protección y presentan un aspecto más estético.

#### 8.4.5 Conductos de Concreto Colados en Sitio.

Las secciones de concreto colado en sitio, solamente se usan cuando no se consigue la tubería de concreto prefabricada o cuando por condiciones especiales ésta no se puede usar. Las secciones coladas en sitio siempre requieren acero de refuerzo y pueden ser prácticamente de cualquier forma, sin embargo, los fondos anchos y planos deben evitarse proveyendo una sección de estriaje en forma de V para mejorar las características del flujo. Todas las secciones serán lisas, impermeables y sin irregularidades.

Las especificaciones para concreto colado en sitio generalmente fijan su resistencia a los 28 días, un recubrimiento mínimo de 5 a 8 cm. (2 ó 3") y un revenimiento de acuerdo con la trabajabilidad deseada, fija procedimientos para evitar separación y el requisito de que el concreto sea vibrado en el lugar con un vibrador mecánico aprobado para obtener un concreto homogéneo y libre de vacíos. Un cemento o aditivo inclusor de aire puede usarse para asegurar una mayor densidad para el concreto, así como una mayor fluidez al trabajarlo en campo. En túneles muy largos o en cortes abiertos con espacio limitado, el concreto se manejará mediante bombas.

Los métodos de prevención de corrosión para secciones de concreto colado en obra, son los mismos que para tuberías fabricadas en planta.

#### 8.4.6 Tubos de Plástico.

Las tuberías de plástico que se fabrican actualmente en México no alcanzan diámetros importantes para pensar en su uso en alcantarillados, pero sí han sido muy usadas para instalaciones de plomería.

Las más comunes son las tuberías de polietileno de alta densidad, muy usadas para tomas domiciliarias, sistemas de riego, etc. y las de PVC, que se fabrican en dos tipos: uno para agua a presión y otro para drenajes. Ambos tipos pueden ser de unión para cementar o de unión Anger (con anillo de hule).

Estas tuberías normalmente se fabrican en diámetros de 10 a 150 mm. (3/8" a 6").

Actualmente se está fabricando otra tubería de polietileno, llamada EXTRUPAC, cuyas uniones se hacen a base de termo-fusión. Se usa para conducción de agua o gas y se fabrica hasta en diámetros de 20 cm. (8").

Todas las tuberías de plástico son muy ligeras, comparadas con otros tipos de tubería, en general tienen muy buena resistencia química, no resisten que se les use para agua caliente y su dilatación térmica lineal es del orden de 10 veces mayor que el acero.

En general puede decirse que este tipo de tuberías tiene mucho futuro y que su uso se está difundiendo muy rápidamente en nuestro país.

#...

8.5 Pruebas de Calidad y Muestreos, de acuerdo con las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

"La prueba de las tuberías para alcantarillados se llevará a cabo en el lugar que de común acuerdo estipulen el Contratista o vendedor y la Secretaría. Para el muestreo se procederá en la forma siguiente:

- a) Lotes de prueba. Para la determinación de las pruebas especificadas se harán lotes de hasta mil piezas de un mismo diámetro.
- b) De cada lote se escogerá un 3% de los tubos, de los cuales se designarán 1% de los tubos para la Secretaría, 1% para el Contratista o vendedor y 1% para una tercería; debiéndose marcar los tubos para su identificación.

Se seguirá el procedimiento de operación y rechazo de lotes que se señala a continuación:

- a) Se comprobará que los tubos designados por la Secretaría cumplan con las Especificaciones de acabado (18-1.01.4 a 18-1.01.7) para tubos de concreto sin reforzar o con las Especificaciones 18-1.01.14 a 18-1.01.17 para tubos de concreto reforzados, debiendo ser rechazados y substituidos los que no cumplan con los requisitos señalados en dichas Especificaciones.
- b) Los tubos designados por la Secretaría deberán de sujetarse a las medidas de las Tablas I y IV, según corresponda, dentro de las tolerancias indicadas en estas especificaciones, tomando para ello en cada tubo la media de varias medidas que se obtendrán con aproximación al milímetro.

- c) A continuación, la mitad de los tubos designados para la Secretaría será sometida a la prueba de aplastamiento, bien sea por el método de apoyo en tres aristas o el de apoyos de arena, que se detallan en las Especificaciones 18-1.01.24 a 18-1.01.27, no debiendo presentar una resistencia menor que la señalada en la Tabla III ó IV, según corresponda. En tubos de concreto reforzado con diámetro mayor de 183 cm., se aceptará la base de prueba de resistencia a la compresión efectuada en cilindros de concreto hechos con el concreto empleado en la fabricación de los tubos (ASTM-C-39), o bien corazones cortados en el cuerpo del tubo con un diámetro no menor de 9.0 cm. (ASTM-C-42). Asimismo se llevará a cabo el examen de calidad, cantidad y ubicación de la colocación del fierro de refuerzo.
- d) Con los fragmentos de los tubos resultantes de la prueba al aplastamiento, se llevará a cabo la prueba de absorción que se detalla en las Especificaciones 18-1.01.29 y 18-1.01.30.
- e) En las tuberías de concreto simple, los otros tubos designados por la Secretaría se emplearán en la prueba hidrostática que se detalla en la Especificación 18-1.01.28, no debiendo presentarse fugas, tal como se estipula en la Especificación 18-1.01.8.
- f) Los lotes serán rechazados cuando más del 20% de las pruebas indicadas en las Especificaciones 18-1.01.3 (c, d y g) ó 18-1.01.13 (j, k y n), según corresponda, no cumplan los requisitos estipulados en las mismas, salvo el caso en que al hacerse la misma prueba en el lote designado para el Contratista o vendedor o en última instancia en el lote designado en tercería haya más de un 80% de las muestras que cumplan con las Especificaciones señaladas, debiéndose tomar en cuenta para el cómputo el total de piezas sujetas a esa o esas pruebas.

- g) Si algunos de los tubos no cumplen con los requisitos de resistencia a la ruptura, entonces el Contratista o fabricante tendrá derecho por una sola vez a pruebas adicionales, conforme a la Tabla siguiente:

Por ciento de la resistencia requerida	Número de tubos para la prueba
Entre 90% y 100%	Dos
Entre 80% y 90%	Tres
Entre 70% y 80%	Cuatro
Inferior a un 70% (aún cuando sea un solo tubo).	Se rechazan todos los tubos del lote.

Si la totalidad de los tubos en la reprueba llena los requisitos especificados, el lote será admitido enteramente; en caso contrario se rechazarán todos ellos, aún cuando únicamente resulte defectuoso un solo tubo. Si el comprador o la Secretaría lo juzga conveniente, pero sin ser obligatorio y únicamente para el caso en que se haya encontrado un solo tubo con resistencia inferior al 70%, podrá concederse que se ejecuten las pruebas nuevamente, tal como si no se hubieran efectuado y para el caso se designarán nuevos especímenes.

- h) En caso de un lote rechazado, el Contratista tendrá derecho de seleccionar hasta un 50% de los tubos, entre aquellos que crea que están en buenas condiciones y serán sometidos a las pruebas indicadas en estas Especificaciones, siendo rechazados totalmente si no las cumplen y sin tener derecho a una reprueba.

\*...

- 1) En las pruebas realizadas con corazones cortados en el cuerpo del tubo, el número de tubos probados no será de más del 1% del pedido de tubos. En caso de inconformidad por parte del Contratista o vendedor se probará un 1% por el Contratista o vendedor y otro 1% en caso de tercería.

8.5.1 Las pruebas de resistencia al aplastamiento se determinarán por dos métodos: el de apoyo en tres aristas y el de apoyo en arena.

El método de apoyo en tres aristas consiste en colocar un tubo en dos apoyos inferiores constituidos por dos tiras de madera rectas, que estarán sujetas con firmeza a un block rígido de cuando menos 15 x 15 cm., de sección transversal. Estos apoyos tendrán sus esquinas superiores e inferiores arredondadas con un radio aproximado de 12 mm. (Figs. 2 y 3). Los lados interiores verticales de las tiras serán paralelos y estarán espaciados entre sí 2.5 cm. por cada 30.5 cm. del diámetro del tubo; pero en ningún caso será menor de 2.5 cm. Antes de que el tubo se coloque en los apoyos inferiores se colocará un filete delgado de mortero de yeso y arena, de un espesor máximo de 2.5 cm. El tubo se colocará cuando el mortero aún esté en estado plástico. El apoyo superior será block rígido de madera, cuando menos de 15 x 15 cm., de sección transversal y con la misma forma y dimensiones en toda su longitud. También se colocará una capa de mortero que no exceda de 2.5 cm. de espesor a todo lo largo del tubo, para igualar los apoyos. El block superior se colocará en contacto con el yeso cuando éste aún permanezca plástico. La carga se aplicará al block de madera a través de una viga metálica de dimensiones tales que permita la aplicación de la carga sin deformarse.

Al ejecutar la prueba, puede emplearse un motor adecuado o bien usar la fuerza a mano, siempre que se aplique la carga uniformemente. En tubos de concreto simple se aplicará a razón de 1,000

kilos por metro y por minuto aproximadamente o por incrementos no mayores de 50 Kg.; en tubos de concreto reforzado se aplicará a razón de 3,000 Kilos/m. por minuto aproximadamente.

Para la aplicación de la carga de prueba se deberán de seguir estas recomendaciones:

- a) El centro de la carga se aplicará a la vigueta de apoyo en la parte superior y en un punto distante del extremo liso del tubo que sea precisamente la mitad de su longitud. La carga de prueba se deberá aplicar al block de apoyo superior en forma tal, que deje en libertad a dicho apoyo para moverse libremente en un plano vertical que pase por el centro de la distancia entre los apoyos inferiores. Al probar tubos que no sean absolutamente rectos, las líneas de apoyo escogidas se elegirán entre aquellas que parezcan llenar las condiciones más favorables para una prueba justa.
- b) No deberá permitirse que un tubo permanezca sometido a la carga más tiempo que el indispensable para aplicarla bien, observarla y anotarla.
- c) La máquina de prueba deberá ser sólida y rígida en todos sus detalles, con el fin de que la distribución de la carga no se desvirtúe en forma apreciable al deformarse o sentirse cualquiera de sus partes. Los apoyos deben ser lo suficientemente rígidos para que puedan transmitir y a su vez recibir cargas uniformes en toda su longitud sin flexionarse, estando sujetos a la máquina en tal forma que puedan transmitir y recibir las cargas máximas producidas por las pruebas, sin pérdida de movimiento, vibraciones o choques bruscos.

- d) Los apoyos, así como la muestra, deben centrarse con precisión, para estar seguro de que se logrará una distribución simétrica de la carga a uno y otro lado del centro del tubo y en todas direcciones.
- e) No dejará de aplicarse la carga, sino hasta que el tubo acuse grietas que atraviesen todo su espesor, o como máximo cuando alcance la requerida por las especificaciones.
- f) Se calculará la resistencia, dividiendo la carga total que fue necesaria para romper cada tubo, entre la longitud neta interior del mismo. Dicha medida se tomará a partir del fondo de la campana hasta la extremidad lisa, en los tubos de concreto simple.
- g) Este método de aplicación de la carga también es válido para el método de apoyo en arena que se describe en la Especificación 18-1.01.27.

En el método de apoyo en arena, las muestras serán cuidadosamente asentadas en arena, arriba y abajo, abarcando en cada una 1/4 de circunferencia del tubo, tal y como se aprecia en las figuras 4 y 5, de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- a) Se recomienda, para obtener mejores resultados, que las extremidades de cada muestra del tubo sean marcadas exactamente en cuartos de circunferencia, antes de la prueba.
- b) La profundidad de los lechos arriba y abajo del tubo en los puntos más delgados deberá de ser igual a la mitad del radio de la línea media del cuerpo del tubo.
- c) La arena usada deberá ser limpia y tener por lo menos un 5% de humedad; se pasará por un tamiz No. 4. La del apoyo inferior estará suelta cuando se coloque el tubo.

- d) No se deberá permitir que el armazón superior de apoyo se ponga en contacto con la placa superior de apoyo. La superficie superior de la arena en este apoyo, deberá ser nivelada con un rasero y será cubierta con una placa rígida de madera dura o de otro material resistente capaz de distribuir la carga uniformemente. La superficie inferior de la placa de madera deberá ser plana. La carga de prueba será aplicada en el centro exacto de la placa de apoyo superior, de tal manera que permita libre movimiento de la placa en todas direcciones. Para este fin un apoyo esférico es preferible, o también pueden usarse dos rodillos de ángulo recto.
  
- e) La carga de prueba también puede aplicarse sin usar la máquina, aplicando pesos directamente en la plataforma que descansa sobre la placa de apoyo superior, teniendo cuidado sin embargo, que dichos pesos sean apilados simétricamente, con relación a una línea vertical que pase a través del centro del tubo, teniendo cuidado de que la plataforma no toque el armazón de apoyo superior.
  
- f) Para evitar flexión apreciable por la presión lateral de la arena, los marcos de los apoyos superior e inferior serán hechos de madera maciza. Las superficies interiores de los armazones estarán labradas. Ningún armazón llegará a estar en contacto con el tubo durante la prueba. Para evitar la salida de la arena entre el armazón y el tubo, se puede poner una tira de lona a cada lado de la parte interior del armazón superior, a lo largo de los filos inferiores.

8.5.2 En la prueba hidrostática se emplearán tubos completos y sin defectos aparentes. La prueba se realizará en la forma descrita a continuación, en todos los especímenes del lote de prueba:

- a) Los tubos serán cerrados en sus dos extremos con tapones de madera o metal cubiertos de hule, para impedir fugas a través de éstos y en las juntas. A uno de los tapones se le colocará un niple de 19 mm. de diámetro, con una roldana de hule y tuercas para asegurarlo, siempre que sea de madera o soldado en caso de ser metal. El objeto es impedir el paso del agua en sus juntas.
- b) Este niple se conectará a una bomba o a las tuberías del agua si la presión es suficiente. La presión será medida por medio de un manómetro y se aplicará en la forma siguiente:

352 gr./cm <sup>2</sup>	durante	5 minutos.
704 gr./cm <sup>2</sup>	durante	10 minutos.
1,056 gr./cm <sup>2</sup>	durante	<u>15 minutos.</u>
Tiempo total de la prueba:		30 minutos.

- 8.5.3 Para la prueba de absorción de agua, las muestras que se usen serán fragmentos de tubo roto procedentes de la prueba a la compresión y tendrán de 100 a 150 cm.<sup>2</sup> de superficie, aproximadamente de forma cuadrada y deberán estar libres de grietas, rajaduras, descascaraduras o bordes astillados. Serán marcados con la misma marca del tubo de que proceden; la marca será pequeña y no cubrirá más del 1% de la superficie total de la muestra.

Las muestras se secarán a peso constante en una estufa a una temperatura de 110°C. Se colocarán en un recipiente de alambre, apretadas, para evitar choques o frotamientos, se cubrirán con agua destilada o de lluvia y serán calentadas hasta la ebullición y hervidas por 5 (cinco) horas, después de lo cual se enfriará el agua hasta la temperatura ambiente y se escurrirán por un minuto las muestras, a las cuales

se secará la humedad superficial por medio de una toalla o papel secante, y se procederá inmediatamente a pesarlas de nuevo.

La absorción deberá de ser calculada como porcentaje del peso inicial en seco. Se anotarán separadamente los resultados de cada muestra individual, con aproximación de 0.5 gr. y se tomará el promedio de los resultados de las muestras probadas del lote de prueba.

México, D.F., Julio 4 de 1977.

FGM/edr.

**PRUEBAS PARA TUBOS DE CONCRETO**

**RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO**

NOTA: Dimensiones en CM.

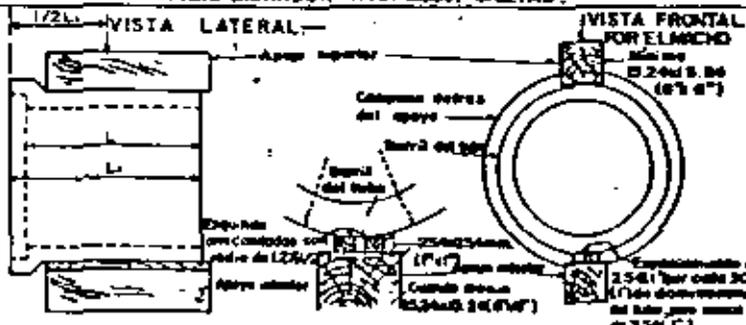
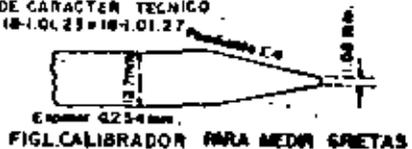


FIG. 2.-APOYO EN TRES ARISTAS PARA TUBOS DE MACHO Y CAMPANA

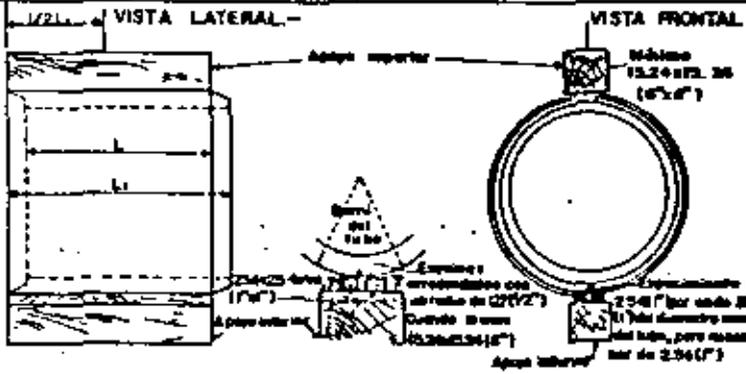


FIG. 3.-APOYO EN TRES ARISTAS PARA TUBOS DE CAJA Y ESPIGA

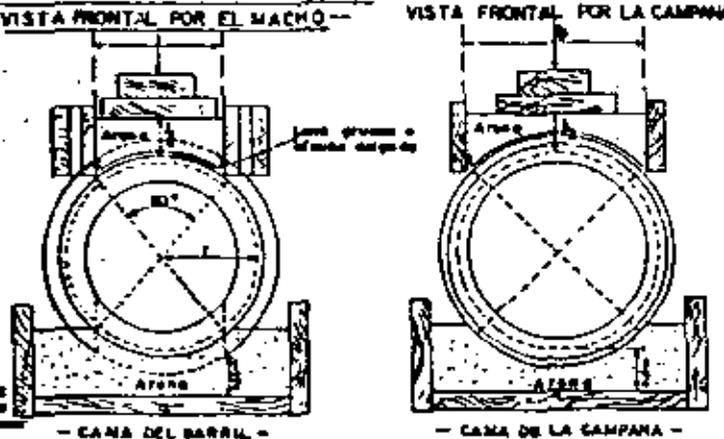


FIG. 4.-APOYOS DE ARENA PARA TUBOS DE MACHO Y CAMPANA

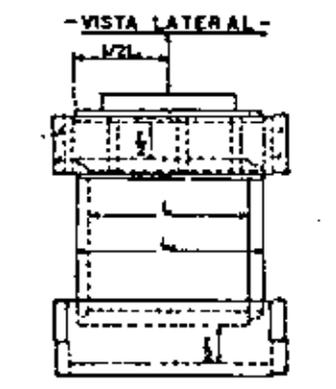
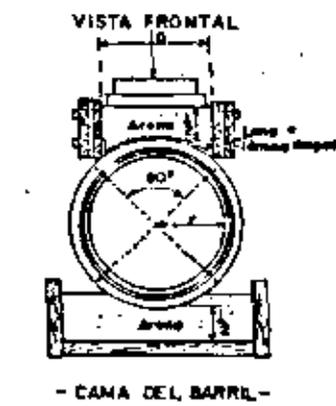
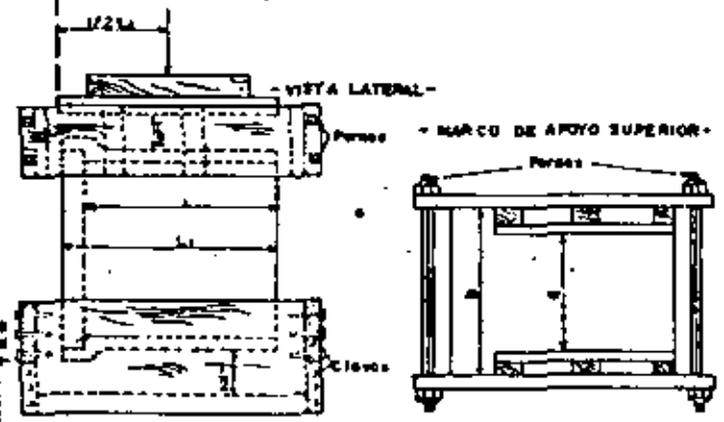


FIG. 5.-APOYOS DE ARENA PARA TUBOS DE CAJA Y ESPIGA

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

- . Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers.- Edición 1970 por la American Society of Civil Engineers and the Water Pollution Control Federation.
  
  - . Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras.- Babitt y Baumann. Edición 1975 de CECSA.
  
  - . Apuntes de Alcantarillado de la Escuela de Graduados de la Facultad de Ingeniería.- Ing. Raúl E. Ochoa.
  
  - . Apuntes de Obras Hidráulicas.- Facultad de Ingeniería.- Ing. Joaquín Herrera Delgado.
  
  - . Manual de Drenaje y Productos de Construcción.- The Armco International Corporation., edición 1958.
  
  - . Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.
- - - - -



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**METODOS DE CONSTRUCCION**

**ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO**

JULIO, 1982

## T E M A X.

### "METODOS DE CONSTRUCCION"

- 10.1 Trazo y control de instalación.- Colimadores LASER.
- 10.2 Construcción de atarjeas.
  - 10.2.1 Excavación a mano a distinta profundidad.
  - 10.2.2 Zanjadoras.
  - 10.2.3 Colocación de Tubos.
- 10.3 Construcción de colectores.
  - 10.3.1 Excavación a baja, mediana y alta profundidad.
  - 10.3.2 Retroexcavadora.
  - 10.3.3 Draga de arrastre.
  - 10.3.4 Draga de almeja.
  - 10.3.5 Estabilización de talud, ademados y encofrados.  
Achique de filtraciones en zanjas.
  - 10.3.6 Pruebas en tuberías de drenaje nuevas.
  - 10.3.7 Tubos colados en sitio.
  - 10.3.8 Relleno de cepas y reposición de pavimentos.
- 10.4 Conductos en túnel.
  - 10.4.1 En roca.
  - 10.4.2 En terreno suelto.
- 10.5 Cruces con otras estructuras.
  - Hincado de tubos.
  - Cruce de vías de ferrocarril.
- 10.6 Descargas submarinas.
- 10.7 Programa de construcción y programas derivados.

## "METODOS DE CONSTRUCCION".

## 10.1 Trazo y Control de Instalación.- Colimadores LASER.

El trazo de los ejes de las atarjeas y colectores se lleva a cabo por medio de procedimientos topográficos convencionales, normalmente con tránsito y cinta. La construcción de un sistema de alcantarillado se inicia siempre por el punto más bajo y se avanza hacia los niveles más altos con la construcción de los respectivos subcolectores y atarjeas. En los casos en que no existe en el campo una línea de referencia paralela al eje del colector o atarjea que se va a construir se procede a colocar en campo una línea paralela temporal, para usarla de referencia durante la construcción, ya que la excavación eliminará el trazo de la línea de eje.

Una vez determinado el eje de la atarjea y sus niveles se procederá a la excavación, a la que se dará "piso" provisional con aproximación a los 10 cm.

La construcción definitiva se efectuará como se ilustra en la figura 1.

Se colocan "puentes" que consisten en vigas de madera de 4" x 8" ó de 4" x 6". Los puentes deberán tener un apoyo sobre el terreno de cuando menos dos veces el peralte del mismo. Estos puentes se colocan a una distancia media de 10 m.

Sobre los puentes se colocan unos listones de madera de 1" x 2" x 20", de tal forma que la parte superior sea paralela a la línea de pendiente y sobre ellos se marca el eje del colector o atarjea. Estos listones de madera se llaman "niveletas".

Una cuerda colocada sobre las "niveletas" indicará una línea situada en el mismo eje vertical que el eje de la atarjea o colector y paralela al mismo.

Los puentes son numerados y se lleva un registro de los mismos como se indica en la figura 1.

Sobre una regla de madera llamada "escantillón" se marcan las profundidades a partir del hilo hasta el piso, la plantilla y el lomo de la campana; este escantillón servirá para la colocación práctica del tubo. Es muy importante ver que el escantillón sea ajustado a la campana del tubo como se ilustra en la figura 2.

#### Colimadores LASER.

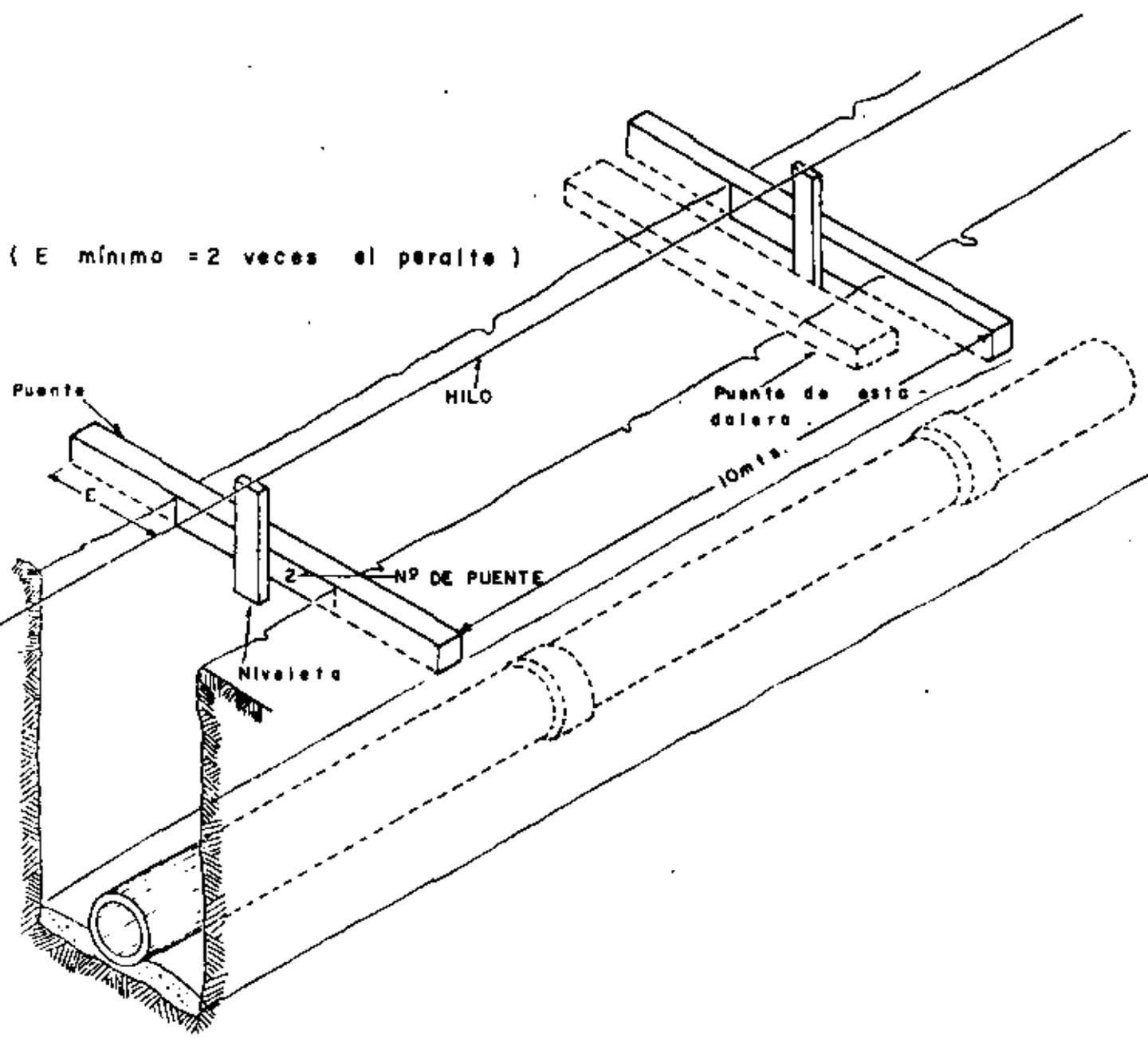
Se ha diseñado un sistema Laser para alinear tuberías, se elimina el hilo de construcción y la necesidad de transferir el alineamiento y la pendiente dentro de la cepa cada vez que se coloca un tramo de tubería. El Laser mostrado en la figura 3, proyecta a través del tubo un rayo de luz roja del espesor de un lapiz sobre un "blanco" que lleva marcado el eje del tubo, que al hacerlo coincidir con el rayo se obtiene el alineamiento y la pendiente correcta del tramo a colocar.

Un aparato Laser instalado en la chimenea de un pozo de visita se ilustra en la figura 3. La base del aparato se fija sobre el punto de partida utilizando la perforación central de fijación y un brazo vertical con un ojo de buey en la parte superior es colocado coincidiendo con el centro del aparato y sosteniéndolo a plomo con una estructura especial. El Laser es ajustado a la barra vertical a la altura adecuada para hacer coincidir el rayo con el eje del tubo. El aparato Laser es alineado horizontalmente usando un ensamble telescópico, o tránsito, para pasar un punto diseñado

tante de referencia dentro de la cepa justo sobre el aparato Laser. El procedimiento consiste en girar el tránsito de tal manera que su línea de colimación coincida con el eje de trazo y entonces se baja la visual al fondo de la cepa enfrente del rayo Laser. En seguida la viga del aparato Laser es girada hasta hacerla coincidir con el plano vertical del tránsito. Una vez logrado ésto, se nivela el aparato Laser y se da la pendiente requerida mediante el limbo del aparato.

A cada tramo de tubería se le pone un "blanco" con el eje del tubo marcado. Este "blanco" se coloca en la campana del tubo, de manera que el tubo quede en su posición correcta de instalación al hacer coincidir el rayo Laser con el centro del "blanco".

( E mínima = 2 veces el parafte )



# PROCEDIMIENTO DE INSTALACION DE ATARJEAS

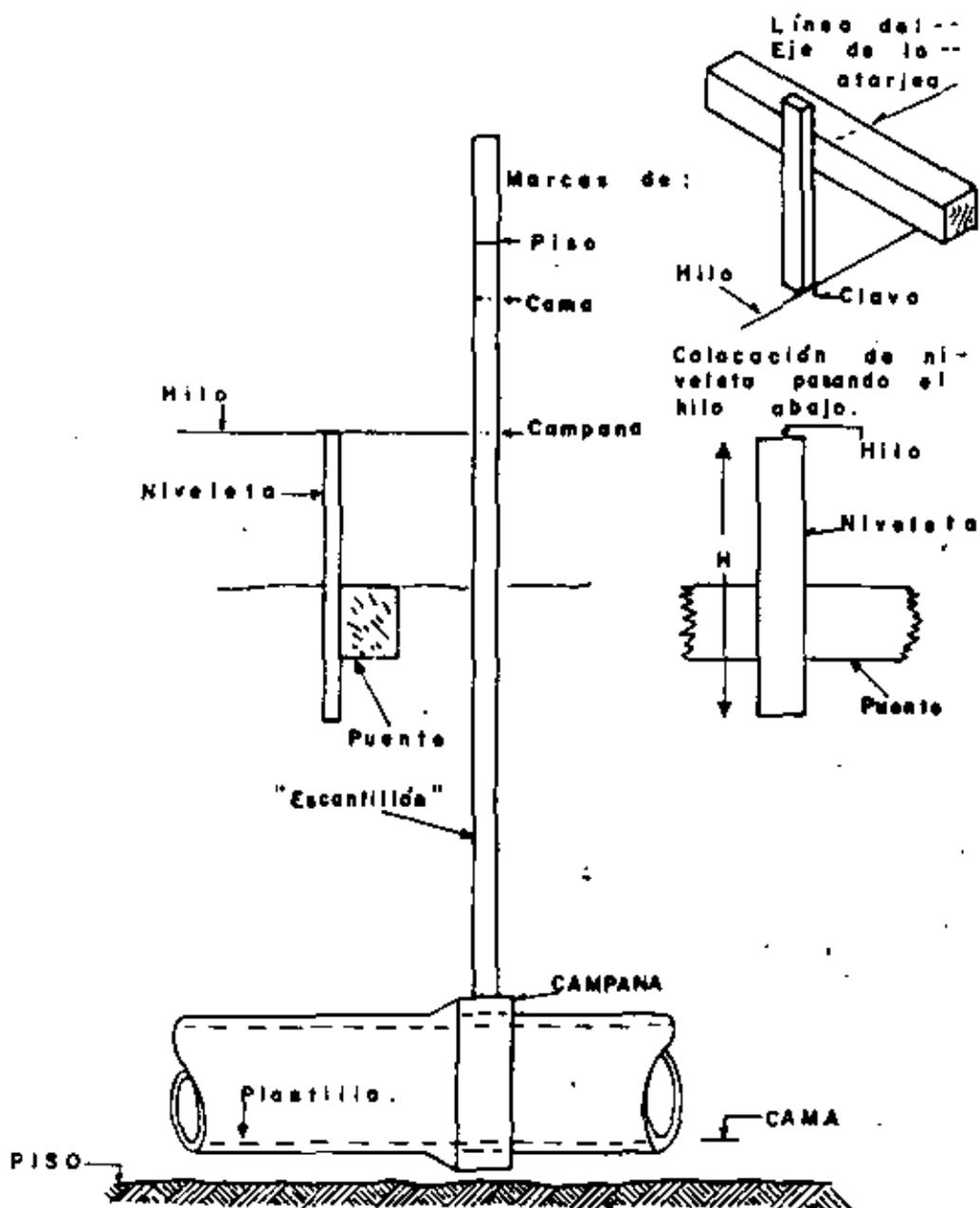
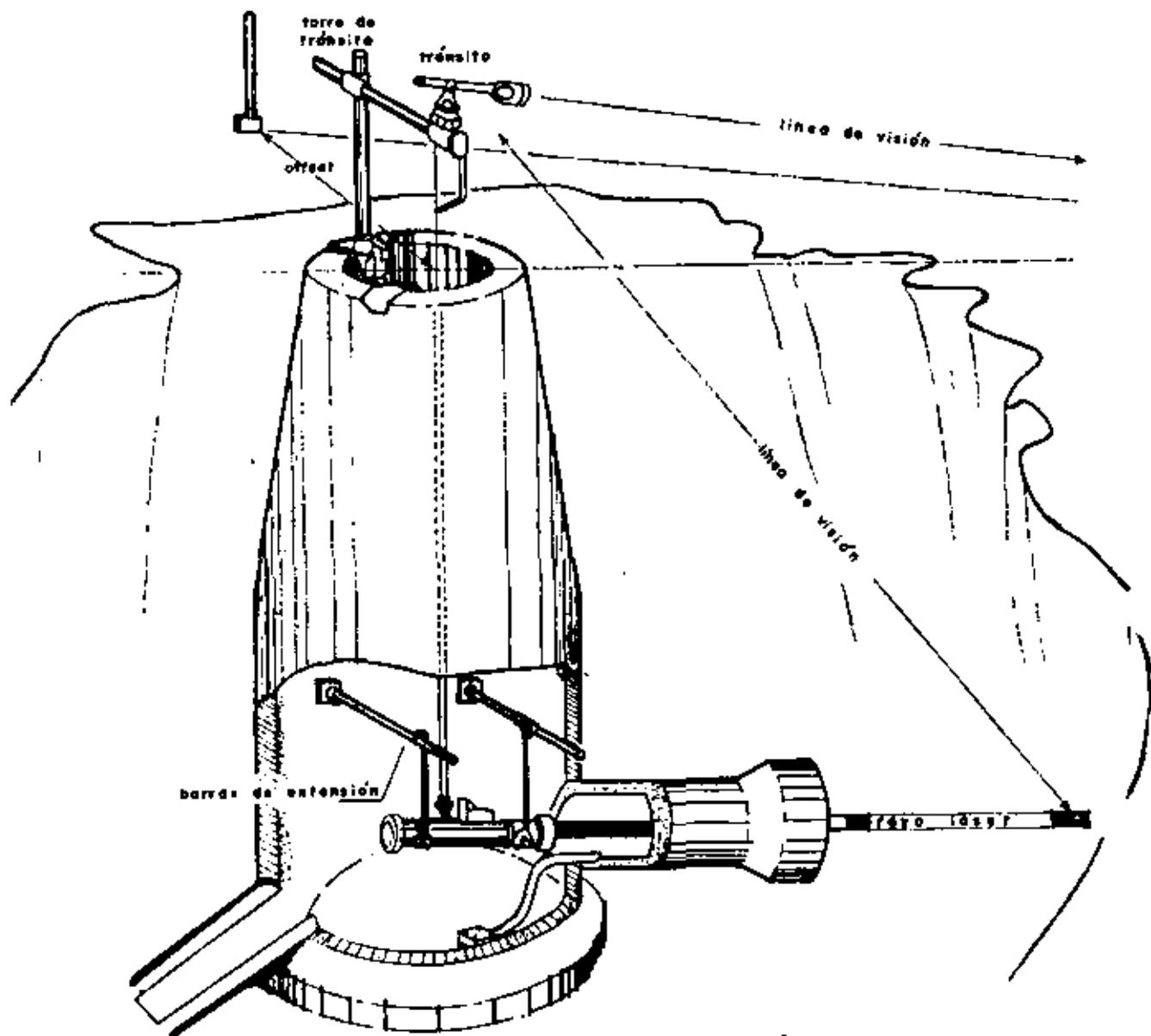


FIGURA 2

FIGURA 3



## 10.2 Construcción de Atarjeas.

Los trabajos que hay que realizar para la construcción de las atarjeas y que no son aplicables a otra clase de obras son: la excavación de zanjas y la colocación o construcción de los conductos en zanjas o túneles. Normalmente la construcción de las atarjeas se hace en zanjas abiertas. El trabajo comprende:

- a) Ruptura de pavimento.
- b) Excavación de las cepas, clasificación del material de excavación y carga y acarreo cuando sea necesario.
- c) Protección y sujeción de las paredes de la zanja.
- d) Extracción del agua de la zanja, en su caso.
- e) La protección de otras estructuras tanto subterráneas como superficiales, cuya cimentación pueda resultar afectada.
- f) Relleno (compactado o a volteo).
- g) Reconstrucción del pavimento.

En todo trabajo de excavación es esencial tomar precauciones para proteger las vidas de los trabajadores y salvaguardar las propiedades vecinas, así como tomar las medidas necesarias para no ocasionar grandes trastornos al público. Tales precauciones y medidas incluyen la instalación y mantenimiento de señales, barreras, puentes y desvíos. La instalación y mantenimiento de luces tanto para iluminación de la obra cuando se requiera, como para servir de aviso de peligro; el empleo de vigilantes para impedir que personas ajenas a la obra, especialmente niños, tengan acceso a la misma, así como todas las precauciones que las condiciones locales aconsejen.

### 10.2.1 Excavación a mano a distinta profundidad.

En general es aconsejable hacer la excavación mecánicamente, pero cuando el empleo de maquinaria no es posible por alguna razón especial, se llevará a cabo la excavación en forma manual.

La profundidad a la que puede excavarse a mano sin necesidad de traspaleo vertical es de 2.50 m. como máximo. Para profundidades mayores deberán proveerse tarimas para traspaleos sucesivos de 2.00 m. de altura cada uno.

La excavación en arena seca se puede hacer sin ninguna dificultad, pero cuando se encuentra bajo el nivel freático, sus características se alteran en virtud de que el agua se mueve hacia arriba a través de ella, separando los granos y sosteniéndolos en forma "fluida". Un estrato subterráneo de arena firme y saturada puede convertirse en "fluida" durante el proceso de excavación, permitiendo que el agua contenida en la arena escape como escurrimiento adicional a través de la propia arena. Este terreno sólo soportará peso por flotación. Debe tenerse en cuenta que no puede determinarse fácilmente la presencia de arena fluida por medio de perforaciones de prueba. Las perforaciones sólo pueden indicar la presencia de arena húmeda que puede no ser "fluida". La arena fluida sólo puede formarse en excavaciones y pozos de estudio que trastornen el nivel freático normal.

La excavación en arenas fluidas es difícil, costosa y frecuentemente peligrosa. El material escurre como un líquido. No puede extraerse fácilmente por bombeo y su excavación hace que las paredes de la zanja se desmoronen dentro de ella o que el fondo se levante. Las cimentaciones de las estructuras adyacentes pueden resultar socavadas, causándoles serios daños. Esto puede ocurrir aún después de haber colocado el relleno, si no se han tomado las precauciones necesarias. La mayor garantía de seguridad contra

estos daños, es no solamente hacer el relleno con todo cuidado para que quede bien colocado y compactado, sino también dejar todos los revestimientos en la debida posición después de terminado el trabajo.

El método común de hacer frente a las arenas fluidas y de desarrollar el trabajo en las zanjas húmedas, es colocar un revestimiento impermeable de 60 a 90 cm. por debajo del fondo de la zanja y extraer el agua de la arena por medio de pozos exteriores a la zanja. La realización de excavaciones con éxito en arenas fluidas requiere experiencia, habilidad y una observación atenta para poder enfrentar sucesos inesperados. Se debe tener en cuenta que al intentar una excavación en arenas fluidas se va a trabajar con un fluido y no con un material sólido.

Excavación en roca.- Una roca se define usualmente en las especificaciones del siguiente modo: donde se use la palabra roca como nombre de un material excavado, se quiere decir que la capa extraída o por extraer, tiene que moverse mediante barrenado, introducción de cuñas, arranque o dinamitado; que contiene piedras con un volumen de 0.25 m. cúbicos o más (este volumen puede variar); o que hay que excavar en una mampostería. No se considera como roca un material rocoso desintegrado, que pueda removerse con un pico, ni una pizarra suelta, ni un material dinamitado previamente, ni los materiales que puedan haber caído dentro de la zanja.

El barrenado consiste en abrir hendeduras largas y estrechas en la roca, para aflojar los lados de un gran trozo de piedra. Después se afloja el bloque, introduciendo cuñas, o se levanta con palancas. Este método se usa más en las canteras que en la apertura de zanjas, donde no es necesario extraer intactos los bloques de piedra. Para el dinamitado se perfora un agujero en la roca y se carga con un explosivo, que al estallar sacude la roca y la desplaza de su posición.

Para barrenar a mano la roca, maneja la barrena un solo hombre, que la sostiene y la hace girar en el agujero con una mano, mientras que con la otra golpea la barrena con un martillo que pesa unos 1.8 Kg.; o bien puede un hombre sostener y hacer girar la barrena, mientras que otro u otros dos, la golpean con marro. En el barrenado mecánico una barrena pesada sube y baja en el agujero, obteniéndose la fuerza para la perforación con el propio peso de la barrena. Las barrenas de mano son barras de longitud adecuada para la profundidad del agujero, con el borde de corte ensanchado y afilado en un ángulo tan agudo como el que pueda permitirse sin rotura. La barra tiene usualmente un diámetro de unos 3 mm. menor que el diámetro de la barrena. Las cuñas que se emplean reciben el nombre de cuñas y agujas. Las agujas son cuñas con una cara redondeada y otra cara plana, sobre la que desliza la cara plana de la cuña.

### 10.2.2 Zanjadoras.

Estas máquinas ya no son tan usadas como hace 30 ó 40 años. Con el desarrollo de las retroexcavadoras las zanjadoras han sido relegadas a trabajos de poca profundidad y poco ancho de cepa. Para instalaciones de tuberías de alcantarillado de hasta 61 ó 76 cm. de  $\varnothing$ , en suelos cohesivos que pueden ser ademados mediante ade me abierto y ligero, las zanjadoras pueden tener muy buen rendimiento y por tanto bajo costo. Algunos Contratistas prefieren el uso de zanjadoras hasta algunas profundidades de cepa de 4 metros.

### 10.2.3 Colocación de Tubos.

Antes de bajar el tubo a la zanja deben adaptarse los tramos contiguos en la superficie del terreno y marcar con tiza las disposiciones relativas para poder lograr la posición debida en la zanja. Con un disco de carborundum se pueden cortar los tubos de barro con cortes limpios y a escuadra.

Los tubos hasta de 45 cm. de  $\varnothing$  pueden ser manejados por el co locador y su ayudante. Los tubos de mayor peso pueden bajarse a la zanja por medio de cables pasados al rededor de cada extremo del tubo. Se fija un extremo de los cables en la superficie y se van bajando los tubos aflojando el otro extremo del cable, toda la maniobra se hace desde la superficie del terreno.

Los tubos de diámetros mayores pueden bajarse a la cepa mediante el uso de un marco y un diferencial o bien mediante el uso de una grúa de capacidad adecuada.

### 10.3 Construcción de Colectores.

#### 10.3.1 Excavación a baja, mediana y alta profundidad.

Excavación de Zanjas.- De acuerdo con las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de la S. R. H.

Definición y ejecución.- Se entenderá por "excavación de zanjas" la que se realice según el proyecto y/u órdenes del Ingeniero para alojar la tubería de las redes de alcantarillado, incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla y taludes de las mismas, la remoción del material producto de las excavaciones, su colocación a uno o a ambos lados de la zanja disponiéndolo en tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la instalación satisfactoria de la tubería. Incluye igualmente las operaciones que deberá efectuar el Contratista para aflojar el material manualmente o con equipo mecánico previamente a su excavación cuando se requiera.

El producto de la excavación se depositará a uno o a ambos lados de la zanja, dejando libre en el lado que fije el Ingeniero un pasillo de 60 (sesenta) cm. entre el límite de la zanja y el pie del talud del bordo formado por dicho material. El Contratista deberá conservar este pasillo libre de obstáculos.

Las excavaciones deberán ser afinadas en tal forma que cualquier punto de las paredes de las mismas no diste en ningún caso más de 5 (cinco) cm. de la sección de proyecto, cuidándose que esta desviación no se repita en forma sistemática. El fondo de la excavación deberá ser afinado minuciosamente a fin de que la tubería que posteriormente se instale en la misma quede a la profundidad señalada y con la pendiente de proyecto.

Las dimensiones de las excavaciones que formarán las zanjas variarán en función del diámetro de la tubería que será alojada en ellas, como se señala en el cuadro siguiente:

#...

CUADRO NUM. 1.

ANCHO DE LAS ZANJAS SEGUN LA PROFUNDIDAD DE SU FONDO Y DEL DIAMETRO DE LAS TUBERIAS QUE SE INSTALARAN EN ELLAS.

Diámetro Nominal de la Tubería		Profundidades en Metros										
Centímetros	Pulgadas	Hasta 1.25	1.26 a 1.75	1.76 a 2.25	2.26 a 2.75	2.76 a 3.25	3.26 a 3.75	3.76 a 4.25	4.26 a 4.75	4.76 a 5.25	5.26 a 5.75	5.76 a 6.25
15	6	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
20	8	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
25	10	70	70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
30	12	75	75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
38	15		90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
45	18		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
61	24		135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
76	30		155	155	155	155	155	155	155	155	155	155
91	36			175	175	175	175	175	175	175	175	175
107	42			190	190	190	190	190	190	190	190	190
122	48				210	210	210	210	210	210	210	210
152	60				245	245	245	245	245	245	245	245
183	72					280	280	280	280	280	280	280
213	84					320	320	320	320	320	320	320
244	96						360	360	360	360	360	360

El método y el equipo de excavación dependerá: del tipo de material a excavar, de la profundidad y del espacio disponible para la operación del equipo y el almacenamiento del material excavado, así como de las prácticas usuales en el lugar.

Usualmente el Contratista selecciona el método y el equipo de excavación. Sin embargo, los equipos tienen limitaciones en ancho y profundidad de excavación. El Contratista tiene la obligación de utilizar un equipo capaz de abrir la cepa con las limitaciones en ancho impuestas por las especificaciones.

### 10.3.2 Retroexcavadoras.

Las retroexcavadoras se consiguen en capacidades que varían de 0.3 a 2.3 m<sup>3</sup> (3/8 a 3 yd<sup>3</sup>). El uso de estas máquinas está indicado cuando el ancho de la excavación es mayor de 0.70 m. (2 pies) y las profundidades hasta de 8 m. (25 pies) y son los equipos más adecuados para excavación en roca. En el cuadro número 2 se comparan los anchos mínimos de cepa y los tamaños más comunes de cuchara de retroexcavadora.

CUADRO NUM. 2.

Capacidad de la cuchara. ( yd <sup>3</sup> )	Ancho mínimo de cepa en pulgadas	
	Con cortaduras laterales	Sin cortaduras laterales
3/8	22	24-28
1/2	27	28-32
3/4	28	28-38
1	34	34-44
1 1/4	37	37-46
1 1/2	38	38-46
2	50	50-58

La retroexcavadora, con un aditamento de cable, también puede usarse para bajar la tubería a la cepa. Esto significa que este equipo puede utilizarse para dos operaciones distintas. Cuando el terreno no requiere ademe la utilización de la retroexcavadora viene a ser muy económica porque realiza la operación de excavación, tendido y tapado de la cepa. Cuando la cepa debe ser ademada, la combinación de una retroexcavadora y una grúa para instalación de tubería es lo más común en la práctica.

### 10.3.3 Draga de Arrastre.

A campo abierto o en lugares donde se tenga mucho espacio disponible, es posible ejecutar gran parte del trabajo de excavación, por medio de una draga de arrastre permitiendo que las paredes de la cepa tomen la pendiente de reposo del material. En casos de excavaciones de cepas muy profundas de 9 a 15 m. (30 a 50 pies) la draga de arrastre puede usarse para la parte superior de la excavación, con una retroexcavadora operando en el nivel más bajo. Usando una retroexcavadora el material excavado puede amontonarse para que la draga lo levante desde el fondo de la cepa y lo coloque al lado de la misma o en camiones.

### 10.3.4 Draga de Almeja.

Cuando la protección de algunas estructuras subterráneas o las condiciones del terreno requieren un ademe cerrado y el uso de un equipo de deslizamiento vertical, se usa la draga de almeja. En excavaciones muy profundas donde se requieren dos capas de excavación, algunas veces se usa la retroexcavadora en combinación con la draga de almeja, con la retroexcavadora se ejecuta la parte superior de la excavación y la draga de almeja le sigue excavando la parte inferior. El ademe de la parte superior se instala según se requiera antes de que la draga de almeja excave la parte más profunda y antes de que se ademe ésta.

10.3.5 Estabilización de talud, ademados y encofrados.  
Achique de filtraciones en zanjas.

Ademados o Entibados.- Las cepas se pueden excavar en la mayor parte de los materiales hasta una profundidad de unos 2.00 m. sin el peligro de que se socaven los bancos. En algunas ocasiones como cuando se excava tepetate, las excavaciones se pueden profundizar de 3 a 6 m. sin que haya necesidad de ademar y sin peligro de derrumbes si la capa no permanece mucho tiempo abierta; sin embargo, comunmente es necesario ademar las cepas para protección de los trabajadores y poder avanzar en el trabajo sin los peligros inherentes a los derrumbes.

Necesidad de los Ademes.- La necesidad de los ademes proviene de la tendencia de los suelos a socavarse. La socavación y derrumbes provienen de cuatro causas principales:

- 1a. A medida que la cepa es expuesta a la atmósfera, gradualmente pierde su contenido de humedad por evaporación, apareciendo grietas debido a la contracción siguiente a la desecación. El agua de lluvia entra por las grietas agrandándolas, lo cual puede hacer que las masas se despeguen formándose la socavación, aumentando ésta con el tiempo de exposición a los agentes atmosféricos.
- 2a. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos varía mucho y por lo mismo la profundidad necesaria para producir la socavación varía proporcionalmente. Cuando la profundidad es excesiva, el suelo falla al esfuerzo cortante y esta falla ocurre en una superficie curva generalmente más que en un plano.

- 3a. Cuando el agua freática aflora en la cepa y existe algún estrato arenoso, éste es arrastrado por la corriente, minando las paredes de la cepa, hasta que se desprenden.
- 4a. Las aguas de lluvia escurriendo libremente pueden erosionar los bancos.

Métodos de Ademado.- El método de ademar cepas, generalmente se deja a juicio del Ingeniero encargado de la construcción. Para ésto se necesita una experiencia amplia y un criterio también amplio para poder resolver los problemas adecuadamente. Sin embargo, en tiempos recientes se ha avanzado bastante en la investigación del comportamiento de los suelos en diversas condiciones encontradas comunmente en la práctica. Las pruebas que se hagan, ayudan, pero no sustituyen la experiencia que se tenga en el comportamiento de los suelos.

Las cepas se ademan colocando tableros de madera sostenidos con piezas transversales. En algunas ocasiones el entibado se hace verticalmente y en algunas otras horizontalmente, y todavía más, en algunas ocasiones se emplean entablerados especiales adecuados para el caso.

Tabla Estacados Impermeables.- Cuando la profundidad a la que vayan a quedar alojados los colectores sea muy grande y que además el terreno sea muy abundante en agua freática, es recomendable emplear en la apertura de las cepas, tabla estacas metálicas que al mismo tiempo que aseguran la impermeabilidad reducen las di mensiones de la cepa a las estrictamente necesarias. Como este ti po de tabla estacas exigen un número relativamente reducido de arriostramientos o "troqueles", facilita la labor de excavación de los obreros.

Normalmente el trabajo se puede dividir en tal forma, que se requiera el número mínimo de tabla estacas.

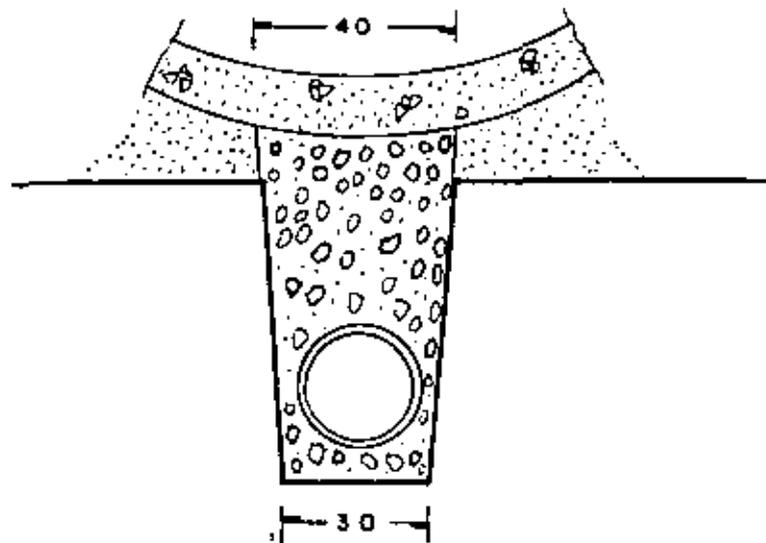
Si el terreno está constituido por arena fina y las calles son estrechas quedando por lo tanto próximos los cimientos de los edificios, se tendrá que recurrir a procedimientos extraordinarios que impidan el arrastre de la arena por el agua de lluvia o por el bombeo. Un procedimiento práctico consiste en hacer un doble forro de tabla estacado para irlo relleno de concreto de abajo a arriba. Posteriormente se retiran los tabloneros exteriores quedando una pantalla de concreto.

Otro sistema consistirá en la estabilización del terreno arenoso por medio de inyecciones de lechada de cemento.

Achique de Filtraciones en Zanjas.- Si la excavación tiene la profundidad suficiente para bajar el nivel de las aguas freáticas, se pueden seguir dos procedimientos generales para eliminar el agua de la cepa, a saber:

- 1.- Provocar el descenso del nivel del agua.
- 2.- Tabla estacado impermeable.

El descenso del agua freática puede efectuarse simplemente drenando con un "dren de construcción" si el nivel del agua no está muy arriba de la plantilla de la tubería o por medio de bombeo. El drenaje puede consistir en pequeñas zanjas rellenas con grava o material triturado o alojar tuberías de barro o concreto sin juntar como se indica en la figura 4.



F I G U R A 4.

En el encuentro con pozos de visita se coloca el tubo dentro de la masa de concreto o mampostería que forme la base del registro. Cuando la altura del manto freático es grande con respecto a la plantilla y que además sea abundante, se recurre al bombeo o al drenaje por filtros verticales (Well points) si el terreno es permeable. Este drenaje vertical se efectúa por medio de tuberías-drenes metálicas hincadas a ambos lados de la cepa, tan pronto como ésta se ha profundizado todo lo posible. Estos tubos verticales se unen por medio de tuberías a una bomba.

La parte filtrante de los tubos verticales se hinca por debajo del fondo definitivo de la excavación por realizar. Estos tubos tienen ordinariamente una longitud de 2.50 a 3.00 m. terminan en punta por la parte inferior y en una rosca en la parte superior. La parte filtrante tiene de 1.50 a 2.00 m. de longitud y un diámetro de 4 a 5 cm.

El número de tubos y la separación se obtiene por ensayos directos en el terreno ya que es muy difícil contar con la información completa para poderlo calcular.

\*...

### 10.3.6 Pruebas en tuberías de drenaje nuevas.

La impermeabilidad de las tuberías de alcantarillado nuevas, es probada midiendo la cantidad de agua que se infiltra a ella desde el terreno (infiltración), midiendo las fugas que presenta a tubería llena (exfiltración), mediante pruebas de aire a presión. La prueba de infiltración consiste simplemente en medir, mediante un vertedor la cantidad de agua que hay en la tubería antes de que se coloquen las conexiones domiciliarias. Esta técnica por supuesto no es aplicable en los alcantarillados construidos bajo el nivel freático. La inundación de la cepa para producir una condición extrema, rara vez simula el efecto de inmersión total de la línea en agua freática. Aún cuando las tuberías de alcantarillado están colocadas abajo del nivel freático, la interpretación de los resultados es cuestionable porque la carga sobre la tubería influye grandemente en la cantidad que entra a través de las grietas de la tubería y las juntas defectuosas. Otro problema con la prueba de infiltración es que se tienen que probar grandes longitudes de tubería para obtener flujos mesurables, por ejemplo, una infiltración de 500 galones/pulg.de  $\phi$ /milla/día, producirán un gasto de 0.2 galones por minuto para un tramo de 400 pies entre pozo y pozo de visita, en tubería de 8" de diámetro. La prueba de líneas largas mientras que tiene la ventaja de producir flujos mayores, presenta la desventaja de que no se pueden identificar con precisión los puntos de juntas mal hechas o tubos rotos.

La prueba de exfiltración, inversa de la de infiltración, se usa principalmente en áreas secas donde el nivel freático está abajo de la plantilla de la tubería. Se llena la tubería con agua y se observa la cantidad que se pierde durante un período de tiempo especificado, sujetando la tubería y pozos de visita a una presión conocida. Las presiones excesivas pueden producir resultados destructivos en las zonas más bajas de los alcantarillados, sin embargo, probando una sección entre dos pozos consecutivos se tienen pocos problemas.

La máxima presión hidrostática que se aplica es de 3.05 m. (10 pies) y el agua es obligada a permanecer dentro de la tubería al menos 4 horas antes de efectuar la medida de la exfiltración. Esto hace que la tubería y el material de las juntas se saturen con agua y permitan la remoción del aire atrapado. Las especificaciones de tolerancia máxima para las exfiltraciones, varía de 100 a 500 galones/pulg.de  $\phi$ /milla/día. Por ejemplo, una tolerancia típica es 290 galones/pulg.de  $\phi$ /milla/día bajo una carga de 10 pies, mientras que otras especificaciones dan un valor máximo de 200 galones/pulg.de  $\phi$ /milla/día, más 10% de incremento por cada 2 pies de carga sobre una carga inicial de 2 pies. El Cuadro No. 3, fija los valores para la infiltración y la exfiltración para distintos diámetros de tubería.

La prueba mediante aire a baja presión es una medida rápida y fácil para evaluar las nuevas secciones de alcantarillado (figura 5). Los dos extremos de la línea en pozos de visita adyacentes son taponados y todas las conexiones de servicio cuidadosamente selladas. La presión de aire es aplicada a 4 psi. al menos durante 2 minutos mientras todos los tapones son checados. El abastecimiento de aire es desconectado y el tiempo recorrido para que la presión caiga de 3.5 a 2.5 psi. es medido mediante un cronómetro. Si la tubería que está siendo probada está sumergida en agua freática, un tubo de prueba es situado en el campo a la misma profundidad que la línea y la presión de prueba es determinada pasando aire lentamente a través del mismo. Todas las presiones de prueba son incrementadas en la cantidad que resulte para la sumergencia en el agua de la tubería. Las fugas aceptables se expresan en diferentes formas, la especificación recomendable está basada en una pérdida permisible de presión de aire de  $0.003 \text{ pies}^3/\text{min.}/\text{pie}^2$  de área de tubería, a una presión de prueba de 3 psi. encima de la presión del agua freática. Las tolerancias basadas en este criterio, para varios diámetros de tubería están dadas en el Cuadro No. 4.

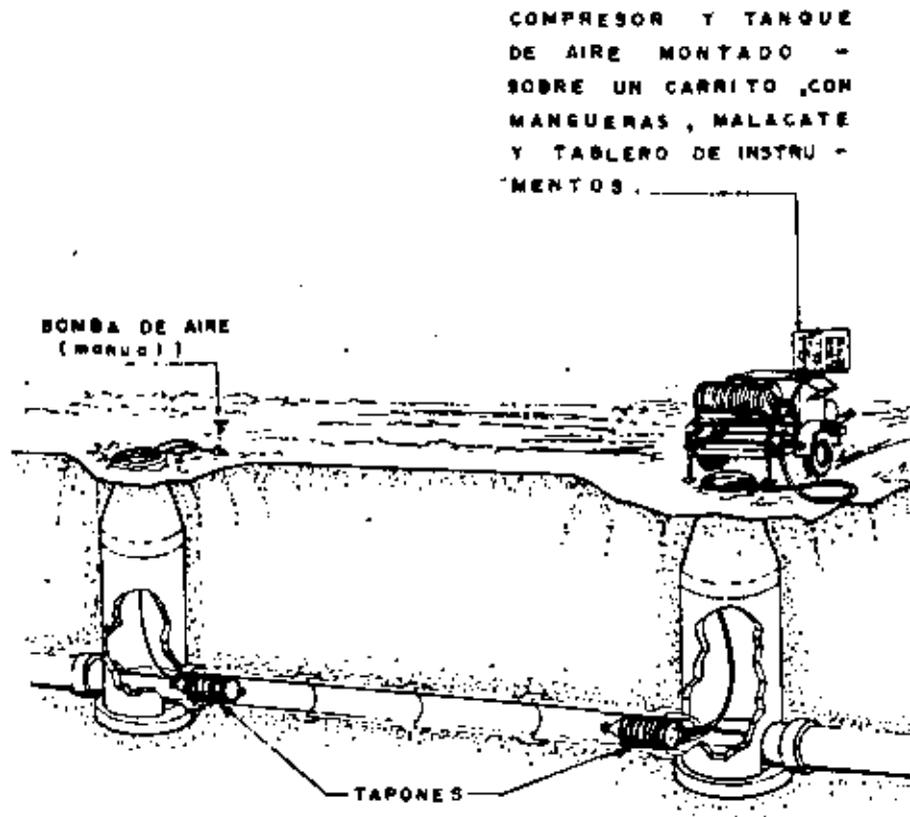
CUADRO NUM. 3

Diámetro de la alcantarilla en pulgadas.	Filtración en gal/hr/100 pies para las siguientes relaciones en gal/pulg.de $\phi$ /milla/día.				
	100	200	300	400	500
8	0.63	1.3	1.9	2.5	3.2
10	0.79	1.6	2.4	3.2	4.0
12	0.95	1.9	2.8	3.8	4.7
15	1.2	2.4	3.5	4.7	5.9
18	1.4	2.8	4.3	5.7	7.1
21	1.7	3.3	5.0	6.6	8.3
24	1.9	3.8	5.7	7.6	9.5
27	2.1	4.3	6.4	8.5	10.7
30	2.4	4.7	7.1	9.5	11.8
36	2.8	5.7	8.5	11.4	14.2
42	3.3	6.6	10.0	13.3	16.6
48	3.8	7.6	11.4	15.2	19.0

CUADRO NUM. 4.

Diámetro del tubo en pulgadas	Tiempo en minutos transcurrido para obtener una pérdida de presión de 1 psi.
6	2.7
8	3.7
10	4.7
12	5.7
15	7.1
18	8.5
21	9.9
24	11.3

# FIGURA 5



PROBADOR DE AIRE A BAJA PRESION PARA DETERMINAR LA IMPERMEABILIDAD DE LAS LINEAS DE ALCANTARILLADO NUEVAS .

### 10.3.7 Tubos colados en sitio.

La construcción de conductos de concreto se puede hacer por dos métodos a saber:

- 1.- Fabricar los tubos en una instalación cercana al lugar donde se van a instalar.
- 2.- Fabricarlos en sitio. Este último procedimiento suele usarse cuando se trata de conductos de 1.20 m. de diámetro o mayores. Para diámetros menores suelen resultar mas económicos los conductos prefabricados, ya sean de concreto o de barro vitrificado.

La preparación de la cimentación para el conducto de concreto es análoga a la necesaria para un conducto de tabique. Si el terreno se presta para ello se da a la cepa la forma de la parte exterior del conducto y se cuela el concreto directamente sobre ella. En materiales blandos ésto daría un mal soporte a un conducto con la parte externa redondeada, en estos casos se hace la zanja con el fondo horizontal a nivel y se cuela sobre el terreno blando una plantilla de concreto pobre que servirá como base; esta base podría construirse sobre pilotes en caso de terrenos extremadamente blandos.

Si el fondo del conducto es tan plano que el concreto pueda colarse sin necesidad de cimbras interiores, la forma del fondo puede lograrse pasando un escantillón sobre la superficie de concreto, guiada sobre 2 cimbras o sobre una cimbra y el frente del trabajo ya terminado.

Si hay que utilizar cimbras interiores se fabrican en tramos de 3.6 a 4.8 m., si se trata de cimbras de madera y de 1.5 m. de longitud en el caso de formas de acero. La cimbra interior se

sostiene mediante bloques de concreto prefabricados, colocados bajo ella. Se mantienen en su posición mediante pedazos de madera clavados a la forma exterior o mediante cuñas ajustadas contra la pared de la zanja. En algunos conductos, especialmente cuando se usan formas de acero la cimbra interior se cuelga por medio de cadenas de puntales colocadas al eje de la zanja. Se sitúa fácilmente la forma para que la pendiente sea la debida, ajustando los tensores y después se le ponen cuñas para impedir que el desplazamiento hacia los lados o hacia arriba cuando se cuele el concreto. Puede ser necesario poner pisos en las formas para evitar la flotación.

La sección del conducto se puede construir de una sola pieza o en dos o tres partes. Si se cuele como una sola pieza se completa toda la forma alrededor hasta donde sea posible, sin que interfiera demasiado con la colocación y la compactación del concreto. El concreto se vierte por la parte superior procurando que vaya alcanzando la misma altura por ambos lados de la forma y se comprima al mismo tiempo que se va vertiendo. Los paneles restantes de la forma exterior se van colocando a medida que sube el concreto. En la parte superior de la forma exterior de la bóveda se deja la apertura, de una anchura tal que pueda sostenerse el concreto sin soporte. El colado de una atarjea de una sola pieza es difícil y en general no es conveniente, a causa de la incertidumbre que se tiene en el colado del trabajo que pueda lograrse. Sin embargo tiene la ventaja de eliminar las juntas longitudinales en la atarjea, que pueden permitir la entrada de agua ó constituir líneas de poca resistencia.

Si la atarjea se va a colar en dos secciones la base se cuele desde el eje del conducto o desde mas arriba. Se coloca en la superficie del concreto fresco una madera triangular o rectangular, bien engrasada por la parte del conducto con el concreto para formar la junta y el nuevo colado. Una vez que ha fraguado el concreto de la base se pone la forma o cimbra de la bóveda y se cuele ésta.

Los colectores grandes, con fondo relativamente plano se cuelan en dos o tres secciones. Primero se vierte el concreto para la base sin utilizar formas y se le da su perfil con una regla. Se cuelan al mismo tiempo unos 15 cm. de pared vertical. Esto sirve de soporte para las paredes laterales. Las paredes laterales llegan hasta la línea de iniciación de la bóveda y se rellenan después de que se ha asentado la base. En la tercera etapa se cuela la bóveda. Al terminar el trabajo de cada día se hace una junta transversal, para lograr el sello con el próximo sector que se cuele.

La longitud de la forma que se use y la capacidad de la instalación, deben ser tales que se pueda colar en una sola operación una unidad de la base, la pared lateral o la bóveda. El encofrado se deja en su misma posición hasta que el concreto se ha asentado. El correspondiente a la base y a las paredes laterales, permanece en su lugar en general dos días, por lo menos, y en tiempo frío más. El encofrado de la bóveda se deja doble tiempo. Por ejemplo, si se pueden colar en un día 6 m. de base y de bóveda, se necesitarán 18 m. de encofrado para base y 30 m. de encofrado para bóveda. Al ir quitando formas hay que moverlas hacia adelante, pasando a través de las que todavía están en su lugar. Por esta razón es muy ventajoso el encofrado desmontable y convenientes las formas de acero. Los encofrados de madera para bóvedas se desmantelan algunas veces y se trasladan en secciones hacia adelante, pero son preferibles los desmontables como se muestra en la Fig. 6 , que pueden moverse sobre rodillos o sobre ruedas.

#### 10.3.8 Relleno de cepas y reposición de pavimentos.

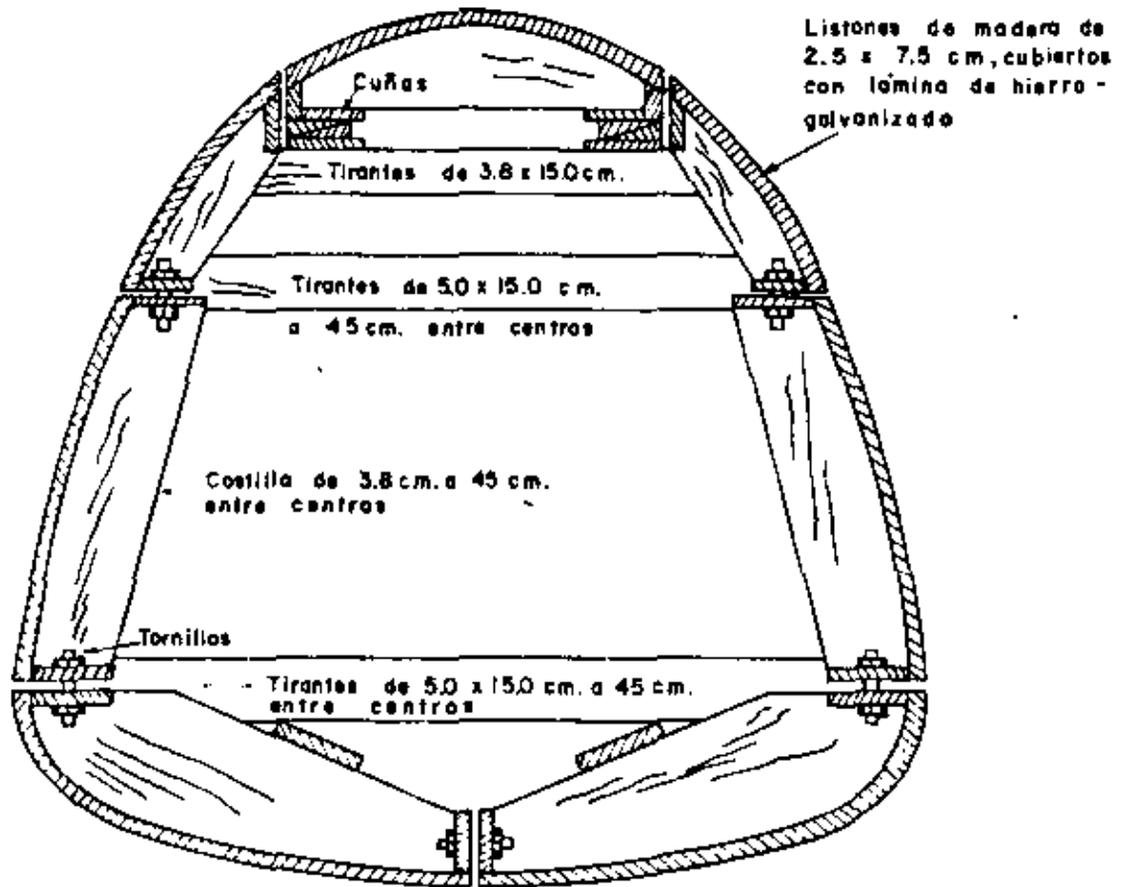
Para evitar desplazamientos en las tuberías recién instaladas y evitar asentamientos en la superficie del terreno, es necesario rellenar y compactar cuidadosamente las cepas.

Lo normal es rellenar con tierra limpia, arena, arcilla o cualquier material fino hasta 60 cm. encima de la clave del tubo, apisonando con pisón de mano en capas de 20 cm. de espesor y cuidando la compactación a los lados del tubo mediante un "acostillador".

A partir de esa altura ya se puede usar material que contenga piedras y se puede apisonar con un pisón mecánico, como la "bailarina" ó el pisón de plancha. El material de relleno debe estar ligeramente húmedo para lograr su máxima compactación.

En calles donde hay que reponer el pavimento, es buena práctica dejar un bordo de tierra de unos 10 cm. por encima del pavimento, durante unos quince días, para que el tránsito de vehículos ayude a la compactación de las últimas capas.

# FIGURA 6



#### 10.4 Conductos en túnel.

El mejor ejemplo de construcción de un alcantarillado en túnel, lo tenemos precisamente en la Ciudad de México, en la construcción del Drenaje Profundo de la Ciudad.

Como todos sabemos el Interceptor Central y el Interceptor Oriente tienen una sección circular de 5 m. de diámetro, longitudes de 7.8 y 10.2 kilómetros respectivamente y su capacidad es de 90 y 110 m<sup>3</sup>/seg. respectivamente; ambos están construidos a una profundidad media de 30 m. El Emisor Central tiene diámetro de 6.50 metros, longitud de 50 kilómetros y capacidad de 200 m<sup>3</sup>/seg. Su velocidad de diseño es de 6 m /seg. Estos túneles están excavados en roca y en terrenos arcillosos típicos de la Ciudad de México.

##### 10.4.1 En roca.

"Se atacaron con los procedimientos convencionales para terrenos compactos y rocosos, utilizando explosivo para el avance y extracción del material con botes; en túneles se acarreó a la lumbrera con vagonetas sobre rieles para la rezaga del material movido. Los trenes de vagonetas se jalaban con locomotoras eléctricas.

Para soporte se utilizaron marcos de acero y madera de retaque.

La sección de excavación del túnel fue en herradura y en ocasiones cuando el material lo permitió se utilizó "concreto lanzado" (Shotcrete) para estabilizar las paredes y clave del túnel.

El control de filtraciones dentro del túnel es un concepto muy importante dentro de la planeación de la obra.

Desde la construcción de las lumbreras, la existencia de fuertes caudales de agua interrumpió constantemente el trabajo, señalando la necesidad de considerar nuevamente el problema y plantearlo para aplicar soluciones más radicales; llegó a bombearse un gasto de filtraciones cercano a  $4 \text{ m}^3/\text{seg.}$  En algunas lumbreras, como la 5, se extrajeron  $0.200 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y la 12  $1 \text{ m}^3/\text{seg.}$  En algunos tramos de fuerte filtración o donde se encontraron paredes de esta bilidad peligrosa, se hicieron tratamientos con inyecciones de morteros y geles o se procedió a colar el revestimiento de concreto.

En el tramo del túnel que está cercano al portal, los materiales arcillosos ahí existentes hicieron necesario usar el procedimiento de construcción mediante un escudo diseñado y construido exprofeso. Después, donde la arcilla se presentaba más compactada, se tuneleó sin escudo atacando el frente con herramientas de aire comprimido y rezagando con vagonetas hasta la lumbrera próxima desde donde se hizo el manteo.

Como se expresó antes, con objeto de conocer en forma más precisa los esfuerzos a que estarán sujetos los marcos de ademe del túnel y el revestimiento de concreto, a fin de hacer el uso más seguro y económico de los materiales, se llevaron a cabo estudios geológicos y de mecánica de roca en los frentes del Emisor Central y de sus lumbreras, instrumentando tramos del túnel y recabando los reportes de observaciones.

El reporte del personal encargado de la instrumentación contiene los datos geológicos, petrográficos y el dibujo de los perfiles geológicos de los distintos tramos del túnel del Emisor Cen

En el diseño del equipo y maquinaria por emplearse en los túneles profundos se aprovechó la experiencia ganada durante la construcción de la sustitución de la prolongación sur del Gran Canal por un túnel y algunos tramos de colectores construidos también en túnel.

En dichas obras se utilizó un escudo de 4 m. de diámetro, que trabajó a una profundidad entre 10m y 12 m., rezagando el material por licuación y bombeo y no se requirió de aire comprimido.

Para los túneles de los interceptores, que se construyeron a más de 30 m. de profundidad, se prepararon cinco escudos adaptados a las previsibles condiciones del subsuelo de la Ciudad de México, los cuales utilizaron licuadoras basadas en los prototipos hechos en México para rezagar por bombeo; también se pudieron aplicar presiones de aire hasta de 2 atmósferas para contrarrestar la tendencia del frente a moverse hacia el interior del túnel o para evitar pérdidas de agua al cruzar lentes arenosas. La estabilización del frente pudo hacerse también con lodo bentonítico.

El equipo se proyectó para que el compartimiento de ataque esté a presión. El ataque se obtiene por medio de una acción oscilatoria de la cabeza de corte la cual está accionada por un sistema de gatos hidráulicos, el giro máximo es del orden de 70° y es suficiente para que 6 brazos simétricamente dispuestos y provistos de dientes ataquen el material del frente. Una fuerza de 500 toneladas de empuje se le puede aplicar a la cabeza de corte la cual se puede desplazar 42 cm. dentro de su compartimiento; además el escudo está equipado con 22 gatos principales para su avance, los cuales dan un empuje de 1,300 toneladas. La rezaga se retiraba de la cámara de excavación a través de 2 tuberías colocadas en la parte inferior en donde se encuentran 3 coronas de aspas que licuaban el material previamente a que fuera bombeado a la superficie.

tral y de las lumbreras, a medida que avanzaba la construcción, con información, observaciones y sugerencias relacionadas con las condiciones de trabajo de los marcos de ademe.

La instrumentación para realizar los estudios de mecánica de rocas consistió en la instalación de estaciones para medición de esfuerzos en los marcos de ademe y de deformaciones del macizo rocoso, en distintos lugares del Emisor.

Cada estación de medición consistía en la instalación de un grupo de celdas de carga en los marcos, que variaban de 2 a 3 en cada uno, para llevar los registros sistemáticos de observaciones de las variaciones de carga sobre dichos marcos.

Las estaciones de medición para conocer las deformaciones de la roca en las paredes y techo del túnel, consistieron en la instalación de un grupo de 3 extensómetros de posición múltiple con 8 anclas cada uno y llevan los registros de observaciones de los datos aportados por los instrumentos, respecto a las deformaciones del macizo rocoso.

El revestimiento final de los túneles de acuerdo con los planos estructurales de cada tramo se realizó con cimbra metálica deslizante, concreto colado con bombas y preparado en plantas que garantizaran el programa de construcción.

Después del colado se efectuaba la inyección a presión para evitar huecos entre el revestimiento y el terreno".

#### 10.4.2 En terreno suelto.

"Los problemas constructivos de túneles en el subsuelo arcilloso de la Ciudad de México son considerables, máxime si su profundidad es cercana a los 30 m. desde la superficie.

La presión se mantenía en el frente de trabajo, ya sea por una válvula de recirculación o por el inyectado de lodo bentonítico, agua o aire a presión.

Una pequeña cámara de compresión y descompresión está colocada en la mampara estanca para permitir el acceso a la cámara del frente y efectuar trabajos de mantenimiento a los cortadores o cualquier otra contingencia que requiera personal en el frente de trabajo por períodos cortos. El usar presión de un fluido para mantener estables las condiciones del frente de trabajo dentro de una cámara es una novedad para la Ciudad de México y representa un considerable avance en los métodos de túneles en materiales blandos o arcillosos.

El escudo está equipado con brazo erector para la colocación del revestimiento primario, el cual está formado por piezas de concreto precolado (dovelas). El resto del equipo complementario consiste en 4 plataformas de rastras en las cuales están colocados, en la primera de ellas el brazo erector de dovelas, las bombas capaces de mover la rezaga a la superficie o recircularla en el frente de trabajo, en la segunda se encuentran las bombas para proporcionar el fluido hidráulico que mueva tanto los gatos principales como los que mueven la cabeza de ataque. La tercera consta de equipo hidráulico de emergencia idéntico al que lleva la número 2.

En la No. 4 se encuentra colocado propiamente todo el control eléctrico para protección y operación del equipo, incluyendo un transformador de 1,000 KV. con entrada de alta tensión de 2,300 Volts y salida de 440 Volts. El peso de la unidad principal, o sea el escudo con su herramienta de ataque y gatos principales para el desplazamiento, tienen un peso cercano a 160 toneladas y el resto del equipo alrededor de 200 tons."

## 10.5 Cruces con otras estructuras.

### Hincado de tubos.

Con frecuencia se requieren nuevos lugares para colocar alcantarillas, colectores, conductos de servicio, pasos inferiores, etc., especialmente bajo ferrocarriles, caminos, calles, diques y otras obras de ingeniería ya existentes. Los 4 métodos que pueden emplearse para estas instalaciones son: zanja abierta; empleo de gatos mecánicos; túnel y perforación con barrena. Tales métodos se describen en este capítulo.

El método por zanja abierta es el más comunmente empleado ya que se adapta muy bien a construcción nueva y a reemplazos o reparaciones bajo terraplenes de poca altura y en zonas de poco tránsito.

La instalación por medio de gatos mecánicos, empleada en los últimos 25 años, presenta ventajas importantes, tales como la protección de la vida humana e instalaciones costosas de la superficie y la preservación continua del tránsito moderno.

Diámetros.~ Por medio de gatos se han instalado tubos de diámetros comprendidos entre 76 y 244 cm., sin que las estructuras de la superficie hayan sufrido asentamiento y sin interrupción del tránsito; sin embargo, los diámetros más comunes instalados por este método están comprendidos entre 76 y 152 cm. Una de las condiciones esenciales para estas instalaciones es que el diámetro de 91 centímetros será el mínimo que debe usarse para un hombre de estatura normal; con respecto al diámetro máximo, éste depende de varios factores, de los cuales los principales son: condiciones del terreno, altura de la cubierta encima del tubo y seguridad para los trabajadores.

Longitudes.- La longitud de tubo que puede instalarse por este sistema es variable y depende de su diámetro, de las condiciones del terreno y de las presiones que se requieran para el empuje del conducto. Por tales motivos debe hacerse una investigación detallada de dichos factores antes de iniciar una obra que exija totalmente el método de gatos. Se han instalado longitudes hasta de 60 metros; para lograr ésto, las condiciones del terreno deben ser ideales y el trabajo debe hacerse día y noche, sin interrupción hasta terminar, pues de lo contrario existe el riesgo de que el tubo se "atasque" haciendo casi imposible el empujarlo de nuevo. Si el tubo se atasca, es posible en la mayoría de los casos, trasladar el equipo al lado opuesto del terrapién o calle, e instalar el resto de manera que corresponda con el extremo del tubo ya colocado; naturalmente que para hacer coincidir los 2 tramos, el alineamiento y la pendiente deberán controlarse, corrigiendo cualquier desviación conforme se vaya presentando.

Altura de la Cubierta sobre la Estructura.- El espesor de la cubierta sobre un tubo instalado por este método bajo una vía férrea deberá ser por lo menos igual al diámetro del tubo y en ningún caso menor de 91 cm., para poder perforar en terreno firme de bajo del balasto; bajo caminos con losa de concreto reforzado, la cubierta puede reducirse al mínimo requerido para dejar una capa de tierra entre la superficie inferior de la losa y la corona del tubo. Sin embargo, tratándose de pavimentos bituminosos, la cubierta deberá ser igual a la indicada anteriormente para ferrocarriles.

Aceptación.- Este método para instalar nuevos conductos ha sido un procedimiento normal en la mayor parte de los ferrocarriles y numerosos departamentos de caminos, teniendo buenos resultados en economías de tiempo, dinero y materiales, más un factor de seguridad, el cual es muy importante en el manejo del tránsito moderno. También se descartan el costo y las molestias de reparaciones frecuentes al terraplén o calle debidas al asentamiento inevitable, que generalmente resultan usando el método de zanja abierta. Cuando se trata de obras en diques de protección, el empleo de gatos evita el destruir o dañar terrenos valiosos y la construcción de diques auxiliares.

## Procedimiento por Medio de Gatos.

Pruebas del Terreno.- Este método no debe intentarse en arena seca; en terreno formado por grava que contiene piedras grandes; a través de terraplenes en donde existan troncos de madera o cepas, o bien en donde sea impráctico o costoso rebajar el manto freático más abajo de la excavación.

Cuando el terreno indique condiciones dudosas debe explorarse mediante perforaciones antes de decidirse al empleo de este procedimiento. Estas pruebas no originan gastos elevados ni pérdidas de tiempo.

Zanja de Acceso.- Cuando el tubo va a ser introducido por medio de gatos a través de terraplenes mayores que su diámetro, más la cubierta mínima requerida, no se necesita el foso de trabajo. Sin embargo, es conveniente excavar una zanja de acceso en el terraplén lo suficientemente amplia y larga para dejar una altura de trabajo de 90 cm. o más sobre el tubo; esta altura de trabajo debe entibarse cuidadosamente para evitar el deslizamiento o socavación del terraplén. En un rincón de la zanja de acceso debe dejarse espacio suficiente para un sumidero.

Apoyo para los Gatos y Guías para El Tubo.- Se requiere un apoyo resistente en la parte posterior para soportar el empuje de los gatos. La introducción de un tubo a través de 20 a 25 metros en un suelo bastante bueno frecuentemente desarrolla resistencias de 150 a 300 toneladas. El apoyo posterior generalmente se hace con madera de gran escuadría.

Las piezas de madera o rieles que sostienen el tubo conforme se empuja deben colocarse en perfecto alineamiento y pendiente y deben rectificarse por lo menos una vez en cada turno, a medida que progresa la obra.

Requisitos del Tubo para Empuje con Gatos.- El tubo corrugado que se usa en este procedimiento deberá tener los extremos en cada tramo especialmente preparados para unirlos en el terreno mediante remaches o pernos. Se recomienda el uso de una banda de acoplamiento para reforzar el extremo que recibe el empuje, especialmente tratándose de líneas largas o diámetros grandes. Cuando se usa el sistema de empuje a través de terrenos sueltos o de grava, deben colocarse planchas lisas y delgadas, empernadas a la parte superior y fondo de los tramos de tubo.

Equipo.- El equipo necesario para la instalación con gatos incluye una planta de fuerza eléctrica para las luces, bombas, herramientas para excavar, equipo para el acarreo del material excavado y gatos. Frecuentemente se justifica el empleo de un compresor de aire para las palas y perforadores neumáticos y para llevar aire puro al frente de trabajo dentro del tubo; cuando se trata de tubo de 122 cm. de diámetro o mayor, resulta económica una carretilla de mano; para tubos de menor diámetro se usan carritos que llevan el material mediante cables.

Cualquiera de los tipos de gatos mecánicos que se encuentran en el mercado puede usarse, siempre que tengan una capacidad mínima de 35 toneladas y sean operados en pares; el alcance de los gatos deberá ser por lo menos de 33 cm. Para iniciar la introducción del tubo se pueden usar gatos más pequeños que los mencionados anteriormente.

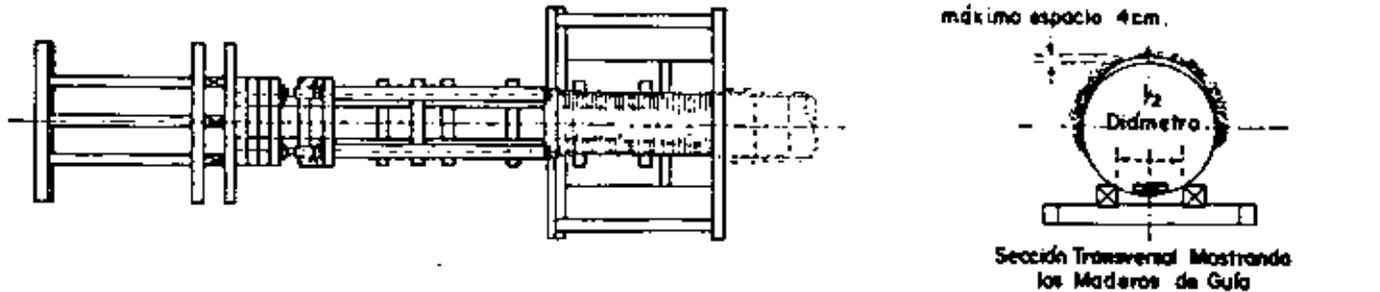
Cuadrilla de Trabajo.- Un capataz y 4 hombres en cada turno son suficientes para la operación; sin embargo, durante el trabajo preliminar de excavación de la zanja de trabajo y colocación del apoyo exterior puede emplearse un número mayor de hombres o sea el equivalente a 2 cuadrillas.

Un hombre excava en el interior; otro carga el carro de tierra; los otros 2 extraen el material excavado y operan los gatos; todos ayudan a bajar un tramo del tubo a la zanja y a hacer el empalme en la junta.

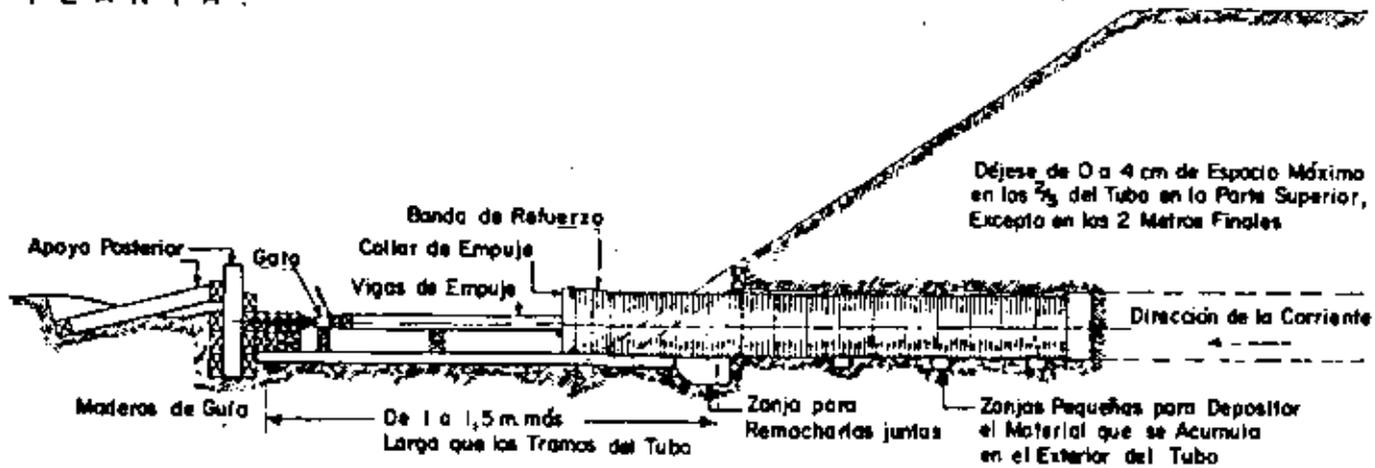
Operación del Empuje con Gatos.- A medida que se extrae el material se empuja el tubo, siguiendo de cerca la excavación; la distancia que se excava adelante del borde del tubo raras veces excede 30 ó 50 cm.; algunos suelos muy flojos obligan a reducir esta distancia a unos 10 cm.

La excavación debe hacerse unos 3 cm. mayor que el diámetro exterior del tubo en la parte superior, disminuyendo esta distancia hacia el fondo.

# FIGURA 7



PLANTA .



ELEVACION .

DISPOSICION PARA UNA OPERACION TIPICA DE EMPUJE CON GATOS.

## 10.6 Descargas Submarinas.

Aunque la dispersión de agua dulce en agua salada está en contra de la filosofía de la conservación del agua dulce, las descargas marinas de aguas residuales continúan utilizándose en forma común. La dispersión y dilución de estas aguas de manera de proteger las playas donde se efectúan, puede lograrse mediante el uso de descargas horizontales subacuáticas a través de tubos perforados que tengan bajas pérdidas de carga y los orificios lo suficientemente espaciados para evitar las interferencias entre los chorros o venas de aguas residuales que salen por ellos.

Los gastos a través de los orificios pueden balancearse o igualarse en forma razonable siguiendo un procedimiento de cálculo igual al empleado para calcular los distribuidores rotatorios de los filtros rociadores, sin embargo, la pendiente del fondo del mar debe necesariamente tomarse en cuenta en los cálculos hidráulicos. Al calcular el tubo difusor se procede por pasos, comenzando en el orificio más alejado a la entrada y cambiando elevaciones (cotas) gastos y velocidades con sus correspondientes pérdidas y ganancias de energía, hasta llegar a la entrada del tubo difusor. Para reducir el depósito de sólidos deben emplearse velocidades mínimas de 0.60 a 0.90 m/seg. para los gastos máximos.

Es conveniente diseñar los tubos difusores con una compuerta removible al final del tubo de manera de poder limpiarlos con algún dispositivo que pase a través de ellos, tales como un balón de forma esférica u ovoidal, que después de pasar por el tubo pueda flotar a la superficie del mar.

Rawn, Bowerman y Brooks han demostrado que, en adición a las relaciones adimensionales  $S_v = Q^*/Q$  y  $y_0/d$ , el comportamiento hidráulico de los chorros de agua residual cerca de sus orificios de salida, está gobernado solamente por el número de

Froude o sea  $F = \sqrt{gd}$ , aunque el teorema Pi sugiere la formación de  $6 - 2 = 4$  números adimensionales para los seis variables  $S_0$ ,  $y_0$ ,  $d$ ,  $v$  o  $q$ ,  $g'$  y  $\rho$ . Aquí  $S_0$  es la dilución que se tiene en la parte superior del chorro de agua residual,  $y_0$  es la altura del mar arriba del orificio de diámetro  $d$ ,  $v$  la velocidad del chorro,  $q$  el gasto por el orificio y  $g' = \frac{g(\rho_s - \rho)}{\rho}$ , es la aceleración aparente del chorro en función de la fuerza de flotación.

La viscosidad cinemática podría incluirse como la sexta variable si las observaciones y cálculos no muestran que sea necesario el número de Reynolds  $R = \frac{vd}{\nu}$ , de hecho es introducida como el cuarto número adimensional, debido a que el tipo de flujo del chorro generalmente es turbulento y el número de Reynolds se vuelve muy grande. Los orificios circulares con entradas redondeadas puede esperarse que trabajen llenos cuando

Entre otros fenómenos de interés están:

- 1).- Los chorros horizontales alcanzan una mayor longitud de recorrido  $L$ , y logran una mayor difusión  $S_0$ , que los chorros verticales, para el mismo tipo de orificio y la misma profundidad de agua.
- 2).- El chorro de agua residual que se eleva es como una imagen de espejo de un chorro de agua inicialmente horizontal que cayera a través del aire.
- 3).- La expansión del chorro al elevarse es cuando mucho de 1 m. por cada 5 m. de recorrido.

- 4).- Entre más profundo esté el orificio final con relación al primer orificio del difusor, más pequeña será relativamente, la presión diferencial en el orificio final (por la carga de agua y el recorrido).
- 5).- El diámetro del chorro cerca de la superficie es de aproximadamente  $1/3 L$  y el espesor de la lámina contaminante que se expande es mas o menos de  $L/12$ .

El gasto  $q$  que sale de un orificio de área  $a$ , alimentado por un tubo de gran tamaño (de diámetro grande) es afectado por la velocidad en el tubo como lo expresa la siguiente ecuación:

$$q = C_d a \sqrt{2g \left( h + \frac{v_{\text{tubo}}^2}{2g} \right)} = C_d a (2gh + v_t^2)$$

Aquí  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $h$  la carga diferencial y  $\frac{v_t^2}{2g}$  la carga de velocidad debida al flujo dentro del tubo en la sección donde se encuentra el orificio.

El coeficiente de descarga  $C_d$  para orificios con entradas bien redondeadas vale 0.9 aproximadamente y 0.6 para orificios con bordes no redondeados, cuando la relación  $\frac{v_t^2}{2g} \text{ o } \left( h + \frac{v_t^2}{2g} \right)$  es pequeña (de alrededor de 1%).

La magnitud de  $C_d$  se reduce en un 10% cuando la relación anterior se incrementa también en un 10%. Después de esto  $C_d$  se reduce rápidamente hasta la mitad de su máximo valor cuando la carga de velocidad se vuelva tan grande como el 50% de  $\left( h + \frac{v_t^2}{2g} \right)$ . Una explicación para este tipo de comportamiento de la descarga dentro del tubo difusor es que el orificio casi se comporta como un vertedor lateral cuando  $v_t$  es bastante grande.

La dilución  $S_0$  en la parte superior del chorro puede obtenerse con las gráficas de la Fig. 8. En estas mismas gráficas se indican diferentes maneras de incrementar el valor de la dilución  $S_0$  de acuerdo con lo sugerido por Rawn, Bowerman y Brooks.

Las grandes descargas submarinas son generalmente tuberías de concreto reforzado, las más pequeñas se llegan a construir de fierro fundido o de acero. En ocasiones también se han llegado a emplear el fierro forjado, el acero corrugado, la madera y el barro vitrificado.

Los orificios que dan mejores resultados son los circulares, pues en ocasiones, cuando se han utilizado otros orificios más elaborados buscando una mayor dispersión, se han tenido problemas con ellos.

Los efectos de la descarga de aguas residuales en la calidad de las aguas receptoras deben tomarse muy en cuenta cuando se diseña este tipo de descargas.

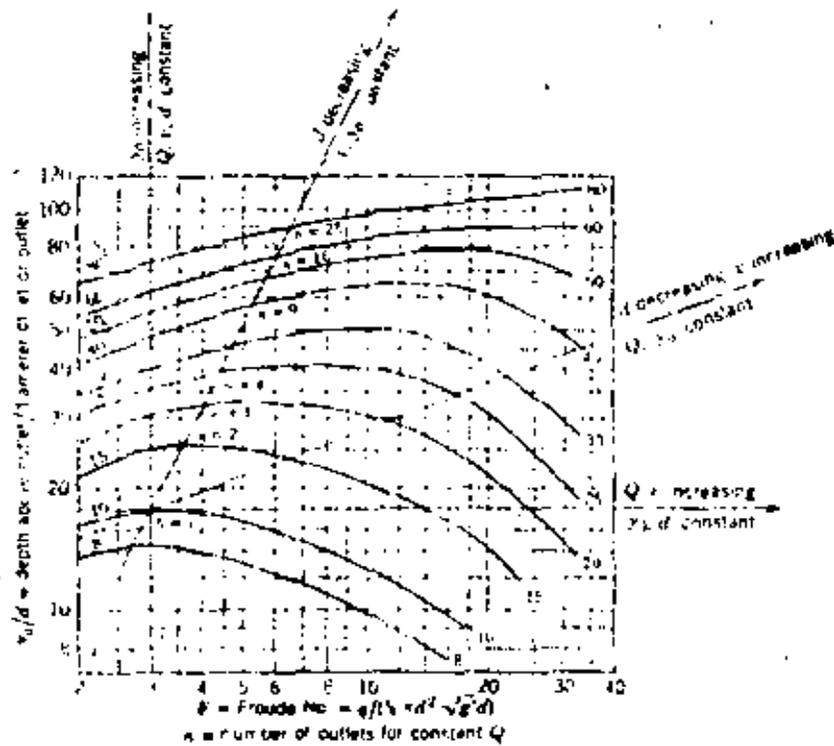


Figura 8

Dilución en la parte superior del chorro ascendente como una función de  $y_0/d$  y el número de Froude ( $F$ ) para descargas horizontales. Las líneas radiales indican las diversas formas en que se pueda incrementar la dilución  $S_0$ .

## 10.7 Programa de construcción y programas derivados.

Un programa de construcción se prepara, como todos sabemos, formulando un enlistado de cada uno de los conceptos de obra que intervienen, en la secuencia en que se construirán, con sus datos de cantidad, unidad, rendimiento y tiempo estimado para su ejecución. Estos datos se dibujan en una gráfica que tiene marcados los meses y semanas, de manera de obtener un "programa de barras" para la construcción de la obra que nos interese.

Con base en este programa de construcción se prepara un Programa de Empleo de Equipo de Construcción. Con este programa sabemos las fechas de entrada y salida a la obra de cada uno de los equipos en particular y podremos decidir con la debida anticipación como se consigue ese equipo, programando la utilización de equipo propio, rentado o comprado.

El pedido de materiales se apoya en el programa de construcción. Los materiales deben entregarse en la obra con una anticipación razonable, para no ocasionar retrasos en los programas de construcción, pero no con tanta anticipación que creen problemas de almacenamiento ó lleguen a deteriorarse o congestionen las áreas de trabajo.

En el programa de obras se ve qué materiales se van a emplear primero en la obra, cuales van después y en qué cantidades se utilizarán.

### Programa de Operadores y Obreros.

El programa de Empleo de Equipo es el mismo que el de Operadores de maquinaria, sólo que éstos se contratan con la anticipación suficiente para su transportación al lugar de la Obra.

El programa de obreros se basa, también, en el programa de obra y se maneja en forma similar al de operadores de maquinaria con la ventaja de que en nuestro país hay disponibilidad de mano de obra no especializada prácticamente en cualquier lugar de la República.

#### Financiamiento de la Obra.

Con base en el programa de obra se pueden estimar las erogaciones semanales que se tendrán desde la primera hasta la última semana de construcción y conociendo el programa de pagos, por diferencia, se establece el monto del financiamiento necesario.

México, D.F., Julio 25 de 1977.

FGM/gmg/edr.

B I B L I O G R A F I A :

- . Water and Waste-water Technology.  
Mark J. Hammer.  
John Wiley & Sons, Inc., copyright 1975.
- . Apuntes de Alcantarillado de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería.  
Ing. Raúl E. Ochoa.
- . Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción.  
Tomo II. S. R. H., 1962.
- . Design & Construction of Sanitary and Storm Sewers.  
ASCE y WPCF., 1969.
- . Manual de Drenaje y Productos de Construcción.  
The ARMCO International Corp., 1958.
- . Memoria del Sistema de Drenaje Profundo.  
D. D. F., 1975.

- - - - -



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**PRESUPUESTOS Y COSTOS DE SISTEMA**

**ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO**

**JULIO, 1982**

## T E M A X I.

### "PRESUPUESTO Y COSTOS DEL SISTEMA"

- 11.1 Integración de costos.
  - 11.1.1 Conceptos de obra, denominaciones, cantidades y unidades de medida, especificaciones de ejecución (calidad y tiempo de ejecución incluidos).
  - 11.1.2 Análisis de precios de cada concepto por contratación o administración.
  - 11.1.3 Cargos que integran el precio.  
Directos, indirectos, utilidad y otros adicionales.
  - 11.1.4 Cargos directos.  
Por mano de obra, materiales, maquinaria, herramienta y otros.
  - 11.1.4 Cargos indirectos.  
Por organización, dirección, vigilancia, supervisión, administración, financiamiento, regalías, seguros y otros.
  - 11.1.5 Utilidad y cargos adicionales.
- 11.2 Presupuesto del proyecto.
  - 11.2.1 Programación de construcción.
  - 11.2.2 Presupuesto base.
  - 11.2.3 Control de construcción y contabilidad de costos.

- - - - -

## T E M A XI.

### "PRESUPUESTO Y COSTOS DEL SISTEMA".

#### 11.1 Integración de Costos.

Un presupuesto detallado del costo de una obra se prepara de terminando los costos de:

- 1.- Materiales.
- 2.- Equipos de Construcción.
- 3.- Mano de Obra.
- 4.- Indirectos y Utilidad.

##### 11.1.1 Conceptos de Obra, denominaciones, cantidades y unidades de medida, especificaciones de ejecución (calidad y tiempo de ejecución incluidos).

Para preparar un presupuesto de obra hay que dividir el proyecto en todas las operaciones que se requieran. En la medida en que sea posible estas operaciones deberán aparecer en el presupuesto, en el orden en que se vayan a llevar a cabo en la construcción de la obra. Ejemplo:

- 1.) Limpieza de un lote.
- 2.) Construcción de oficinas y talleres provisionales.
- 3.) Ruptura de pavimentos.
- 4.) Excavación a mano, en seco, para zanjas en material I, II y III.
- 5.) Excavación a mano, en agua, en materiales I, II y III.
- 6.) Excavación a mano para desplante de estructuras, en seco, en materiales I, II y III.

- 7.) Excavación a mano para desplante de estructuras, en agua, en materiales I, II y III.
- 8.) Excavación con máquina, para zanjas, en material I, en seco y en agua.
- 9.) Excavación con máquina, para zanjas, en material II, en seco y en agua.
- 10.) Plantilla apisonada, relleno de zanjas y bombeo de achi que.
- 11.) Ademe de madera.
- 12.) Fabricación de tuberías de concreto simple y reforzado.
- 13.) Instalación de tuberías de concreto simple y reforzado.
- 14.) Construcción de pozos de visita tipo "común y especial".
- 15.) Brocales y tapas para pozos de visita y cajas de caída.
- 16.) Conexiones domiciliarias.
- 17.) Coladeras pluviales de pozo y banqueteta.
- 18.) Reposición de empedrados, pavimentos y banquetetas.

#### 11.1.2 Análisis de precios de cada concepto por contratación ó administración.

Sea que la obra se vaya a ejecutar por contrato ó por administración, el análisis de los precios se hace a partir de los costos unitarios; añadiendo los indirectos y utilidad para integrar el precio unitario en el caso de contrato ó el porcentaje por administración, en su caso.

Las dos modalidades más usuales de contratación son: a precio fijo y por "precios unitarios", en la primera el contratista se obliga a ejecutar el total de la obra en un precio fijo e invariable

ble; en la segunda, el precio total puede variar, dependiendo de la variación de los volúmenes de obra realmente ejecutados con respecto a los presupuestados; los precios unitarios no sufren modificación a lo largo de toda la obra, salvo acuerdo de ambas partes (contratante y contratista).

### 11.1.3 Cargos que integran el precio. Directos, indirectos, utilidad y otros adicionales.

Se llama cargos directos a los costos debidos al personal, maquinaria, herramienta, etc., que intervienen directamente en la operación de construcción de que se trate, por ejemplo; en la excavación a mano de una cepa, intervienen:

- a).- Un cabo.
- b).- Un peón.
- c).- Pago del Seguro Social para ambos.
- d).- Herramientas.
- e).- Tarimas (en caso de que haya traspaleo vertical).

Los cargos indirectos son todos aquellos gastos debidos a personal, servicios, etc., que siendo necesarios para el funcionamiento de la empresa constructora no intervienen directamente en la operación constructiva, por ejemplo:

- a).- Supervisión.
- b).- Administración en Obra.
- c).- Administración central.
- d).- Construcciones provisionales en obra.
- e).- Transportes.
- f).- Fletes.

- g).- Almacenaje.
- h).- Seguros.
- i).- Fianzas, etc.

Hay que tomar en cuenta que una empresa constructora trabaja para ganar dinero, es decir no puede escatimársele su derecho a una utilidad legítima.

#### 11.1.4 Cargos Directos.

Por mano de obra, materiales, maquinaria, herramienta y otros.

Al estimar los cargos por mano de obra, es indispensable con siderar los salarios reales y nos los salarios base del personal, como lo analiza la Cámara Nacional de la Industria de la Cons trucción, los días pagados en un año son 381.5, mientras que los días trabajados son sólo 295.83; además hay que pagar 5% de "INFO-NAVIT" y 1% de "EDUCACION", por lo tanto la relación de salario real a salario base es:

$$\frac{\text{Días pagados}}{\text{Días trabajados}} \times 1.06 = \frac{381.5}{295.83} = 1.37$$

#### Cargo por Materiales.

En este renglón hay que tomar en cuenta que el costo sea el real, es decir precio de adquisición, considerando el descuento, si lo hay, y el 4% de impuesto sobre ingresos mercantiles. Además en la utilización de cualquier material se tiene un desperdicio por manejo y por tanto hay que considerarlo en los costos.

Los desperdicios normales en tuberías de drenaje son: 4% para tuberías de concreto sin reforzar y 1% para tuberías de concreto reforzado.

Cargo por Maquinaria.

Mientras no se tenga una base propia para determinar el costo de la maquinaria de construcción, se adoptan los factores del catálogo de cargos fijos de maquinaria de construcción de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, y con ellos se fijan:

- 1).- El Cargo Anual en porciento de la Inversión.
  - a).- Depreciación.
  - b).- Reparaciones Mayores.
  - c).- Intereses, impuestos, almacén y Seguros.
  - d).- Cargo fijo total.
- 2).- Uso medio en meses por año.
- 3).- Cargo mensual en % de la Inversión.

Como todos los cargos anteriores se expresan en un % de la inversión inicial y como es usual considerar que la máquina trabajará 200 horas/mes en promedio, su costo horario se obtiene así:

COSTO HORARIO (por máquina).

$$1).- \text{Cargos Fijos} \frac{\$}{\text{hora}} = \frac{\text{Inversión Inicial} \times \text{Cargo Mensual}}{200 \text{ h/mes.}}$$

2).- Consumos de combustibles, lubricantes, cables, "dientes", filtros, etc., se obtienen de los datos de la máquina proporcionados por el fabricante ó distribuidor.

3).- Mano de Obra de:

a).- Operador.

b).- Ayudante.

c).- Seguro Social de ambos.

Con la suma de estos tres conceptos obtendremos el COSTO HORARIO DE LA MAQUINA.

En seguida determinamos el rendimiento horario de la máquina, utilizando la siguiente fórmula:

$$R = \frac{V \times E \times F}{\frac{C}{3,600} \times A} = \frac{3,600 \times V \times E \times F}{C \times A}$$

donde:

R = Rendimiento horario de la máquina.

V = Volumen nominal del cucharón.

E = Eficiencia de obra, por condiciones de trabajo, por calidad del control (administración, residencia), por espacio disponible para movimiento de máquina, por "balanceo" de equipo, etc.

Para zona A : 81%  
" " B : 75%  
" " C : 69%

F = Factor de llenado del bote, variable con la clase de material y con la profundidad.

C = Ciclo de la draga. Variable con la clase de material, con la profundidad, con la descarga (libre o directa a camión) y con la zona (presencia de instalaciones).  
En segundos.

A = Factor de abundamiento del material, variable con la clase.

Para Mat. I : 1.30

Para Mat. II : 1.35

En esta fórmula son conocidos los valores de V y A; los valores de E, F y A se fijan en función de la zona y del material en que se esté trabajando. El valor de C es característico de la máquina, por tanto puede tomarse del cuadro de datos proporcionados por el fabricante.

Una vez determinados el costo horario y el rendimiento horario de la máquina, se obtiene el costo unitario dividiendo el primero entre el segundo.

#### 11.1.4 Cargos Indirectos.

Los cargos fijos que pueden cobrarse a una obra involucran muchos puntos que no pueden clasificarse como materiales, equipo de construcción ó mano de obra. Algunas compañías constructoras dividen los cargos fijos en dos categorías: cargos fijos de obra y cargos fijos generales.

Los cargos fijos de obra incluyen aquellos costos que pueden cobrarse específicamente a un proyecto. Estos costos son los sueldos del superintendente de la obra y otros tipos de personal, así como el costo de servicios, enseres, ingeniería, pruebas, dibujos, rentas, permisos, seguros, etc., que puedan cargarse directamente a la obra.

Los cargos fijos generales con un porcentaje de los costos incurridos en la Oficina general de la compañía. Estos costos incluyen salarios, renta de oficina, enseres, seguros, impuestos, bodegas y almacenes y otros gastos de la compañía que no pueden cargarse directamente a una obra específica.

#### 11.1.5 Utilidad y cargos adicionales.

Además de la utilidad pueden existir otros cargos por atención a clientes, visitas de grupos a la obra, etc., que se analizarán en cada caso.

#### 11.2 Presupuesto del Proyecto.

Para integrar el presupuesto de la construcción de una obra cualquiera, hay que partir de una cuidadosa cuantificación de los volúmenes de obra que intervienen.

Luego se listan los conceptos de obra, normalmente en el orden en que se ejecutará la construcción, se analiza cada precio unitario y se redacta el presupuesto, con el siguiente formato:

Columna	1:	-	Partida.
"	2:	-	Concepto.
"	3:	-	Unidad.

Columna 4: - Cantidad.  
" 5: - Precio Unitario.  
" 6: - Importe.

NOTA: Los precios unitarios que aparecen en el presupuesto están integrados por la suma del costo directo, más costo indirecto más utilidad, de forma que la suma de las partidas que intervienen es el precio total de la obra.

#### 11.2.1 Programación de Construcción.

(Ver inciso 10.7 del Tema X.)

#### 11.2.2 Presupuesto base.

Se llama así al presupuesto preparado por el proyectista de una obra, con objeto de dar al cliente una idea precisa del precio. En rigor de verdad se trata de un presupuesto muy bien elaborado que sólo puede diferir del presupuesto del contratista en algunos costos locales específicos ó en el uso de una maquinaria o equipo diferente al considerado por el proyectista. Este presupuesto sirve de base para las licitaciones ó concursos.

#### 11.2.3 Control de construcción y contabilidad de costos.

Al iniciar una obra debemos fijar ciertas normas para el control de la operación del equipo, tales como:

- 1).- Programación de las horas que debe trabajar el equipo.

- 2).- Consumo normal de combustibles y lubricantes.
- 3).- Costo normal y frecuencia de las instalaciones.
- 4).- Actividades que debe desarrollar y la forma en que debe efectuarse.
- 5).- Rendimiento horario esperado.

Una vez establecidos los parámetros de producción, se procede al control, que consiste en comparar los resultados reales con los pronosticados y en caso de que existan diferencias se investigan las causas y se corrigen, modificando si es necesario el proceso constructivo.

Se formulan reportes por escrito de la producción diaria ó semanal y se costean. El costo directo puede conocerse diariamente, ó hasta en forma horaria; si nos interesa, puesto que conocemos el costo horario del equipo y su rendimiento medido en obra. Dividiendo costo entre rendimiento se obtiene el costo unitario.

Por esta razón el control puede hacerse sobre la producción de la máquina, lo que equivale a vigilar automáticamente los costos de construcción.

Las operaciones que se hagan manualmente se vigilan mediante "tomadores de tiempo" que reportan a la oficina de la obra costos y rendimientos. Un control muy efectivo de las operaciones manuales consiste en "destajearlos". El control más efectivo de horas máquina trabajadas se logra mediante el uso de horógrafos instalados en las máquinas.

Julio 25/77

FGM/gmq.

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

- . Estimación de los Costos de Construcción.  
Robert L. Peurifoy, 5/a. impresión, 1970.  
Editorial Diana.
  
- . Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.  
ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS DE ALBAÑILERIA EN MEXICO,  
D. F., Cuaderno # 3-77.
  
- . Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.  
ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS DE EXCAVACIONES EN MEXICO,  
D. F., Cuaderno # 2-77.
  
- . Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.  
ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS PARA INSTALACION DE  
TUBERIA DE AGUA POTABLE Y DRENAJE EN MEXICO, D. F.,  
Cuaderno # 5-77.
  
- . Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.  
CATALOGO DE CARGOS FIJOS DE LA MAQUINARIA DE  
CONSTRUCCION, edición 1970.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

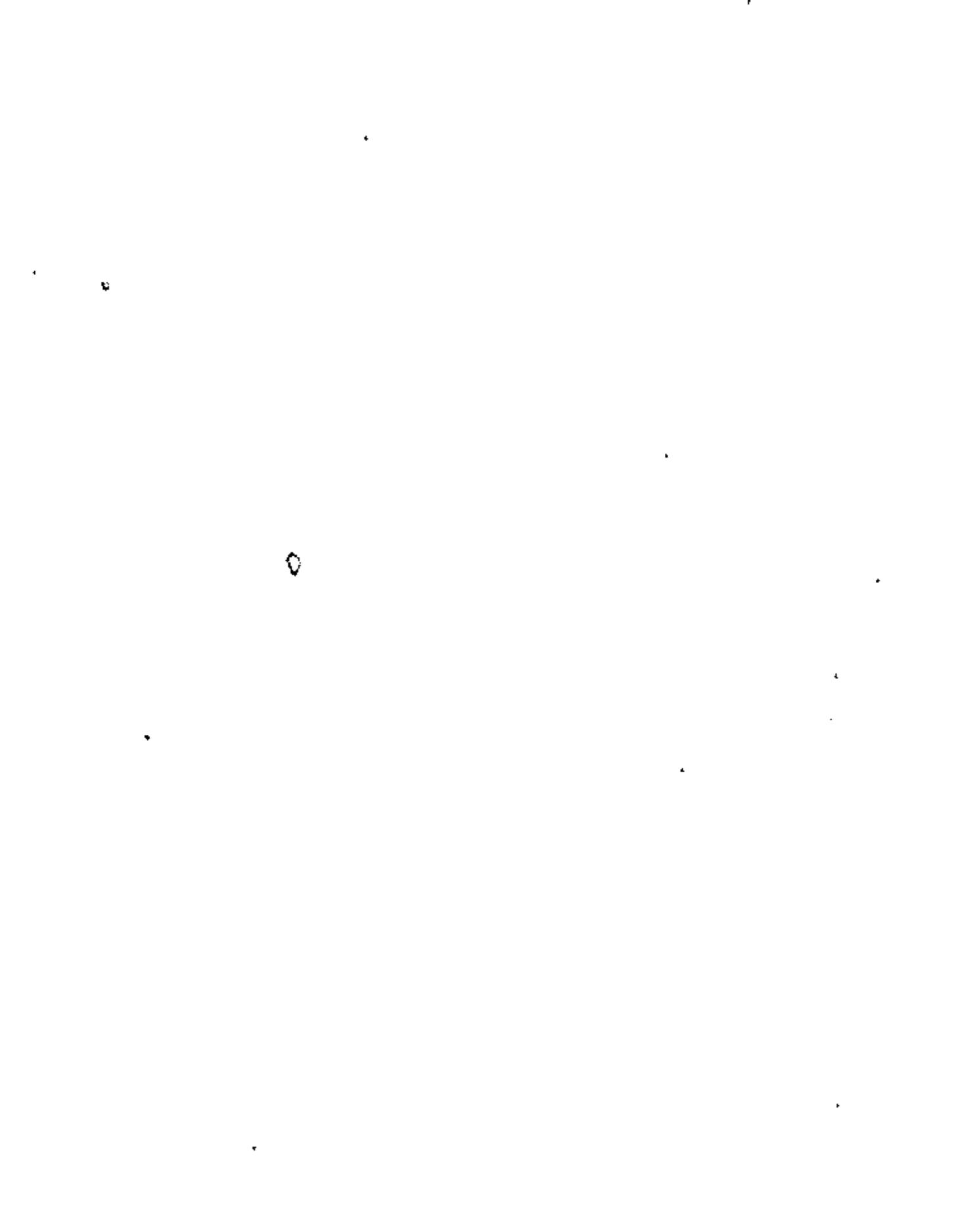
**CONDICIONES ESTRUCTURALES DE LAS CONDUCCIONES**

**ING. GERARDO PATRANA**

**JULIO, 1982**

## CONTENIDO

	Pág.
A. ALCANCE	1
B. CARGAS EN ALCANTARILLAS DEBIDAS AL PESO DE LA TIERRA	
1. Método General	2
2. Tipos de Condiciones de Carga	4
3. Cargas para Condiciones de Trinchera	5
4. Cargas en Condiciones de Terraplén	12
C. CARGAS EN ALCANTARILLAS DEBIDAS A CARGAS SOBREPUESTAS	
1. Método General	23
2. Cargas Concentradas	23
3. Cargas Distribuidas	26
4. Efecto del Impacto	27
5. Conductos bajo Ferrocarril	27
6. Conductos bajo Pavimiento Rígido	27
D. RESISTENCIA DE SOPORTE DE CONDUCTOS RIGIDOS	
1. Introducción	27
2. Pruebas de Resistencia de Laboratorio	28
3. Apoyo de los Tubos	29
4. Rellenos	29
5. Resistencia de Soporte en el Campo	29
6. Definición del Factor de Carga	30
7. Resistencia de Soporte en Condiciones de Trin- chera	30
8. Resistencia de Soporte de Conductos Rígidos -- en Terraplén	36
E. RESISTENCIA DE SOPORTE DE TUBOS FLEXI-- BLES	39
F. FACTOR DE SEGURIDAD Y RELACIONES DE DI- SEÑO	42
G. INSTALACION EN TUNEL	44
APENDICE 1 TEORIA DE MARSTON	56
APENDICE 2 TEORIA DE PROTODYAKONOV PARA TUNE LES	61



## CONDICIONES ESTRUCTURALES DE LAS ALCANTARILLAS

### A. Alcance

El diseño estructural de alcantarillas requiere la determinación de los elementos que intervienen en la siguiente relación básica:

La capacidad de carga de un conducto, según esté instalado, dividida por un factor de seguridad adecuado, debe ser igual o mayor que la carga impuesta sobre él por el peso de la tierra y cualquier otra carga sobrepuesta.

En este capítulo se presentan los criterios y métodos aceptados de cálculo para la determinación de las cargas y la capacidad de carga y se mostrarán los métodos aceptados para combinar estos elementos con la aplicación de un factor de seguridad para producir un diseño seguro y económico.

Se presentan métodos para la determinación de las cargas máximas probables debidas a las fuerzas gravitacionales de la tierra y para cargas sobrepuestas tanto estáticas como móviles, de acuerdo con The Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers. (1). Estos métodos, donde así se señale, son aplicables a conductos rígidos y flexibles en las dos condiciones de instalación más comunes: en trinchera o zanja hecha en el terreno natural y en terraplén.

La instalación en túneles requiere un tratamiento por separado.

La capacidad de carga de los conductos enterrados es una función de las condiciones de instalación así como de la resistencia inherente al tubo en sí. Este

capítulo presentará los métodos de determinación de la capacidad de carga de conductos circulares rígidos instalados, basados en las relaciones establecidas con las pruebas de resistencia de laboratorio; también presentará una breve discusión del método de determinar la capacidad de carga de conductos circulares flexibles basados en una ecuación semi-empírica para la deflexión. Como las condiciones de instalación tienen importantes efectos tanto en la carga como en la capacidad de carga, un proyecto de construcción adecuado de una alcantarilla requiere tener en cuenta estas condiciones de diseño. Por tanto este capítulo debe complementarse con recomendaciones para la construcción y supervisión.

No se incluye información sobre el diseño del concreto reforzado o el diseño de la sección del conducto.

## B. Cargas en alcantarillas debidas a las fuerzas gravitacionales de la tierra

B.1. Método General:— Anson Marston desarrolló métodos para determinar la carga vertical en conductos enterrados debidos a las fuerzas gravitacionales de la tierra para las condiciones mas comunes que se encuentran en la construcción.

Los métodos de Marston están basados tanto en la teoría como en la experimentación y han logrado aceptación general por ser la forma de cálculo más sencilla y confiable. En general, la teoría establece que la carga en un conducto enterrado es igual al peso del prisma de tierra que está directamente sobre el conducto, llamado prisma interior, más o menos la resistencia friccionante de las fuerzas cortantes transmitidas a ese prisma por los prismas adyacentes de tie-

ra, siendo la magnitud y dirección de estas fuerzas friccionantes una función del asentamiento relativo entre el prisma interior y los adyacentes. La teoría hace las siguientes suposiciones:

- a) La carga calculada es la carga que se desarrolla cuando ha tenido lugar todo el asentamiento.
- b) La magnitud de las presiones laterales que inducen las fuerzas cortantes entre el prisma interior de tierra y las adyacentes se calcula de acuerdo con la teoría de Rankine.
- c) La cohesión se desprecia.

La forma general de la ecuación de Marston es

$$W = C w B^2 \quad (1)$$

en donde

$W$  es la carga vertical, por metro lineal, que recibe el conducto debida a las cargas gravitacionales de la tierra

$w$  es el peso por metro cúbico de tierra;

$B$  es el ancho de la trinchera o del conducto, en metros, dependiendo de las condiciones de instalación y

$C$  es un coeficiente que incluye el efecto de:

1. La relación de altura de relleno al ancho de la trinchera o del conducto,
2. La fuerza cortante entre el prisma interior de tierra y los adyacentes; y
3. La dirección y magnitud del asentamiento relativo entre el prisma de tierra interior y los adyacentes para condiciones en terraplén.

b.2. Tipos de condiciones de carga.- Aunque la forma general de la ecuación de Marston incluye todos los factores necesarios para tratar todos los tipos de condiciones de instalación, es conveniente clasificar las distintas condiciones de instalación y escribir formas especializadas de la ecuación y preparar gráficas y tablas de coeficientes para cada condición por separado.

El sistema de clasificación aceptado se muestra en el diagrama de la Fig. 1 y se describe brevemente como sigue:

Hay tres clasificaciones principales en la instalación de alcantarillas: en trinchera, en terraplén y en túnel. Siendo las condiciones de carga de los túneles radicalmente diferentes a las dos primeras se tratan por separado en G.

Las condiciones de trinchera se definen como aquellas en las cuales el conducto es instalado en una zanja relativamente angosta (en general, su ancho es de menos de dos diámetros del tubo), cortada en el terreno natural, y cubierta con un relleno de la misma tierra excavada.

Las condiciones de terraplén se obtienen cuando los conductos están cubiertos con rellenos colocados arriba de la superficie del terreno original o cuando una trinchera hecha en el terreno natural tiene un ancho mayor que dos o tres diámetros del tubo. La clasificación en terraplén se subdivide en dos subclasificaciones principales, denominadas, de proyección positiva y proyección negativa para las condiciones en que la cima del conducto está, respectivamente, arriba o debajo de la superficie del terreno original adyacente.

Un caso especial, denominado condición de trinchera imperfecta, puede emplearse para minimizar la carga en conductos bajo terraplenes de gran altura.

B.3. Carga para condiciones de trinchera.- Las alcantarillas se construyen regularmente en zanjas o trincheras que son excavadas en el suelo natural no alterado, y después cubiertas rellenando la zanja hasta la línea del terreno original. Este procedimiento de construcción a menudo es denominado como de "cortar y cubrir" o "cortar y rellenar".

B.3.a. Fuerzas que producen las cargas.- La carga vertical a que está sujeta un tubo de alcantarilla, cuando se construye en trinchera, es la resultante de dos fuerzas principales: la primera de estas es el peso del prisma del suelo dentro de la trinchera arriba de la cima del tubo; y la segunda es la fric-

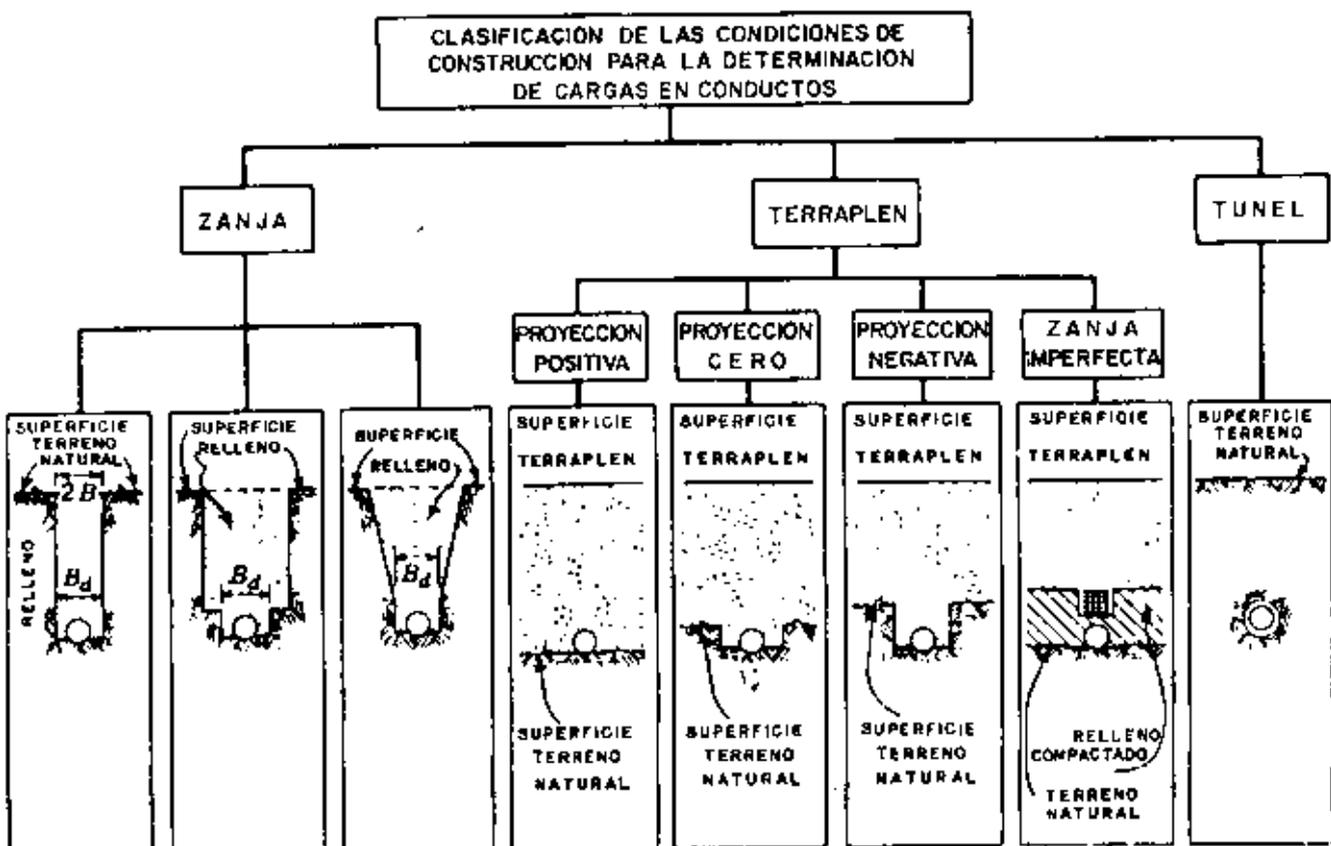


FIG. 1.-CLASIFICACION DE LAS CONDICIONES DE CONSTRUCCION

ción o fuerzas cortantes generadas entre el prisma del suelo que llena la trinchera y los lados de la misma.

El suelo del relleno tiene una tendencia a asentarse en relación con el suelo inalterado en que se excava la trinchera. Este movimiento o tendencia al movimiento hacia abajo induce fuerzas cortantes hacia arriba que soportan una parte del peso del relleno. La carga resultante en el plano horizontal que pasa por la cima del tubo y dentro del ancho de la trinchera es igual al peso del relleno menos estas fuerzas cortantes hacia arriba como se indica en la Fig. 2.

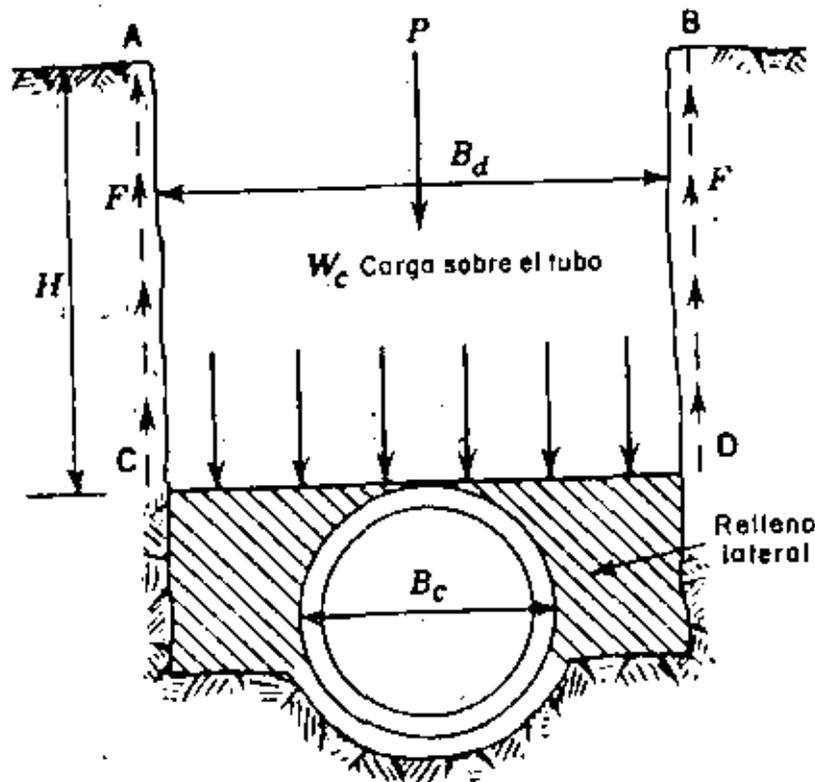


FIG. 2.- FUERZAS GENERADORAS DE CARGAS:  
 $P$  = PESO DEL RELLENO ABCDE;  
 FUERZAS CORTANTES HACIA ARRIBA  
 EN AC Y BD; Y  $W_c = P - 2F$

B.2.b. Fórmula de Marston.- La fórmula de Marston para cargas sobre conductos rígidos en condiciones de trinchera es

$$W_c = C_d w B_d^2 \quad (2)$$

en la cual

$W_c$  es la carga sobre el tubo en toneladas por metro lineal

$w$  es el peso unitario del suelo del relleno en toneladas por metro cúbico;

$B_d$  es el ancho de la trinchera a la elevación de la cima del tubo, en metros;

$C_d$  es un coeficiente de carga, que es una función de la relación entre la altura del relleno y el ancho de la zanja y del coeficiente de fricción entre el relleno y los lados de la trinchera.

La fórmula para  $C_d$  es: (Para deducción véase Apendice 1)

$$C_d = \text{coeficiente de carga} = \frac{1 - e^{-2 k \mu' H/B_d}}{2 k \mu'} \quad (3)$$

en la cual

$e$  es la base de los logaritmos naturales;  $k$  la relación de Rankine entre la presión lateral y la vertical =  $\frac{1 - \text{sen } \beta}{1 + \text{sen } \beta}$

$\mu = \tan \beta$  = coeficiente de fricción interna de material de relleno

$\mu'$  =  $\tan \beta'$  coeficiente de fricción entre el material de relleno y los lados de la zanja ( $\mu'$  puede ser igual o menor que  $\mu$ , pero no puede ser mayor que  $\mu$ ); y  $H$  es la altura del relleno arriba de la cima del tubo en metros.

El valor del coeficiente  $C_d$  para varias relaciones  $H/B_d$  y varios tipos de

suelo de relleno puede obtenerse de la Fig. 3.

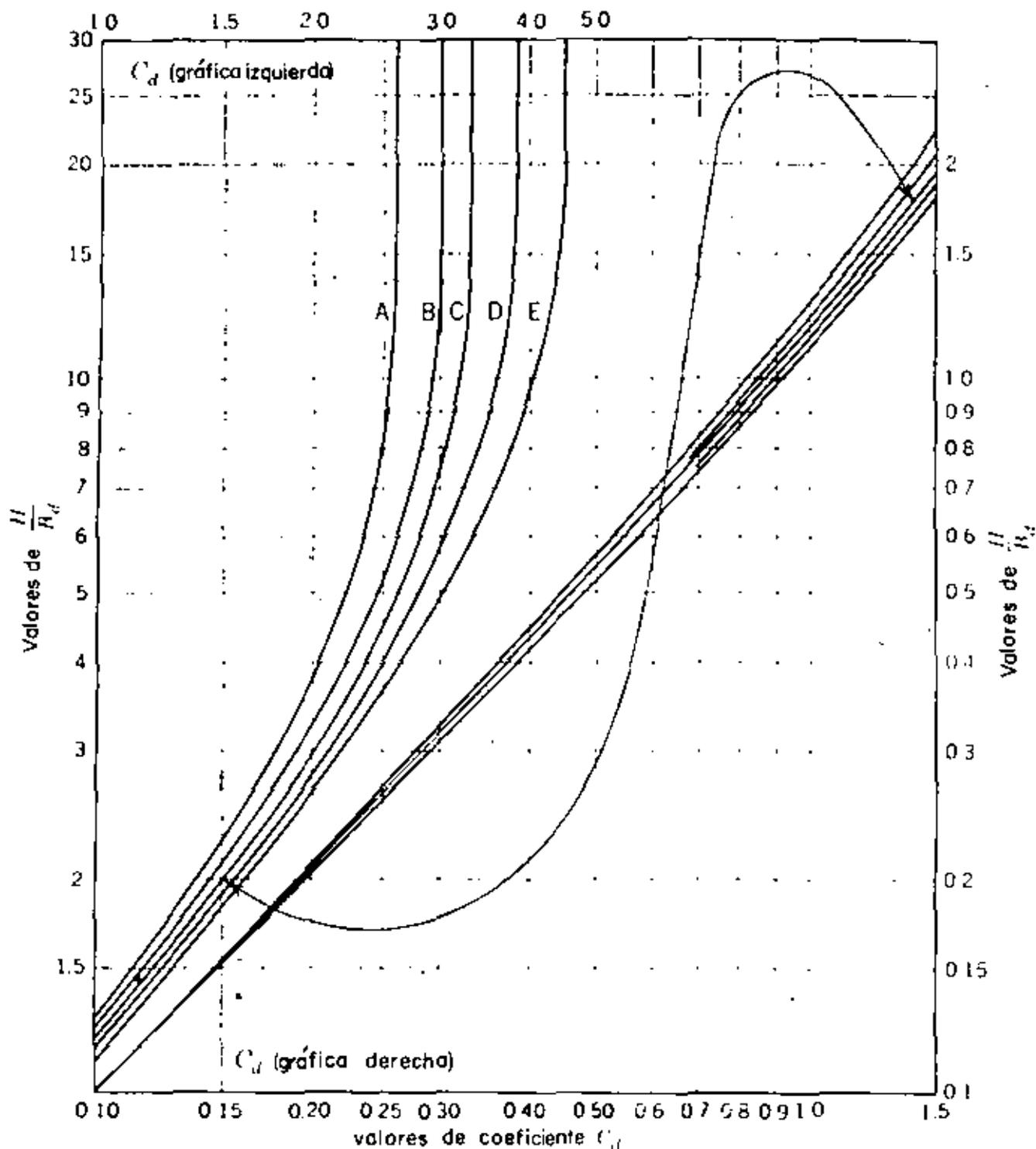


FIG.3.- DIAGRAMA DE CALCULO DE CARGAS DE TIERRA EN CONDUCTOS EN ZANJA C (COMPLETAMENTE ENTERRADOS EN LA ZANJA)

En la Fig. 3, los valores del coeficiente  $C_d$  para las curvas de la A a la E - son:

Cuerva A	= $C_d$ para $K_u$ y $k_u'$	= a 0.194 para materiales granulares sin cohesión
" B	= "	= a 0.165 máximo para arena y grava
" C	= "	= a 0.150 máximo para suelo saturado
" D	= "	= a 0.130 máximo ordinario para arcilla
" E	= "	= a 0.110 máximo para arcilla saturada

La fórmula para carga de trinchera, ec. 2, dá la carga vertical total en un plano horizontal en la cima del tubo. Si el tubo es de un tipo rígido, cargará prácticamente toda esta carga. Si por otra parte, el tubo es de un tipo flexible y el suelo de los lados está bien compactado, los rellenos laterales puede esperarse que carguen su parte proporcional de la carga total. Bajo estas circunstancias la fórmula de carga de trinchera puede modificarse como

$$W_c = C_d w B_c B_d \quad (4)$$

Estos experimentos han indicado que el factor que controla la carga es el ancho de la zanja en la cima del tubo. Consecuentemente el ancho de la trinchera debe ser lo menor posible siempre que se dé el espacio suficiente de trabajo a los lados del tubo para calafatear los tubos, para insertar o sacar formas y para compactar el relleno. Un espacio mínimo de 30 cm a los lados del tubo es el recomendado para trincheras poco profundas hasta de 4.00 m. Como el peralte de las vigas inferiores del ademe puede aumentar con la profundidad para profundidades de 6.00 m este espacio debe crecer a unos 45 cm.

Hay un cierto valor límite del ancho de la trinchera mas allá del cual el conducto no recibe mas carga. A este valor límite se le llama "ancho de transición".

Hay suficientes datos experimentales para demostrar que es seguro el calcular la carga impuesta por medio de la fórmula de Marston para trinchera (ec. 2) - para anchos menores del que da una carga igual a la carga calculada con la fórmula para conducto con proyección (ec. 5 que se presentará adelante). El ancho de trinchera para el cual ocurre esta transición puede determinarse del diagrama de la Fig. 4. (Para determinación del término  $r_{sdp}$  véase sección B.4.b(2)).

Puede ser económico y adecuado excavar la trinchera con lados en pendiente en áreas sin urbanizar donde no hay inconveniencias para el público, peligro para las construcción, daño a pavimentos permanentes, etc. En estos casos - puede emplearse una sub-zanja (Fig. 5) para minimizar la carga en el tubo.

Cuando se requiere ademe en la sub-zanja, ésta debe extenderse unos 50 cm - arriba del conducto. Se recomienda que el forro del ademe y el entibado se deje en el lugar, pues en esta forma el ancho  $B_d$  es igual a la distancia libre que deja el forro.

#### B 3.d. Características del suelo. - Condiciones de trinchera.

El peso volumétrico del terreno de relleno puede variar entre 1.6 Ton/m<sup>2</sup> y - - 2.16 Ton/m<sup>3</sup>. Si no se hacen mediciones con anterioridad al diseño, un valor de diseño recomendable es de 1.9 Ton/m<sup>3</sup> a 2.0 Ton/m<sup>3</sup>.

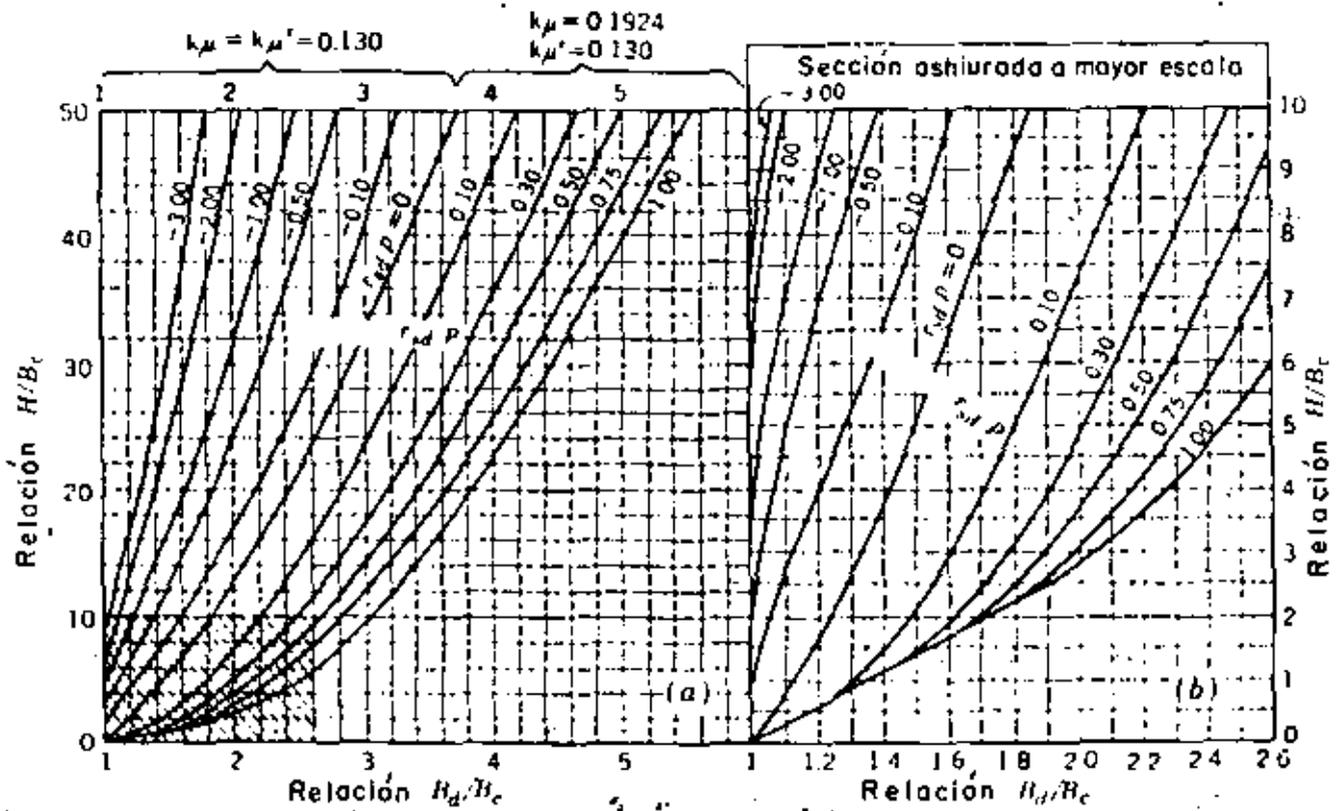


FIG. 4.- VALORES DE:  $B_d/B_c$  PARA LOS CUALES LAS FORMULAS DE CARGA DE CONDUCTOS EN ZANJAS Y LOS CONDUCTOS QUE SE PROYECTAN DAN CARGAS IGUALES

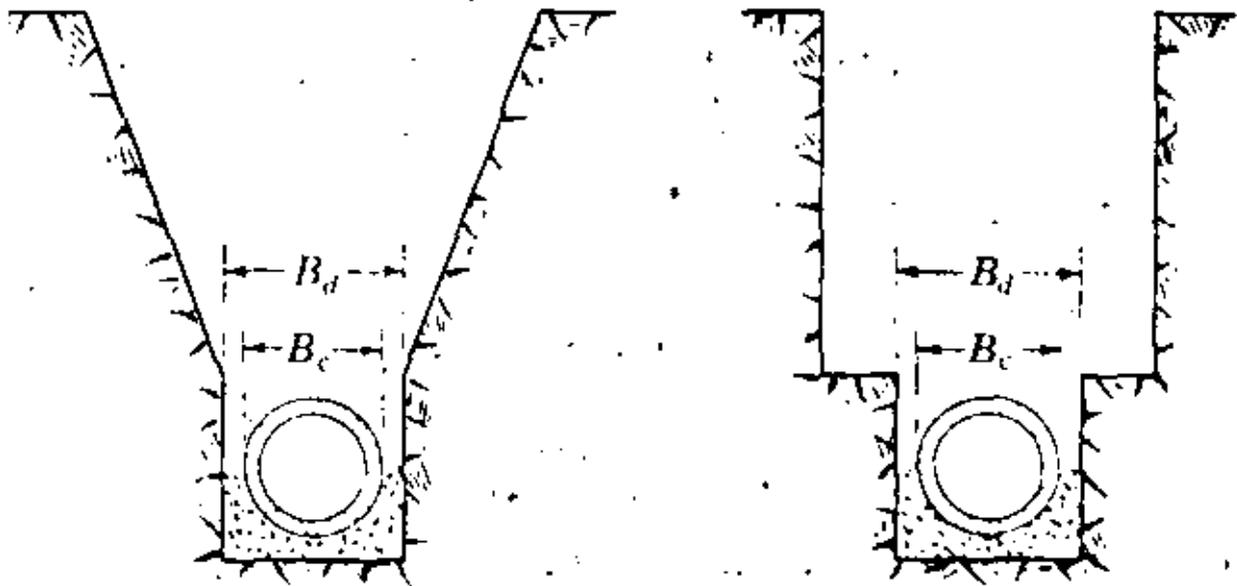


FIG.5.- EJEMPLOS DE SUB-ZANJAS

Como se ha visto la carga depende del coeficiente de fricción entre el relleno y los lados de las trincheras y del coeficiente de fricción interna del terreno de relleno.

Ordinariamente pueden considerarse iguales, para propósitos de diseño como se hizo en la Fig. 3, sin embargo en casos especiales esto puede no ser válido. Por ejemplo si el relleno es de una arena angulosa y los lados de la trinchera están forrados con madera cepillada,  $\mu$  será sustancialmente mayor que  $\mu'$ . Salvo que se tenga otra información el valor de  $k\mu$  y  $k\mu'$  puede suponerse el mismo e igual 0.130 (máximo ordinario para arcilla, Fig. 3). Si el suelo de relleno es una arcillosa resbalosa y hay la posibilidad que se humedezca mucho, poco después de colocado  $k\mu$  y  $k\mu'$  pueden ser de 0.110 (máximo para arcilla saturada Fig. 3).

#### B.4 Cargas para la condición de terraplén.

B.4.a. General.- Una alcantarilla se describe como un conducto con proyección cuando es contruida de tal forma que la elevación de la cima del conducto está al nivel de la superficie del terreno natural o de un suelo compactado o cuando está cerca de este nivel y después se cubre con el terraplén. Usualmente la cima del conducto se proyecta alguna distancia arriba de la superficie del terreno natural, en cuyo caso es de proyección positiva, sin embargo hay otros métodos de instalar conductos debajo de terraplenes que tienen el efecto favorable de minimizar la carga sobre el conducto. Estos son conocidos como conductos de proyección negativa y los conductos de trinchera imperfecta. ( Véase la Fig. 1 para ilustración gráfica).

B.4.b. Conductos de proyección positiva.- La carga en un conducto de proyección positiva es igual a el peso de el prisma de suelo directamente encima de la estructura mas (o menos) las fuerzas cortantes verticales que actúan en los planos verticales dentro del terraplén a los lados del conducto. Estas fuerzas verticales ordinariamente no se extienden hasta la parte superior del terraplén, sino que terminan en un plano horizontal a cierta distancia arriba de la cima del conducto conocido como "plano de igual asentamiento" (Ver - Fig. 6). En la Fig. 6, la fuerza cortante actúa hacia abajo cuando  $S_m + S_g > S_f + d_c$  y viceversa.

B.4.b.1. Fórmula de Marston.- La fórmula de Marston para cargas en conductos rígidos y flexibles con proyección positiva es:

$$W_c = C_c \cdot w \cdot B_c^2 \quad (5)$$

en la cual  $W_c$  es la carga sobre el conducto, en toneladas por metro lineal;  $w$  es el peso unitario de el suelo en toneladas por metro cúbico;  $B_c$  es el ancho exterior del conducto en metros; y  $C_c$  es el coeficiente de carga. Los valores de  $C_c$  se pueden obtener del diagrama de la Fig. 7. En este diagrama,  $H$  es la altura del relleno arriba de la cima del conducto en metros;  $p =$  es la relación de proyección (definida B.4.b(2)) y  $r_{sd}$  es la razón de asentamientos (también definida en B.4.b.(2)).

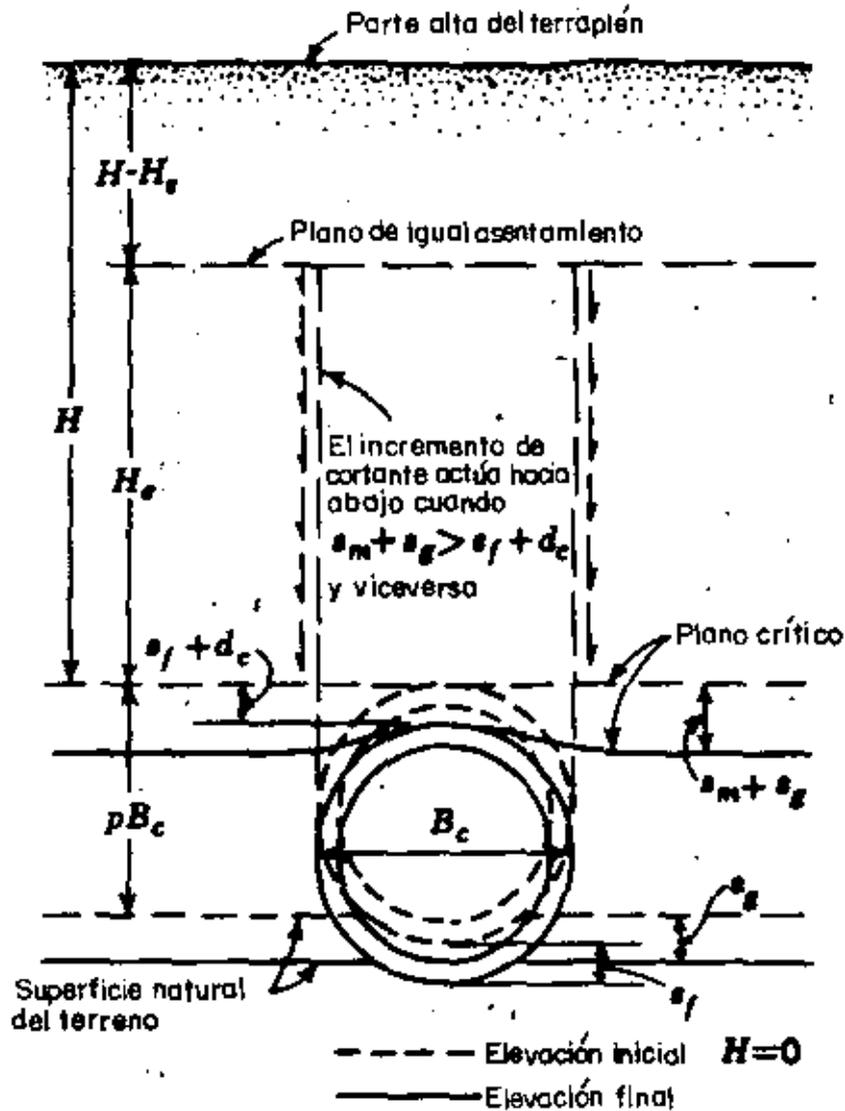


FIG. 6.- ASENTAMIENTOS QUE INFLUYEN EN LAS CARGAS DE CONDUCTOS CON PROYECCION POSITIVA.

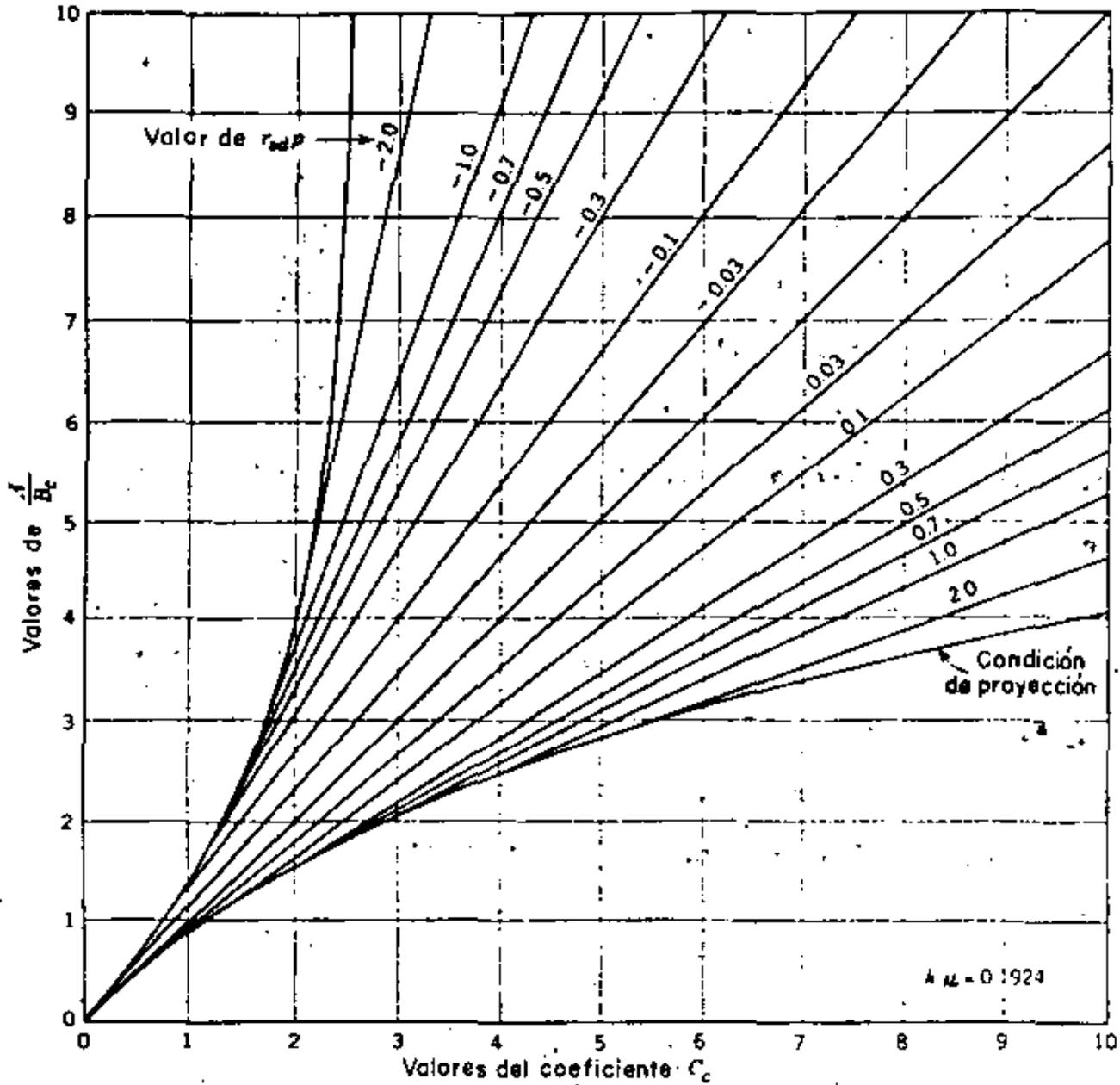


FIG.7.- DIAGRAMA PARA EL CALCULO DE CARGA DE CONDUCTOS CON PROYECCION

B.4.b.2. **Influencia de los factores del medio circundante.** - Las fuerzas cortantes que modifican la carga que actúa sobre una alcantarilla dependen de dos factores del medio que la rodea asociados con las condiciones en que se instale el conducto. Estos son las razones de proyección y de asentamiento.

La razón de proyección es definida como el cociente de la distancia que la cima del conducto se proyecta arriba de la superficie del terreno natural adyacente y el ancho exterior del conducto.

Este es un factor físico que puede determinarse cuando el proyecto está suficientemente avanzado como para conocer el diámetro del conducto y su elevación.

La razón de asentamiento se define como el cociente obtenido al dividir la diferencia entre el asentamiento de el plano horizontal del suelo adyacente que originariamente estaba al nivel de la cima del tubo (plano crítico) y el asentamiento de la cima del conducto, entre la compresión de la capa de suelo comprimida entre la superficie de el terreno natural y el nivel de la cima del conducto.

Se expresa

$$r_{sd} = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + d_c)}{S_m} \quad (6)$$

en que  $r_{sd}$  es la razón de asentamiento (conducto de proyección positiva);  $S_g$  es el asentamiento del terreno natural adyacente al conducto;  $S_m$  es la compresión de la capa de suelo de altura  $p$   $B_c$ ;  $(S_m + S_g)$  es el asentamiento

to del plano crítico;  $d_c$  es la deflexión del conducto, esto es la disminución de su dimensión vertical;  $S_f$  es el asentamiento del fondo del conducto; y  $-(S_f + d_c)$  es el asentamiento de la cima del conducto.

Cuando  $r_{sd}$  es positiva las fuerzas cortantes actúan hacia abajo y por tanto la carga en el conducto es mayor que el peso del prisma central. Cuando  $r_{sd}$  es negativa las fuerzas cortantes actúan hacia arriba y la carga es menor que el peso del prisma central.

El producto  $r_{sd}p$  es un indicador de la altura relativa del plano de igual asentamiento y, por tanto de la magnitud de las fuerzas cortantes que se generan. El plano de igual asentamiento está en la cima del conducto cuando este producto es cero; en cuyo caso no existen fuerzas cortantes inducidas y la carga es igual al peso del prisma central.

No es practicable predeterminar un valor de  $r_{sd}$  estimando la magnitud de sus distintos elementos, salvo en términos muy generales. Mas bien debe tratarse como un factor empírico. Los valores que se recomienda para  $r_{sd}$  basados en los asentamientos medidos en numerosos conductos reales son:

Tipo de conducto	Condiciones del suelo	$r_{sd}$
Rígido	roca o cimentación rígida	+ 1.0
Rígido	cimentación ordinaria	+ 0.5 a + 0.8
Rígido	cimentación deformable	0 a + 0.5
Flexible	rellenos laterales mal compactados	- 0.4 a 0
Flexible	rellenos laterales bien compactados	0

B.4.b.3. Características del suelo. Terraplén.- Como en el caso de las trincheras, en un conducto con proyección la carga depende directamente del peso unitario del suelo que forma el terraplén.

Si el suelo va a ser compactado para densidad seca específica, se usarán la densidad húmeda correspondiente a las condiciones de humedad normales. - Un valor recomendable sino se cuenta con datos es entre 1.9 Ton/m<sup>3</sup>, y - - 2.0 Ton/m<sup>3</sup>. Influye también en la carga el coeficiente de fricción interna - del suelo del terraplén. Valores que se recomiendan del producto  $k\mu$  son:

Para  $r_{sd}$  positiva,  $k\mu = 0.19$

Para  $r_{sd}$  negativa,  $k\mu = 0.13$

B.4.c. . Conductos de proyección negativa (Fig. 8) y en trinchera imperfecta (Fig. 9).

Un conducto de proyección negativa es el que se instala en una pequeña zanja y su cima queda a cierta distancia debajo de la superficie del terreno natural. La zanja preferiblemente se rellena con material suelto, compresible y el terraplén se construye por los métodos ordinarios. Mientras mayor sea la capa de material suelto del relleno de la zanja mejor se garantiza que el prisma de suelo sobre el conducto se asiente mas que el relleno adyacente. Esta acción genera fuerzas cortantes hacia arriba que alivian la carga sobre el conducto.

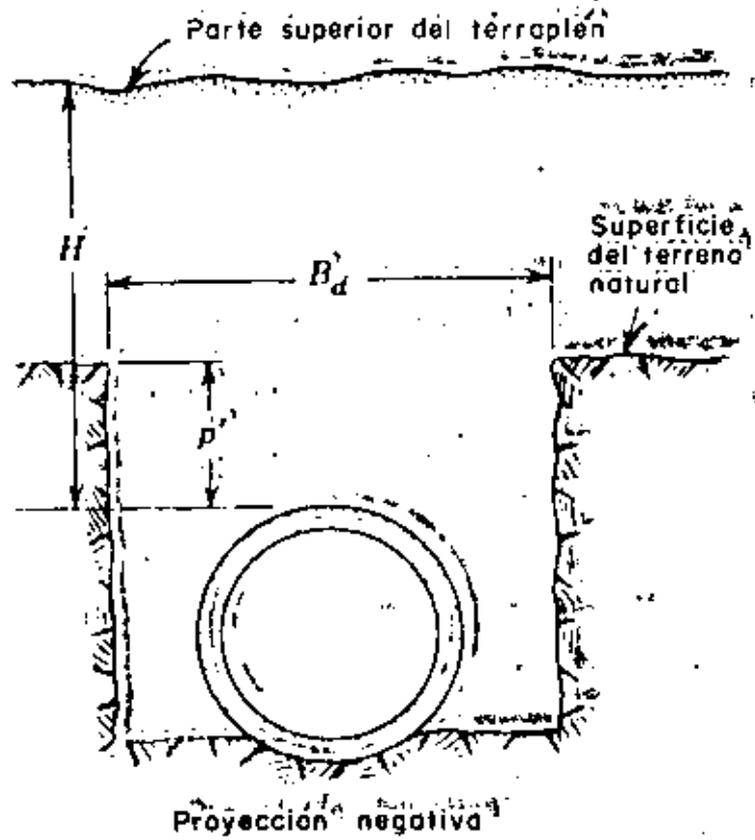


FIG. 8. ILUSTRACION DE CONDUCTOS CON PROYECCION NEGATIVA

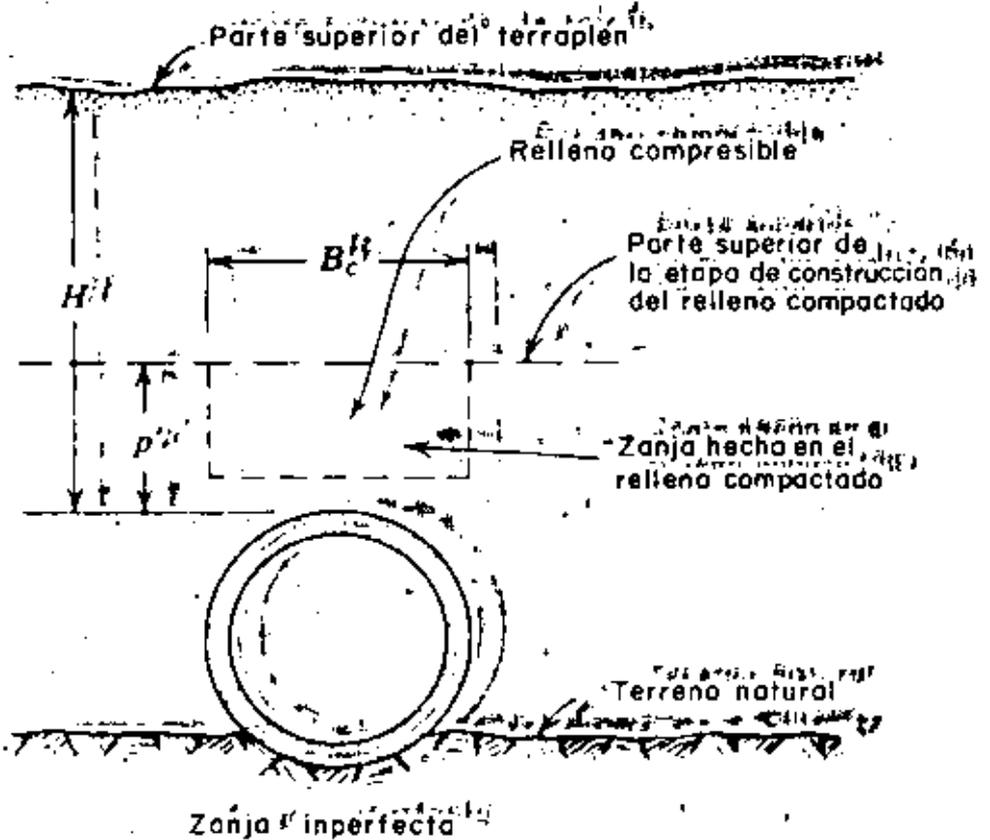


FIG. 9. ILUSTRACION DE CONDUCTOS CON ZANJA

Un conducto de trinchera imperfecta se instala primero como un conducto de proyección positiva. El terraplén se construye hasta cierta altura arriba de la cima adecuadamente compactado. Después se excava una zanja del mismo ancho del conducto directamente encima del mismo cerca de su cima. Esta zanja se rellena con material suelto y compresible y el terraplén se completa en la forma normal.

Una fórmula para las cargas en conductos de proyección negativa y trinchera imperfecta es : (Ver Fig. 10).

$$W_C = C_n w B_C^2 \quad (7)$$

en que  $W_C$  es la carga en el conducto;  $w$  el peso unitario del suelo,  $B_d$  es el ancho de la trinchera;  $B_C$  es el ancho del tubo;  $C_n$  es el coeficiente de carga, que es función de  $H/B_d$  o  $H/B_C$ ,  $p'$  y  $r_{sd}$ ;  $p'$  es la relación de proyección y  $r_{sd}$  es la razón de asentamiento.

La relación de proyección  $p'$  es igual a la distancia vertical de la superficie del terreno firme a la cima del conducto dividido entre el ancho de la zanja ( $B_d$ ) en el caso de conducto de proyección negativa, y entre el ancho del conducto ( $B_C$ ) en el caso de conducto de trinchera imperfecta.

La razón de asentamiento en estos casos se define como el cociente obtenido al dividir la diferencia entre el asentamiento de la superficie del terreno firme de apoyo del conducto y el asentamiento del plano en el relleno de la trinchera que originariamente estaba al mismo nivel que la superficie del terreno (el plano crítico), entre la compresión de la columna de suelo de la trinchera. Se expresa con la fórmula

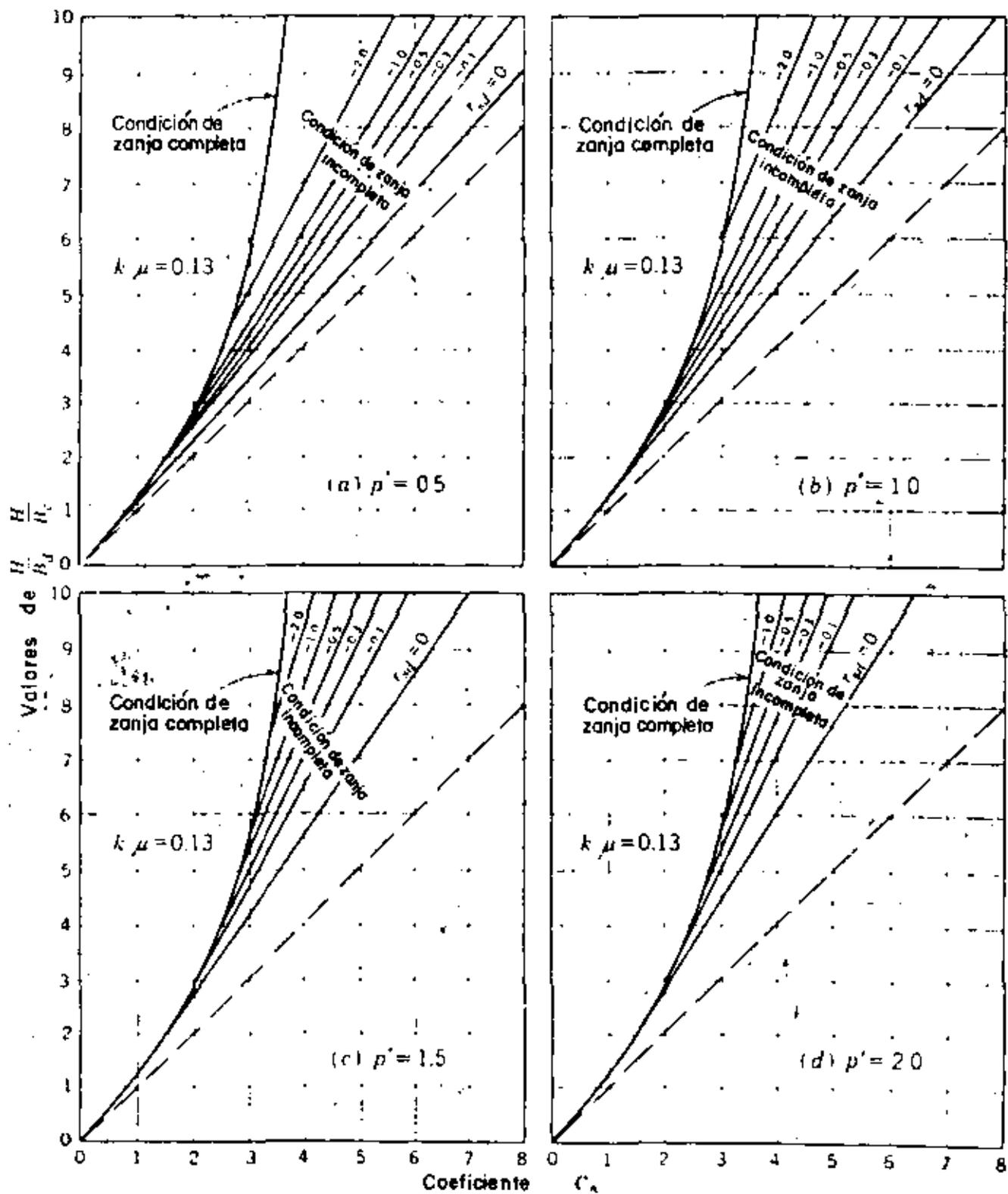


FIG.10.- COEFICIENTE  $C_n$  PARA CONDUCTOS DE PROYECCION NEGATIVA Y DE ZANJA IMPERFECTA

$$r_{sd} = \frac{S_g - (S_d + S_f + d_c)}{S_d} \quad (8)$$

en donde  $S_g$  es el asentamiento de la superficie del terreno firme de apoyo del conducto;  $S_d$  es la compresión del relleno de la trinchera en la altura  $p' B_d$  ó  $p' B_c$ ;  $S_f$  es el asentamiento del fondo del conducto,  $d_c$  es la deflexión del conducto, esto es el acortamiento de su dimensión vertical, y  $(S_d + S_f + d_c)$  es el asentamiento del plano crítico. Los elementos de esta razón de asentamiento se muestran en la Fig. 11.

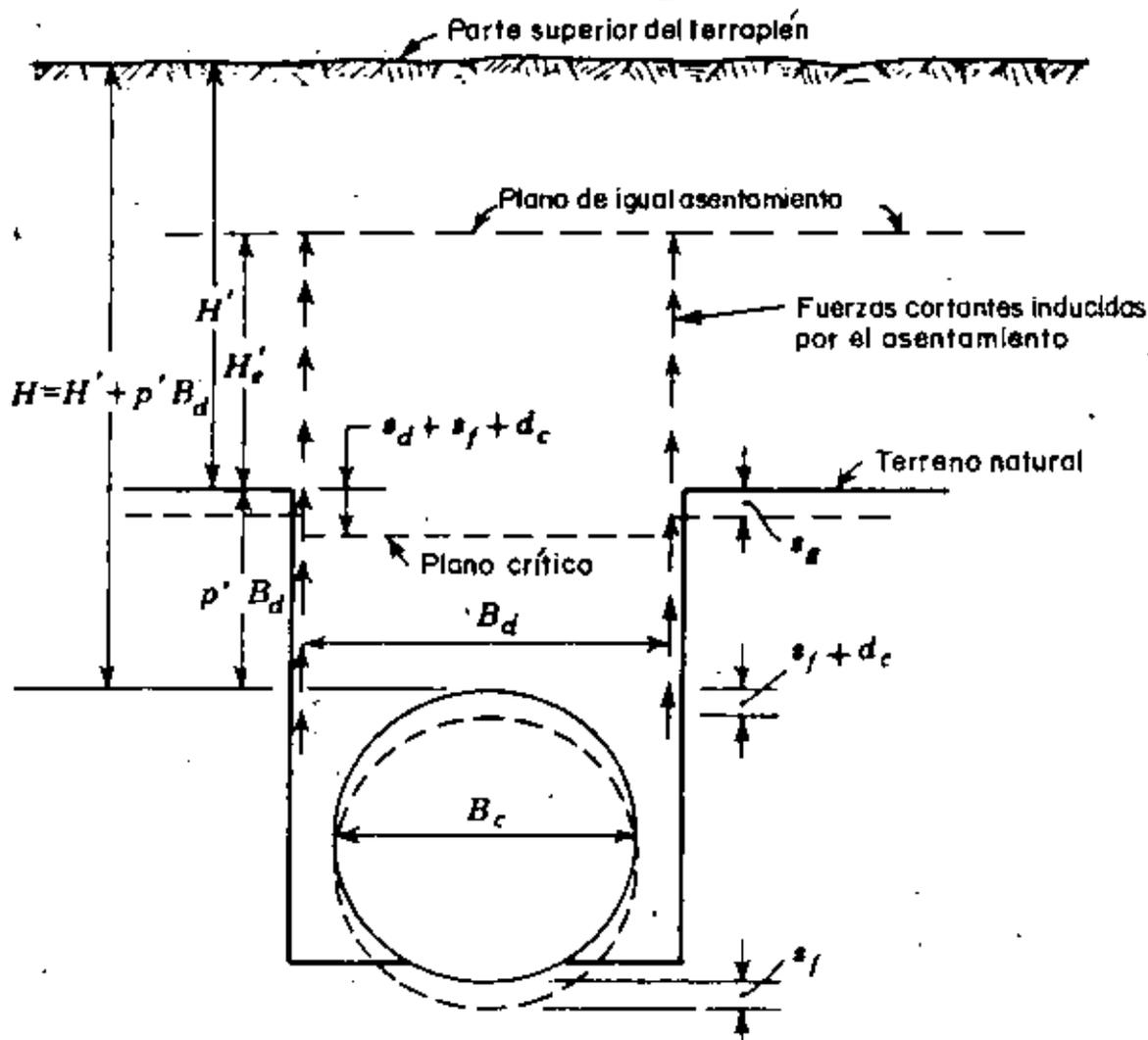


FIG. 11.- ASENTAMIENTOS QUE INFLUYEN EN LAS CARGAS DE CONDUCTOS DE PROYECCIÓN NEGATIVA.

El conocimiento actual de la razón de asentamiento en este caso es muy pobre. Un valor de diseño de -0.3 se recomienda temporalmente.

### C. Cargas en alcantarillas debidas a cargas sobrepuestas

C.1. Método General.- Son dos los tipos de cargas sobrepuestas que comúnmente se encuentran en el diseño estructural de alcantarillas. Estos dos tipos son: (a) Carga concentrada, y (b) carga distribuida. Las cargas sobre conductos debidos a ambos tipos de carga pueden determinarse por la aplicación de la solución de Boussinesq para los esfuerzos en un medio elástico semi-infinito con una conveniente integración desarrollada por P.L. Holl para cargas concentradas y las tablas de coeficientes de influencia desarrollado por Natham Newmark para cargas distribuidas.

C.2. Cargas concentradas.- La fórmula para carga debida a una concentración tiene la siguiente forma dada por Holl como se muestra en la Fig. 12:

$$W_{sc} = C_s \frac{PF}{L} \quad (9)$$

En donde  $W_{sc}$  es la carga en el conducto en toneladas por metro;  $P$  es la carga concentrada en toneladas;  $F$  es el factor de impacto;  $C_s$  es el coeficiente de carga, una función de  $B_c/2H$  y  $L/2H$  de la tabla 1,  $H$  es la altura, desde la cima del conducto a la superficie del terreno en metros;  $B_c$  es el ancho del conducto en metros y  $L$  es la longitud efectiva del conducto en metros, que por lo común es la longitud de los tramos precolados de que construye el tubo. Para efecto de cálculo deberá tomarse un valor de  $L$  igual a los tramos reales, si éstos son menores de 1.00 m y  $L = 1.00$  m cuando los tramos reales sean

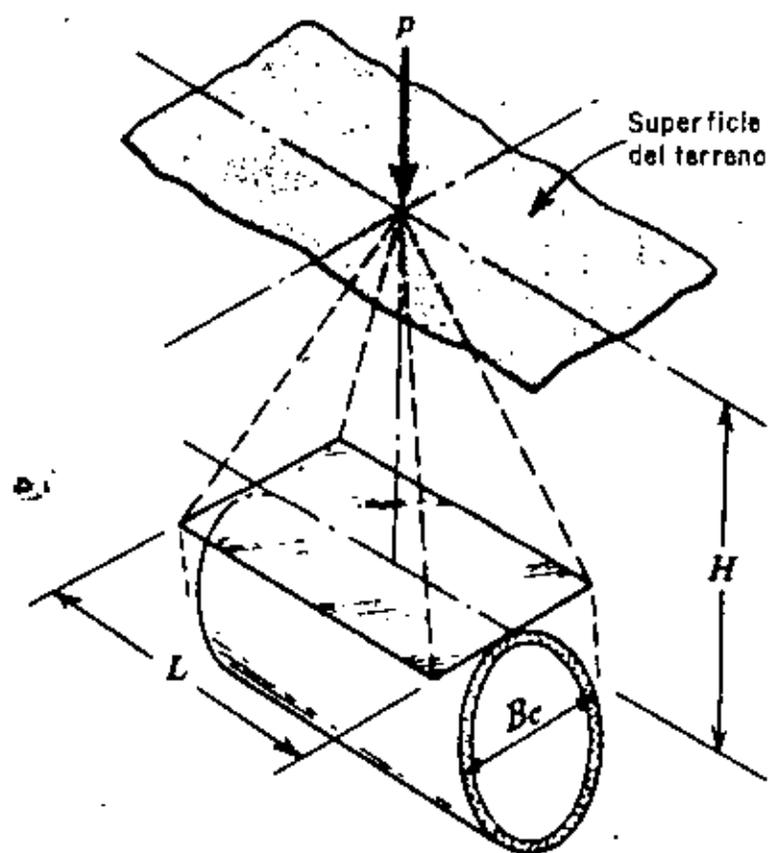


FIG. 12.-CARGA CONCENTRADA SOBREPUESTA CENTRADA VERTICALMENTE SOBRE EL CONDUCTO.

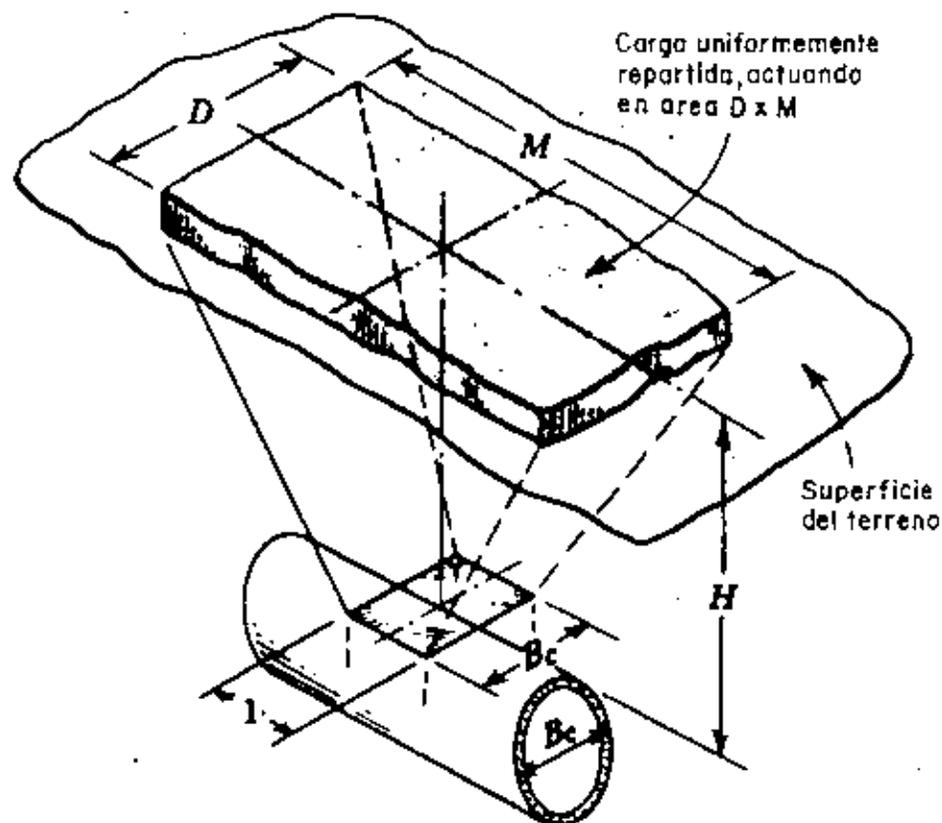


FIG. 13.-CARGA DISTRIBUIDA SOBREPUESTA CENTRADA VERTICALMENTE SOBRE EL CONDUCTO.

TABLA 1.- VALORES DE COEFICIENTES DE CARGA  $C_s$  PARA CARGAS CONCENTRADAS O DISTRIBUIDAS SOBREPUESTAS Y VERTICALMENTE CENTRADAS SOBRE EL CONDUCTOR.

		$\frac{M}{2H}$		$\frac{L}{2H}$									
0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0
0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0.12
0.037	0.072	0.103	0.131	0.155	0.174	0.189	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0.24
0.053	0.103	0.149	0.190	0.224	0.252	0.274	0.292	0.306	0.318	0.333	0.345	0.355	0.36
0.067	0.131	0.190	0.241	0.284	0.320	0.349	0.373	0.393	0.405	0.425	0.440	0.454	0.46
0.079	0.155	0.224	0.284	0.336	0.379	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.525	0.540	0.54
0.089	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467	0.499	0.524	0.544	0.572	0.596	0.613	0.62
0.097	0.189	0.274	0.349	0.414	0.467	0.511	0.546	0.584	0.597	0.628	0.650	0.673	0.68
0.103	0.202	0.292	0.373	0.441	0.499	0.546	0.584	0.615	0.639	0.674	0.703	0.725	0.74
0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574	0.615	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0.78
0.112	0.219	0.318	0.405	0.481	0.544	0.597	0.639	0.673	0.701	0.740	0.774	0.800	0.81
0.117	0.229	0.333	0.425	0.505	0.572	0.628	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.849	0.87
0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.596	0.650	0.703	0.742	0.774	0.820	0.861	0.894	0.91
0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674	0.725	0.766	0.800	0.849	0.894	0.930	0.95

COEFICIENTES DE INFLUENCIA POR SOLUCION DE HOLL Y NEWMARK DE LA ECUACION DE BOUSSINESQ POR ESFUERZOS VERTICALES.

de mayor longitud.

Los valores de  $C_s$ , para el caso de la carga concentrada centrada verticalmente sobre el conducto se obtienen directamente de la tabla de coeficiente de influencia desarrollada por Newmark para valores de  $B_c/2H$  y  $L/2H$ , tabla 1.

Si la carga concentrada se desplaza lateral y longitudinalmente desde un punto verticalmente centrado sobre la sección del tubo en construcción, la carga puede calcularse añadiendo algebraicamente el efecto de la carga en varios rectángulos con una esquina centrada bajo la carga concentrada. En este caso la tabla 1 se usa con los valores de la longitud y ancho de cada rectángulo dividido entre  $H$  y los valores de  $C_s$  se dividen entre 4 para obtener el coeficiente de carga de un rectángulo cuya esquina está verticalmente centrada bajo la carga.

C.3. Cargas distribuidas. - Para el caso de una carga distribuida sobrepuesta mostrada en la Fig. 13, la fórmula para la carga sobre el conducto es

$$W_{sd} = C_s p F B_c \quad (10)$$

en la cual  $W_{sd}$ , es la carga en el conducto en toneladas por metro;  $p$  es la intensidad de la carga distribuida;  $F$  es el efecto de impacto;  $B_c$  es el ancho del conducto en metros;  $C_s$  es el coeficiente de carga, una función de  $D/2H$  y  $M/2H$  de la tabla 1;  $H$  es la altura desde la cima del conducto a la superficie del terreno en metros;  $D$  y  $M$  es el ancho y la longitud, respectivamente, del área en que actúa la carga distribuida en metros.

C.4. Efecto de impacto.- Los factores de impacto sugeridos para varias clases de tráfico son:

Camino	1.5
Ferrocarril	1.75
Campos de Aviación	
Pistas	1.00
Camino para coches	1.50

C.5. Conductos bajo rieles de ferrocarril.- La carga viva puede considerarse como una carga uniformemente distribuida igual al peso de los ejes motores de la locomotora dividido entre un área igual a la longitud ocupada por los ejes motrices multiplicada por la longitud de los durmientes. Además debe añadirse una carga de 330 Kg/m por el peso de la estructura de los rieles.

C.6. Conductos bajo pavimento rígido.- Un método para calcular la carga transmitida a conductos bajo pavimento rígido se da en "Vertical Pressure in Culverts Under Wheel Loads on Concrete Pavements Slabs" (2).

#### D. Resistencia de soporte de conductos rígidos

D.1. Introducción. La habilidad de un conducto para resistir en forma segura la carga calculada de tierra depende no sólo de la resistencia inherente al conducto sino también de la distribución de la carga vertical y la reacción de apoyo así como de la presión lateral que actúa contra los lados del conducto.

La resistencia inherente del conducto rígido se especifica usualmente por su resistencia en la prueba de carga de tres apoyos que es conveniente y segura pero diferente de la forma en la que actúan las cargas reales en el conducto.

Con el objeto de seleccionar la combinación más económica de la resistencia del tubo y su forma de apoyo para resistir una carga calculada con seguridad, debe establecerse una relación entre la carga calculada, la resistencia de laboratorio y la resistencia en el campo para diversas condiciones de instalación.

Al referirnos a la resistencia de soporte de un tubo instalado en el campo es necesario acompañar el término "resistencia de soporte" con una descripción de las condiciones de instalación en un caso particular.

Así como se calculan las cargas en un conducto, para la determinación de su resistencia de soporte es conveniente clasificar las condiciones de instalación como de "trinchera" y de "terraplén", las cuales se tratarán separadamente.

D.2. Resistencia de pruebas de laboratorio.- Los tubos rígidos pueden probarse en el laboratorio para determinar su resistencia por la prueba de carga sobre tres apoyos y la prueba de carga con apoyos de arena.

Ambos métodos de prueba son descritos en detalle en las especificaciones C4, C14, C118 y C76 de la ASTM.

De estas dos pruebas la de los tres apoyos es la más simple y la más usada. Los resultados de pruebas de resistencia en el laboratorio, en el caso de tubos de concreto reforzado se expresa con la carga en Kilogramos por metro de longitud que hace que se produzca una grieta de 0.25 mm y la carga última que puede resistir el tubo. En tubos no reforzados ambas cargas son esencialmente la misma y la aparición de la grieta de 0.25 mm mencionada se considera la carga última.

D.3. Apoyo de los tubos.- El contacto entre un tubo y la cimentación en la que descansa constituye su tipo de apoyo (cama). Este tiene una influencia importante en la distribución de la reacción contra el fondo del tubo y por tanto influye en la carga de soporte del tubo instalado:

D.4. Rellenos.- El suelo situado a los lados y encima del tubo constituye el relleno. Este influye en la resistencia de soporte del tubo al ejercer presión lateral contra el tubo.

D.5. Resistencia de soporte en el campo.- La resistencia de soporte en el campo de un tubo rígido es la carga máxima en Kilogramos por metro, que soportará el tubo en estado de servicio al ser instalado bajo condiciones especificadas de apoyo y de relleno.

La "resistencia de soporte en el campo" no debe confundirse con la "resistencia de trabajo" que contiene un factor de seguridad.

La resistencia de soporte en el campo, está influida por la distribución de

la carga vertical en la cima, la distribución de la reacción vertical en el fondo y la magnitud y distribución de la presión lateral contra el tubo. Es mayor que la resistencia de la prueba de carga de los tres apoyos debido a que la distribución de la carga y de la reacción es más favorable en la instalación de campo y a la completa ausencia de presión lateral en la prueba de laboratorio.

D.6. Definición del factor de carga.- La razón de la resistencia de un tubo bajo una condición de carga y de apoyos establecidos a su resistencia en la prueba de los tres apoyos se le llama factor de carga. Esta relación es expresada como fórmula

Resistencia de soporte en el campo = Factor de carga por resistencia en la prueba de carga de tres apoyos.

Este factor de carga no contiene un factor de seguridad.

Los factores de carga se han determinado experimentalmente para las condiciones comunes usadas en la construcción, tanto para conductos en trinchera como en terraplén.

D.7. Resistencia de soporte en condiciones de trinchera.

D.7.a. Clases de apoyo.- Las cuatro clases de apoyo más comunes usadas para tubos en trinchera se describen como sigue y se ilustran en la Fig. 14.

Clase A.- Cama de concreto o arco de concreto. Esta clase de apoyo puede tener dos formas.

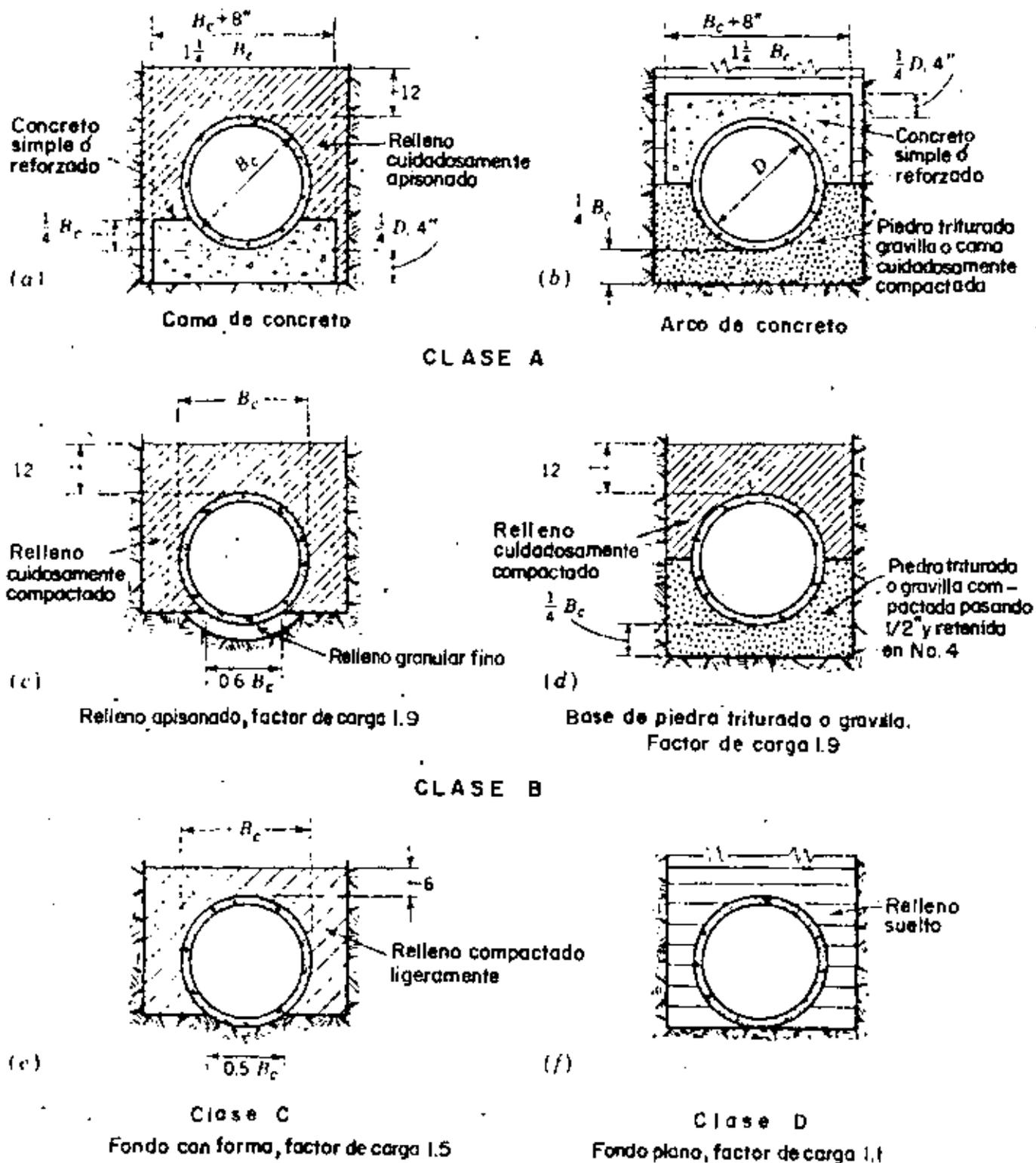


FIG. 14.- CAMAS DE TUBOS EN ZANJA

Cama de concreto. El tubo se apoya en una cama de concreto simple o reforzado con un espesor mínimo de un cuarto del diámetro interior, que sube a los lados una altura igual a un cuarto del diámetro exterior. La cama tendrá un ancho al menos igual a el diámetro exterior del tubo más 20 cm. El relleno arriba de la cama y hasta 30 cm arriba de la corona del tubo deben apisonarse cuidadosamente.

Arco de concreto.- El tubo debe apoyarse en material granular cuidadosamente apisonado con un espesor mínimo de un cuarto del diámetro exterior entre el fondo del tubo y el fondo de la trinchera, y subir hasta la mitad del tubo. La mitad superior del tubo se cubrirá con un arco de concreto simple o reforzado con un espesor mínimo de un cuarto del diámetro exterior en la corona y con un ancho mínimo igual al diámetro exterior del tubo más 20 cm.

El factor de carga para apoyo de cama de concreto de la clase A es 2.2 para concreto simple en relleno ligeramente compactado; 2.8 para concreto simple con relleno cuidadosamente compactado; y hasta 3.4 para concreto reforzado con  $p = 0.4\%$  en donde  $p$  es la razón del área del acero al área de concreto en la plantilla.

El factor de carga para el tipo de apoyo de arco de concreto de la clase A es 2.8 para concreto simple; hasta 3.4 con concreto reforzado con  $p = 0.4\%$  y hasta 4.8 si  $p = 1\%$  donde  $p$  es la razón del área de acero al área de concreto en la corona.

Clase B.- Apoyo de primera clase. La clase B puede obtenerse por cualquiera de los dos métodos de construcción siguientes:

Apoyo conformado con relleno apisonado. El fondo de la excavación de la trinchera debe conformarse para ajustarse a la superficie cilíndrica con un radio al menos 5 cm mayor que el radio exterior del tubo y un ancho suficiente para permitir que seis décimos del ancho del tubo apoye en un relleno granular fino colocado en la excavación conformada. El relleno cuidadosamente apisonado debe colocarse a los lados del tubo hasta un espesor de al menos 30 cm arriba de la cama del tubo.

Cama de material granular compactado con relleno apisonado. El tubo debe apoyarse en material granular compacto colocado en un fondo de trinchera -- plano.

El material granular será de piedra triturada o gravilla que pase una criba de 1/2" pero será retenido en la criba N4.

La cama granular tendrá un espesor mínimo de un cuarto del diámetro exterior del tubo y se extenderá hasta la mitad del tubo a los lados. El resto de los rellenos laterales y en un espesor mínimo de 30 cm arriba de la corona de el tubo se harán con material cuidadosamente compactado.

El factor de carga para cualquiera de los métodos de construcción será 1.9. Clase C. Apoyo ordinario. El tubo se apoya en la forma ordinaria en la cimentación de tierra dada por el fondo de la trinchera con una excavación que siga la forma del tubo con razonable precisión en un ancho de al menos el 50% del diámetro exterior. Los rellenos laterales y el área encima del tubo en un espesor mínimo de 15 cm encima de la corona se llenará con un relleno ligeramente compactado.

El factor de carga del apoyo de la clase C es 1.5.

Clase D. Trinchera de fondo plano. En esta clase de apoyo el fondo de la trinchera se deja plano y no se cuida que haya compactación del relleno de los lados e inmediatamente arriba del tubo.

El factor de carga de la clase D de apoyo es 1.1.

Bajo las condiciones presentes, el apoyo de la clase C, haciendo la excavación del frente de la trinchera con la forma del tubo, generalmente constituye el método de instalación más práctico y económico.

D.7.b. Roca y otras cimentaciones incompresibles.- Cuando se encuentra una cama de roca, material rocoso compacto u otro material de fundación que no sea compresible, los tubos deberán apoyarse de acuerdo con los requisitos de una de las clases de apoyo descritas, pero con las siguientes adiciones: El material duro no compresible debe excavarse a la elevación del fondo de la cama de concreto (apoyo Clase A) o debajo del fondo del tubo (apoyos Clases B, C o D) a una profundidad al menos de 15 cm. El ancho de la excavación debe ser al menos un 25% mayor que el ancho del tubo. La excavación deberá rellenarse con material granular como se especifica para los apoyos de la Clase B.

D.7.c. Los tubos de barro pueden requerir recubrirse de concreto cuando no pueda obtenerse una carga de soporte segura por los métodos de apoyo. El aumento de la resistencia de soporte que puede esperarse por el recubrimiento para las condiciones de apoyo en trinchera se muestra en la Fig. 15. Estos -

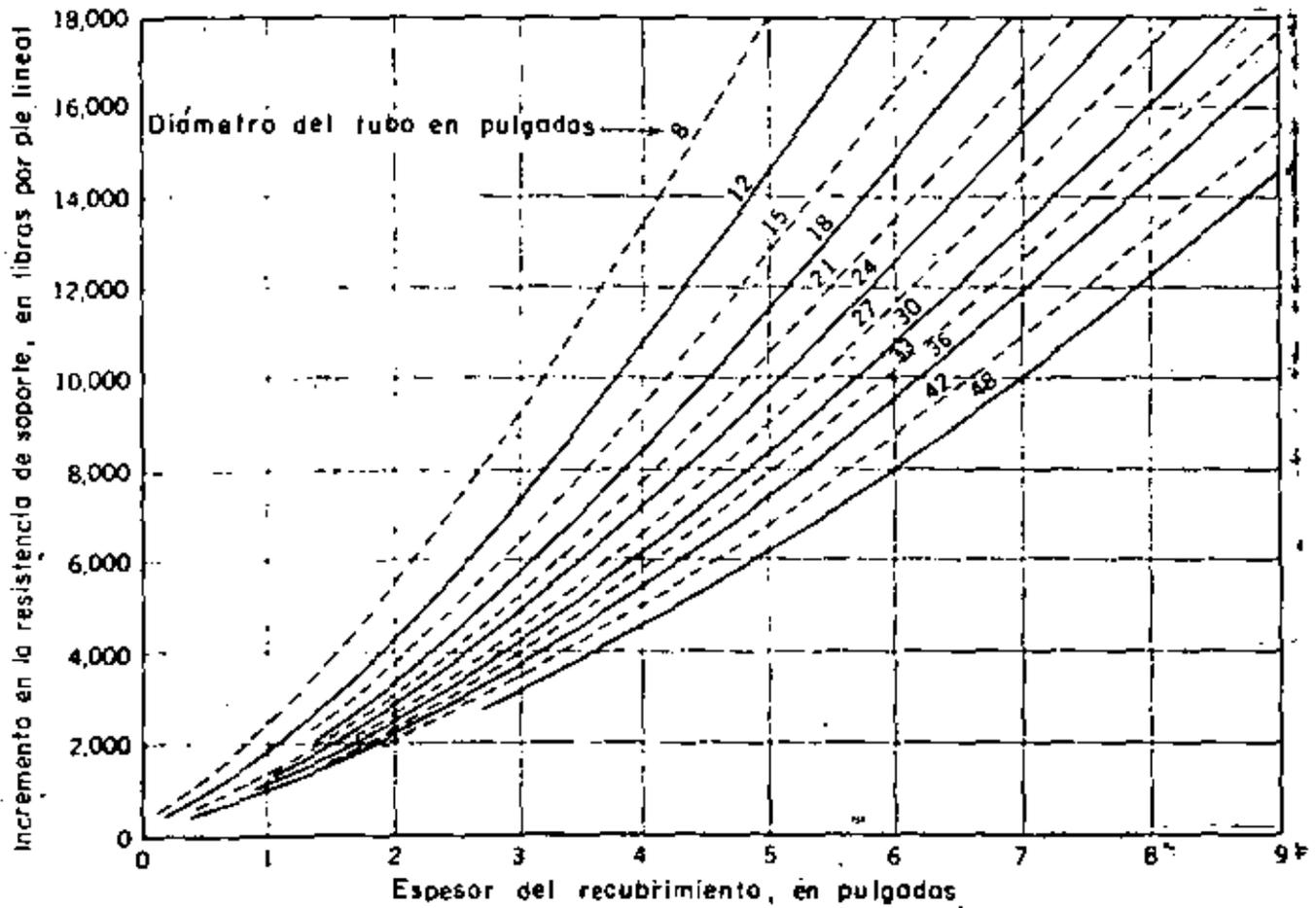


FIG. 15.- EFECTO DE CONCRETO DE 3,000 lb DE RECUBRIMIENTO EN VARIOS ESPEORES EN LA RESISTENCIA AL SOPORTE DE TUBOS BAJO CONDICIONES DE APOYO EN TRINCHERAS

valores son siete décimos de los obtenidos por la prueba de carga de los tres apoyos. (3). Para otras resistencias del concreto, la resistencia de soporte puede determinarse en proporción a la resistencia. El recubrimiento de concreto puede requerirse también para tubos construídos con pendientes comparativamente grandes donde existe la posibilidad de que las camas de tierra puedan ser erosionadas por corrientes de agua debajo o alrededor del tubo.

D.8 Resistencia de apoyo de conductos rígidos en terraplenes. Esta resistencia es posible que se vea afectada por el empuje activo contra los lados del tubo. Es por esto que se trata separadamente el caso de terraplenes y también debe separarse el tipo de proyección positiva del de proyección negativa y trinchera imperfecta.

D.8.a. Conductos de proyección positiva.- El factor de carga depende del tipo de apoyo, de la magnitud de la presión activa y del área expuesta a esta presión.

Puede calcularse con la fórmula:

$$L_f = \frac{1.431}{N - xq} \quad (11)$$

en la cual  $L_f$  es el factor de carga;  $N$  es un parámetro que depende de la clase de apoyo;  $x$  es un parámetro que depende del área sobre la que se ejerce la presión activa; y  $q$  es la razón de la presión lateral a la presión vertical total en el tubo. Esta última puede estimarse por la fórmula:

$$q = \frac{p \cdot k}{C_c} \left( \frac{H}{B_c} + \frac{p}{2} \right) \quad (12)$$

en la cual  $k$  es la razón de Rankine, ordinariamente aceptada como de 0.33.

Las clases de apoyo se muestran en la Fig. 16. Los valores de  $N$  para estas clases de apoyo son:

Clase de apoyo	Valor de $N$
A (cama de concreto simple)	0.421 a 0.505
A (cama de concreto reforzado)	0.505 a 0.636
B	0.707
C	0.840
D	1.310

Los valores del parámetro  $x'$  para la clase A de apoyo y de  $x$  para las demás clases son:

Fracción del tubo sujeta a presión lateral, $p$	$x$	$x'$
0.5	0.423	0.856
0.7	0.594	0.811
0.9	0.655	0.678
1.0	0.638	0.638

La fracción  $p$  es la razón entre la parte expuesta a presión y el diámetro.

D.8.b. Conductos de proyección negativa.- En general deberán considerarse los mismos factores de carga que para la condición de trinchera; pero debido a que es posible lograr mejores compactaciones en un terraplén se sugiere

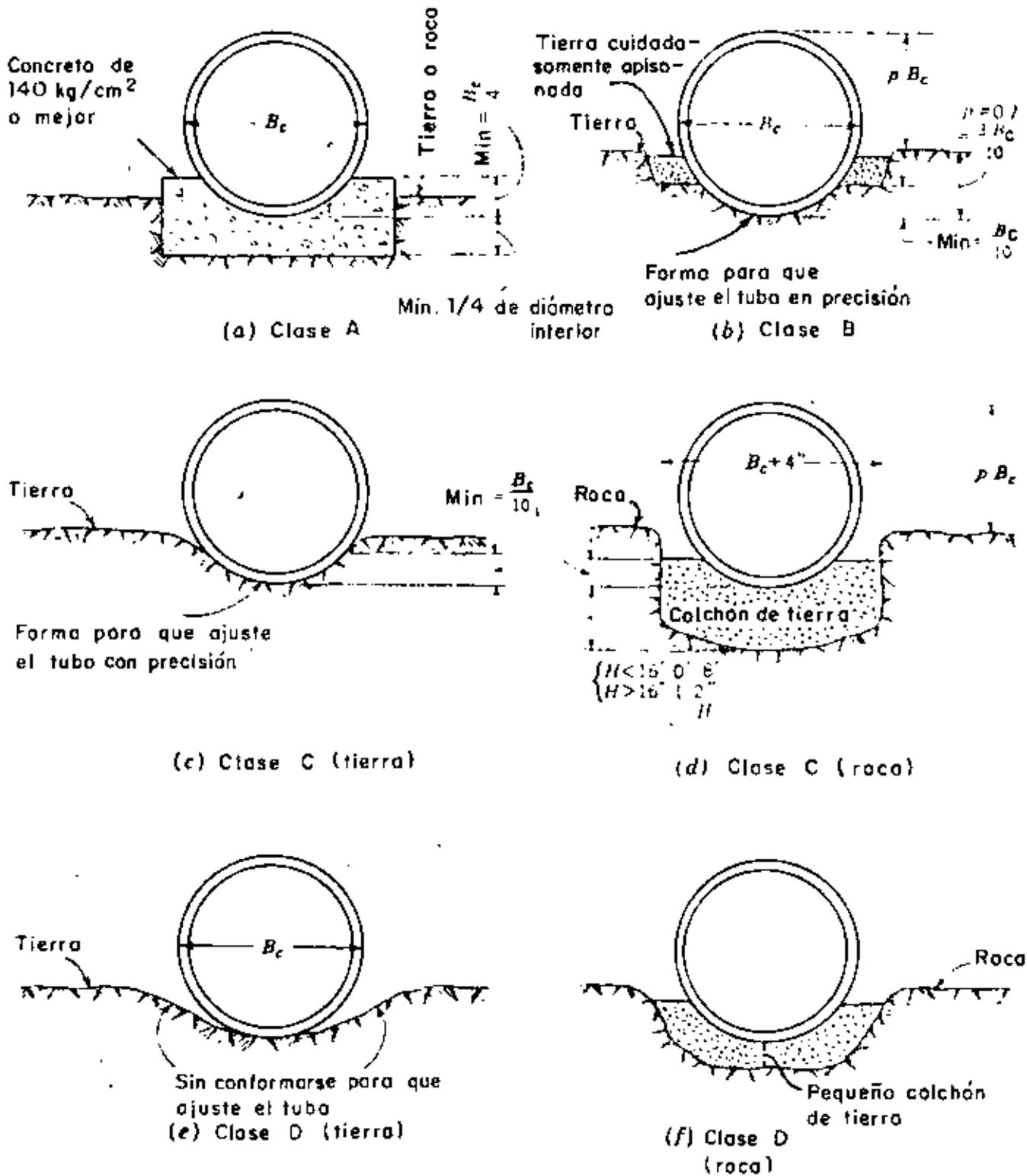


FIG. 16 - CLASES DE CAMAS PARA CONDUCTOS CON PROYECCION

que cuando esto se garantice se use la fórmula 11 y 12 con  $k = 0.15$ .

#### E. Resistencia de soporte de tubos flexibles

Los tubos flexibles incrementan su resistencia al actuar el empuje pasivo - debido a su deformabilidad.

El diseño de los tubos flexibles se dirige hacia la determinación de su deflexión bajo carga. - Un máximo de deformación se admite ser del 5% del diámetro normal.

Una fórmula para calcular esta deflexión bajo carga de tierra es

$$\Delta x = D_e \frac{K W_c r^3}{EI + 0.061 E' r^3} \quad (13)$$

En donde  $\Delta x$  es la deflexión vertical y horizontal del tubo en cm;  $D_e$  es un factor de retraso;  $K$  es una constante que depende del ángulo que subtiende el apoyo;  $W_c$  es la carga vertical del tubo en Kg por cm;  $r$  es el radio medio del tubo en cm;  $E$  es el módulo de elasticidad del material del tubo en  $\text{Kg/cm}^2$ ;  $I$  es el momento de inercia por unidad de longitud de la sección transversal de la pared del tubo en  $\text{cm}^4$  por cm;  $E' = e r$  es el módulo de reacción del suelo en  $\text{Kg/cm}^2$  y  $e$  es el módulo de resistencia pasiva del suelo circundante, en  $\text{Kg/cm}^2$  por cm.

El factor de retraso da el incremento de deflexión con el tiempo que en parte depende del tiempo en que se desarrolla la carga completa sobre el tubo. Valores que se recomiendan para este factor van de 1.25 a 1.50.

Los valores de la constante de apoyo que depende del ancho del apoyo del tubo son:

Angulo del apoyo, grados	Constante K
0	0.110
30	0.108
45	0.105
60	0.102
90	0.096
120	0.090
180	0.083

Todavía falta mucho por saber sobre el módulo de resistencia pasiva  $e$ , y su influencia en la deflexión de tubos flexibles. Una investigación mostró que este módulo es fuertemente influido por el tamaño del tubo y que, para un tipo dado de suelo para una compactación dada, el producto del módulo por el radio del tubo  $E'$  es constante, esto es que para el mismo suelo el módulo va ría inversamente con el radio.

También se observó en un número limitado de tubos en servicio que el valor de  $E'$  varía mucho, de un mínimo de 16.4 Kg/cm<sup>2</sup> en un limo arenoso limoso - sin compactar a un máximo de 560 Kg/cm<sup>2</sup> en un suelo de arenisca compactada a la densidad de Proctor. En cinco alcantarillas en que el suelo de los la- dos fue compactado (aunque no necesariamente a la densidad de Proctor) el valor de  $E'$  varió entre 35 Kg/cm<sup>2</sup> y 93 Kg/cm<sup>2</sup> y el promedio fue de 54 Kg/cm<sup>2</sup>. En base en estas observaciones se recomienda un valor de  $E' = 50$  Kg/cm<sup>2</sup> pa- ra diseño si el relleno lateral se compacta al 90% o más de la densidad de -

Proctor en una distancia de dos diámetros del tubo a cada lado.

El primer término del denominador,  $EI$ , en la ec. 13, refleja la influencia de la rigidez inherente del tubo en la deflexión; en tanto que el segundo término,  $0.061 E'r^3$ , refleja la influencia del empuje pasivo a los lados del tubo. El segundo término puede ser excesivamente preponderante, en el caso de tubos de gran diámetro, con el resultado de que un tubo muy ligero puede aparecer como satisfactorio. Como la pared del tubo debe tener suficiente resistencia a la flexión y a la carga axial para producir y utilizar el empuje pasivo a los lados del tubo se recomienda como medio práctico, que el valor de  $EI$  nunca sea menor de un 10% a 15% del término  $0.061 E'r^3$ .

Los tubos de metal corrugado son el tipo más usado de tubos flexibles para drenaje. Las láminas de que se fabrican estos tubos son de dos tipos generales, estándar y estructural. Las corrugaciones estándar son de 1.2 cm de profundidad con un espaciado de 6.7 cm centro a centro. Las corrugaciones en placa estructural son de 5 cm de profundidad con espaciado de 15 cm centro a centro. En la Tabla 2 se indican momentos de inercia y calibres de estos dos tipos de corrugaciones.

MOMENTOS DE INERCIA DE LAMINAS CORRUGADAS  
(pulgadas<sup>4</sup> por pulgada)

42.

Calibre	Espesor	Corrugación estándar	Corrugación placas estructurales
1	0.2690	....	0.16541
3	0.2391	....	0.14588
5	0.2092	....	0.12670
7	0.1793	....	0.10777
8	0.1644	0.00550	0.09610
10	0.1345	0.00450	0.07812
12	0.1046	0.00350	0.05455
14	0.0747	0.00250	...
16	0.0598	0.00200	...

TABLA 2

La ecuación 13 ha sido desarrollada para conductos flexibles bajo terraplenes. Los drenes de lámina corrugada que deben soportar un relleno no deben desplantarse sobre una cama rígida; debe proporcionarse siempre un colchón de tierra compresible.

El metal corrugado no debe recubrirse de concreto. Para tubo de lámina corrugada instalado en trincheras, deberán usarse los manuales de los fabricantes para las recomendaciones sobre calibres y corrugaciones.

F. FACTOR DE SEGURIDAD Y RELACIONES DE DISEÑO

En el diseño de un tubo rígido, las resistencias son medidas usualmente en tér

minos de la resistencia última obtenida en la prueba de carga de los tres apoyos para concreto simple y para la aparición de una grieta de 0.25 mm para los de concreto reforzado. Por tanto la resistencia especificada por el método de carga de los tres apoyos dividida entre el factor de seguridad apropiado da la resistencia de trabajo en término de la carga en tres apoyos. Debe aplicarse un factor de seguridad de 1.5 a la carga última mínima de la prueba de los tres apoyos para determinar la resistencia de trabajo de todos los tubos rígidos.

Los conductos flexibles fallan por exceso de deformación y alcanzan un estado de falla incipiente a una deflexión aproximadamente del 20% de su diámetro inicial.

Se recomienda una deflexión límite del 5% con un factor de seguridad de 1.25. Los factores de seguridad establecidos no justifican una construcción defectuosa. Es obligatorio que las suposiciones del diseño se llevan a la práctica si se desea prevenir fallas.

Se pueden establecer las siguientes relaciones de diseño:

Resistencia de soporte segura:  $\frac{\text{Resistencia de soporte en el campo}}{\text{factor de seguridad}}$

en donde la resistencia de soporte en el campo es igual a la resistencia de la prueba en los tres apoyos por el factor de carga; o sea

Resistencia de soporte segura =  $\frac{\text{Resistencia en tres apoyos} \times \text{factor de carga}}{\text{factor de seguridad}}$

y como la resistencia de soporte segura debe ser igual a la carga máxima en el campo.

La resistencia requerida en la

prueba de los tres apoyos = 
$$\frac{\text{Carga máxima en el campo} \times \text{factor de seguridad}}{\text{factor de carga}}$$

### G - Instalación en túnel

G.1 . General.- Cuando el dren es muy profundo o cuando las obstrucciones en la superficie son tales que dificultan construir el dren por el sistema de "cortar y cubrir" puede ser más económico poner el dren utilizando un túnel.

El procedimiento usual en este evento, consiste en excavar primero el túnel, dando un soporte o ademe al terreno que puede estar formado por marcos de acero o de madera con forro de estos materiales para colocar el tubo después de terminada la excavación con su ademe. (Fig. 17).

El espacio comprendido entre el ademe y el tubo se rellena con tierra compactada o lechada de cemento inyectada. En muchas ocasiones especialmente en conductos de concreto, el conducto se cuele en el lugar por lo que se establece el contacto con el ademe al hacerse este colado.

Como es aparente, las condiciones que se presentan al instalar alcantarillas mediante la excavación en túnel difieren radicalmente de las que se tienen cuando la alcantarilla se instala en trinchera o en terraplén. En estos casos la presencia del conducto antes de colocar el relleno o el terraplén hace que éste cargue el peso de la tierra que se le coloca encima más o menos las fuerzas friccionantes que pueden aparecer en los planos friccionantes que supone Marston y también cabe pensar en una interacción suelo estructura -

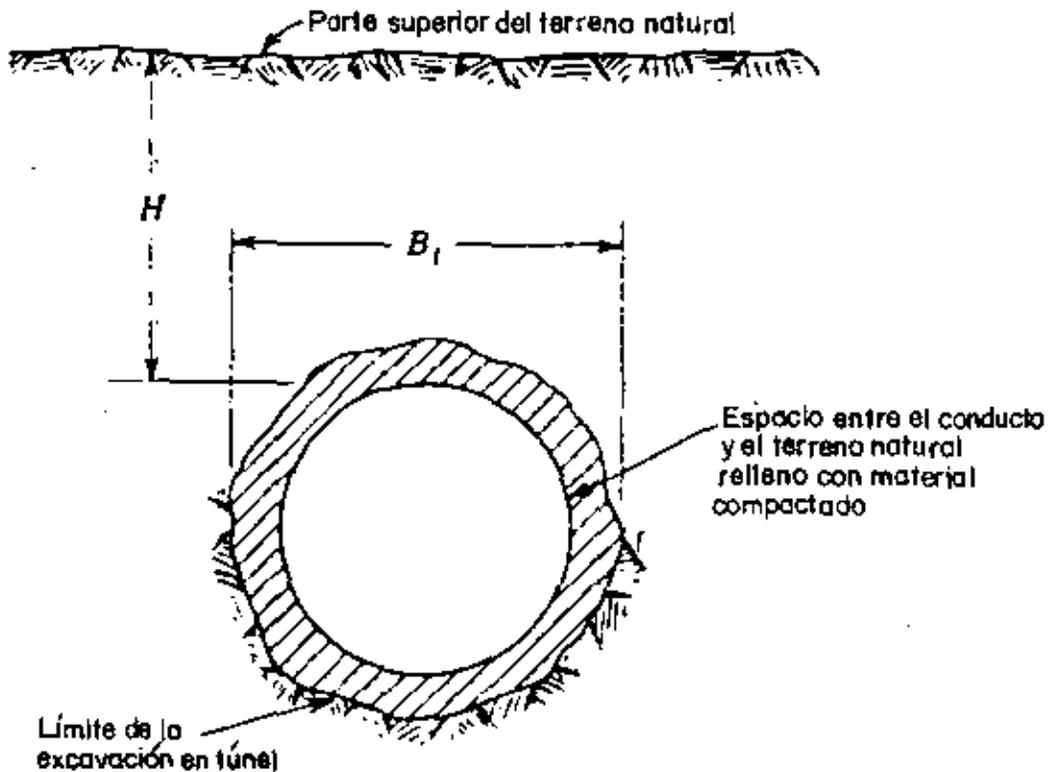


FIG. 17-CONDUCTO EN TUNEL

particularmente importante en el caso de los tubos flexibles; pero no son estas las condiciones que se tienen en la instalación en túnel por que el contorno adentro del cual queda el conducto es o se hace estable antes de instalar el conducto.

#### G.2. Esfuerzos en el contorno de una excavación en túnel

Cuando se hace una excavación en túnel se cambia el estado de esfuerzos existentes en el terreno antes de la excavación. Pensando como una prime

ra aproximación para la solución a este problema, que se trata del caso de - un material elástico, homogéneo e isotrópico, con suficiente resistencia como para soportar con un margen de seguridad adecuado los esfuerzos que se generan al practicar la excavación, son aplicables las ecuaciones de Kirsh:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} - 4 \frac{R^2}{r^2}\right) \cos 2\psi \\ \sigma_\theta &= \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) + (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4}\right) \cos 2\psi\end{aligned}\quad (14)$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 - 3 \frac{R^4}{r^4}\right) + 2 \frac{R^2}{r^2} \sin 2\psi$$

$$\sigma_z = \nu (\sigma_r + \sigma_\theta) = (\sigma_v + \sigma_h) + 2 (\sigma_v - \sigma_h) \frac{R^2}{r^2} \cos 2\psi$$

donde:

$\sigma_v$  y  $\sigma_h$ , son los esfuerzos existentes (vertical y horizontal) a la profundidad del túnel

$\sigma_r$ , es el esfuerzo radial en la roca

$\sigma_\theta$ , es el esfuerzo tangencial en la roca

$\sigma_z$ , es el esfuerzo longitudinal en la roca (en la dirección del eje de la excavación)

$R$ , Es el radio de la excavación

$r$ , es la distancia del centro de la excavación

$\psi$ , es el ángulo polar.

$\nu$ , es el coeficiente de Poisson

Según estas ecuaciones los esfuerzos en la pared de la excavación son:

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0$$

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma_v + \sigma_h + 2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\psi \\ \sigma_z &= \tau \left[ (\sigma_v + \sigma_h + 2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\psi \right] \end{aligned} \quad (15)$$

Llamando

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

se tiene que

$$\sigma_\theta = \sigma_v \left[ 1 + K_0 + 2(1 - K_0) \cos 2\psi \right]$$

Para  $\psi = 0^\circ$ , puntos extremos de un diámetro horizontal

$$\sigma_\theta = \sigma_v (3 - K_0)$$

Para  $\psi = 90^\circ$ , techo y fondo de la excavación

$$\sigma_\theta = \sigma_v (3 K_0 - 1)$$

Por ejemplo si  $K_0 = 1$  para  $\psi = 0^\circ$  y  $\psi = 90^\circ$

$$\sigma_\theta = 2 \sigma_v$$

Si  $K_0 = 0.5$

Para  $\psi = 0$

$$\sigma_\theta = 2.5 \sigma_v$$

Para  $\psi = 90^\circ$

$$\sigma_\theta = 0.5 \sigma_v$$

Si se tiene en cuenta que la presión vertical existente  $p_v$  a una profundidad  $h$  es igual  $wh$  en que  $w$  es el peso volumétrico del material de rocas que pueden ser granito, basalto, gneiss, etc., estos materiales alcanzan resistencias a la ruptura fácilmente de 900 Kg/cm<sup>2</sup> y si los suponemos un coeficiente de seguridad de 1.5 podrían trabajar con seguridad a 600 Kg/cm<sup>2</sup>. En una ex

cavación circular hecha a una profundidad  $h$ , para  $K_0 = 0.5$ , y  $\gamma = 2.1$  Ton/m<sup>3</sup>, el contorno de la excavación en túnel es estable por sí sólo a la profundidad  $h$  que sigue

$$2.5 \times h \times 2.1 = 6000$$

$$h = 1142.8 \text{ m}$$

Lo anterior acontece en un material elástico y resistente pero las rocas no son elásticas, sino que tienen un comportamiento visco-elástico, esto es, a carga constante, una probeta a compresión simple sufre una deformación instantánea que crece con el tiempo a una velocidad decreciente y después de un cierto intervalo la velocidad de deformación se hace constante.

Este tipo de comportamiento hace que los esfuerzos en la zona del túnel se vayan disipando gradualmente primero en el frente de excavación y después en el contorno de la misma.

Esta disipación gradual de esfuerzos es favorecida por el proceso de construcción ya que la excavación no es instantánea sino requiere tiempo, de tal modo que aunque la resistencia a la compresión no confinada sea muy inferior a la presión teórica que se presentaría en el contorno si el material fuera elástico, para comportamiento viscoelástico, el contorno no falla sino simplemente sufre un desplazamiento que se detiene en poco tiempo. En materiales como tobas o areniscas parcialmente cementadas estos desplazamientos son de unos cuantos centímetros.

Este comportamiento ha sido comprobado mediante modelos físicos a escala geométrica reducida sujetos a una presión igual a la que tendría el prototipo. (4) . En estos modelos se ha llegado a emplear arena sin mas cohesión que la que le proporciona su contenido de humedad estimada en  $0.05 \text{ Kg/cm}^2$ , siendo la presión aplicada  $13.6 \text{ Kg/cm}^2$  el esfuerzo elástico que se tendría en el contorno aún para  $K_0 = 1$  y  $\varphi = 0$ , sería de  $27.2 \text{ Kg/cm}^2$ , habiéndose observado que el contorno se mantiene inalterado, sin fallar. (Ver fotos).

En este modelo , escala 1:80, aunque se aplicó la presión de roca no se representó el efecto del peso propio del material pues los esfuerzos por peso propio en el modelo, por ser la escala de pesos volumétricos igual a la unidad, están a la escala de líneas y son mucho menores de los que se presentan en el prototipo.

De hecho la fórmula de Kirsh tampoco considera el peso propio del material sino que los esfuerzos  $p_v$  y  $p_h$  se suponen aplicados en las fronteras de una tajada confinada del material elástico, por lo que sus fórmulas dan los esfuerzos que resultan bajo esta condición de carga al existir una horadación. Es por ésto que la realidad del problema de los túneles es, que aunque los esfuerzos existentes se disipan en el contorno de la excavación como mostró el modelo visco-elástico, hay una cierta altura de material cuyo peso gravita sobre el techo de la misma.

### G.3 Carga sobre el techo del túnel

Entre las diversas fórmulas en uso para calcular la carga que recibe el techo

del túnel por efecto del peso de una parte del material que está encima, la más experimentada es la de Protodyakonov. (Ref. 5).

Según este autor el material que gravita sobre el techo sigue un contorno - parabólico de ancho B igual al ancho de la excavación y altura al centro dada por la ecuación: (para deducción véase Apendice 2)

$$h = \frac{B}{2 f}$$

donde:

f que se le denomina factor de resistencia, tiene los valores siguientes:

$f = \text{Tan } \phi$  en suelos friccionantes

$f = \text{Tan } \phi + \frac{C}{C_c}$  en suelos cohesivos

$f = \frac{\sigma_k}{100}$  en rocas

en que:

$\phi$  = ángulo de fricción interna

C = cohesión

$C_c$  = Resistencia a la compresión no confinada

$\sigma_k$  = Resistencia a la compresión en especímenes cúbicos en Kg/cm<sup>2</sup>

En la Tabla 3 se dan valores de "f" para varios materiales

En vista de la forma parabólica de la carga, la carga total por unidad de longitud es

$$W = \frac{w B^2}{3 f} \quad (16)$$

T A B L A 3.

GRADO DE RESISTENCIA	ENOMINACION DE LA ROCA. (SUELO)	PESO VOLU METRICO KG/M3	RESISTENCIA APLAS TAMIENTO (Kg/cm2)	FACTOR DE ESFUERZO "f"
Media,	Varios esquisto y pizarras, Marga densa	2400-2600	300	3
Moderada mente flojo	Esquistos, flojos y calizas muy sueltas, yeso, suelo congelado, Marga comun, Areniscas en bloques, grava cementada y boleó, pedregales.	200-2600	200-150	2
Moderada mente flojo	Terrano con grava. Esquistos en bloque fisurado, boleó y grava comprimidas, Arcilla dura.	2200-2240	====	1.5
flojo	Arcilla densa, Basito cohesivo.	2000-2200	====	1.0
flojo	Marga suelta, loess, grava.	1800-2000	====	0.8
Suelos	Suelo con vegetación, turba, marga suave, arena mojada,	1600-1800	====	0.6
Suelos granulares	Arena, grava fina	1400-1600	====	0.5
Suelos plásticos	Sedimentos, loess modificado y otros suelos en condición líquida	====	====	0.3

La teoría de Protodyaknov ha sido probada con experimentos en modelos que revelan que, con la excepción de pequeñas profundidades, las presiones no son sensiblemente afectados por la profundidad en la que está situado el túnel.

La carga del techo debe ser soportada por el ademe, y es la práctica común que esta misma carga sea la que resiste la estructura del túnel, previendo que con el tiempo el ademe se vuelva incapaz de tomar carga, por oxidación si el ademe es de acero o por putrefacción si es de madera.

El diseño de la estructura del túnel puede hacerse utilizando el concepto de factor de carga empleado por Marston pudiendo asimilarse la clase B de las alcantarillas en zanja a la condición en túnel, o la clase A si el contacto se hace con concreto, como es lo común. De acuerdo con este criterio si la alcantarilla no es prefabricada el ducto puede diseñarse para la condición de los 3 apoyos y la carga de diseño en esta condición multiplicada por el factor de carga deberá ser igual a la carga dada por la ec. 16 multiplicándose por el factor de seguridad.

#### G.4 Efecto de la presión del agua

Cuando el túnel se haya debajo del nivel freático la presión de tierra en la alcantarilla debe calcularse con el peso sumergido del material,  $w' = w - 1$  pero debe sumársele el efecto de la presión del agua. Resultan diseños -- muy económicos porque la presión del agua prácticamente sólo produce esfuerzo de compresión en la pared de la alcantarilla.

En cambio en este caso los ademes resultan más cargados que la alcantari-  
lla, pues durante la construcción se anula la presión del agua en el contor-  
no de la excavación, pero debe considerarse el peso volumétrico del mate-  
rial saturado para calcular la carga del techo y a esta carga sumársele la -  
presión de infiltración que se genera que es igual a la presión del agua.  
Aunque la resistencia del ademe debe incrementarse, el principal problema  
creado por la presión de infiltración está en que se presenta el peligro de -  
socavación en arenas o limos sueltos que hace que el material fluya como un  
líquido hacia la excavación. Este es sin duda el problema más grave que se  
presenta en la construcción de túneles y para resolverlo se han intentado di-  
versas soluciones.

Una de ellas ha sido la de abatir el nivel piezométrico a la profundidad del -  
túnel, mediante bombeo efectuado antes de hacer la excavación. Este recur-  
so reduce la presión de infiltración y consiguientemente el peligro de socava-  
ción, aunque suele ser muy costoso.

Otro recurso consiste en trabajar con aire a presión en el frente de la exca-  
vación construyendo lo que se denomina la cámara hiperbárica. Este recur-  
so que también es muy costoso es muy limitado pues sólo es práctico usar -  
presión de una atmósfera para no disminuir exageradamente el rendimiento -  
de los trabajadores.

El problema de túnel en material permeable sujeto a fuertes presiones de -  
agua no ha sido resuelto satisfactoria y económicamente.

### G.5 Túneles en arcillas blandas con presión de poro

Las arcillas blandas con presión de poro, caso típico de la ciudad de México, por su gran deformabilidad y la acción de la presión de infiltración exigen un procedimiento de construcción que impida el movimiento del contorno de la excavación y del frente. Esto se ha logrado mediante el sistema del escudo dotado de cámara a presión de aire. Mediante este sistema es posible acomodar en lo que se llama el "faldón del escudo" un ademe formado por un anillo de dovelas de concreto. (Fig. 18). Al avanzar el escudo el faldón deja libre un espacio igual al espesor del mismo, que la arcilla llena en forma instantánea.

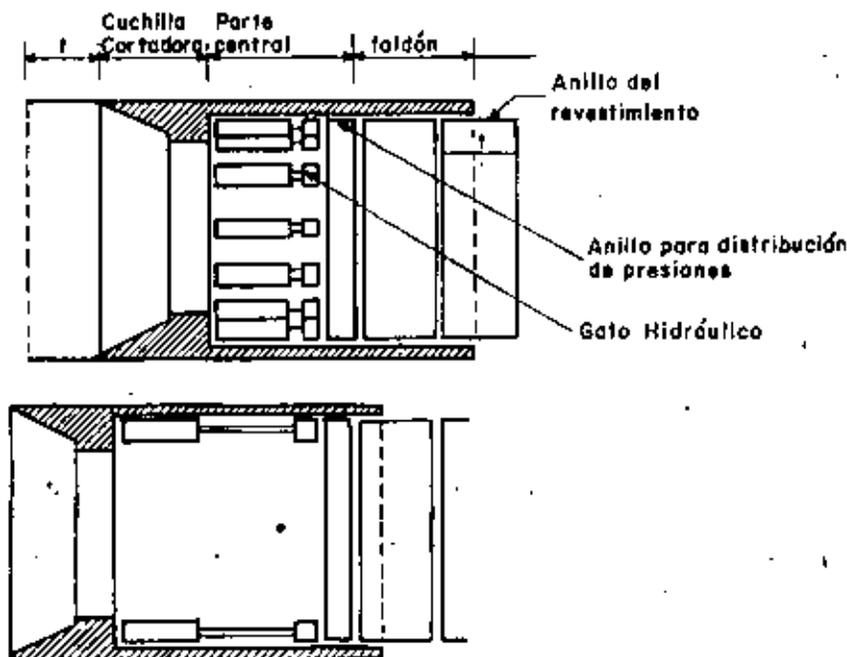


FIGURA 18. EXCAVACION CON ESCUDO

Este es un caso en que no son aplicables ni la teoría de Marston ni la de Protodyakonov para calcular la carga del túnel, pues al impedirse prácticamente el movimiento del contorno, que de otra forma puede cerrar la excava-

ción, no se disipan los esfuerzos, quedando la alcantarilla sujeta a la presión geostática que corresponde a su profundidad, (6) lo que produce un efecto de flotación y consecuentemente fuerzas rasantes en la arcilla que deben equilibrar esta flotación.

De no existir suficiente capacidad de la arcilla para resistir la presión que ejerce sobre ella al ademe por efecto de flotación, no sería posible este método de construcción. En la Ciudad de México resulta paradójico el hecho de que por efecto de la consolidación de la arcilla, debida al bombeo de los acuíferos profundos, la resistencia al cortante de ésta ha aumentado lo suficiente para hacer posible la construcción de los drenes profundos que se han hecho necesarios por causa del propio bombeo.

El problema de la presión del agua tanto en materiales permeables como en las arcillas blandas, que se ha solucionado hasta ahora mediante bombeo y presión de aire, ofrece un campo abierto a la investigación para encontrar métodos mas económicos. Actualmente se está trabajando activamente en este campo.

## APENDICE 1

### Teoría de Marston

Esta teoría fue desarrollada originalmente para suelos granulares, secos, sin cohesión, colocados sobre una alcantarilla. El desplazamiento de la masa de tierra se limita por la fricción que se desarrolla en los planos verticales de cortante.

Estos planos pueden representarse por las verticales dibujadas tangentes al ducto de ancho  $B$ . La resistencia al cortante que actúa a lo largo de estas verticales y que se opone al desplazamiento puede suponerse como

$$Z = \sigma_h \tan \phi$$

Si el peso unitario del suelo se le denota  $w$  y a la razón entre la presión horizontal y vertical con  $K$ , entonces el esfuerzo  $\sigma_h$  que actúa normalmente al plano de cortante debido al esfuerzo vertical  $\sigma_v$ , se desarrolla a una profundidad  $Z$  bajo la superficie del terreno y se puede expresar por  $\sigma_h = K \sigma_v$

Las fuerzas que actúan en el prisma de ancho  $B$  y altura  $dz$  a la profundidad  $Z$  están ilustradas en la Fig. 1. El equilibrio de estas fuerzas

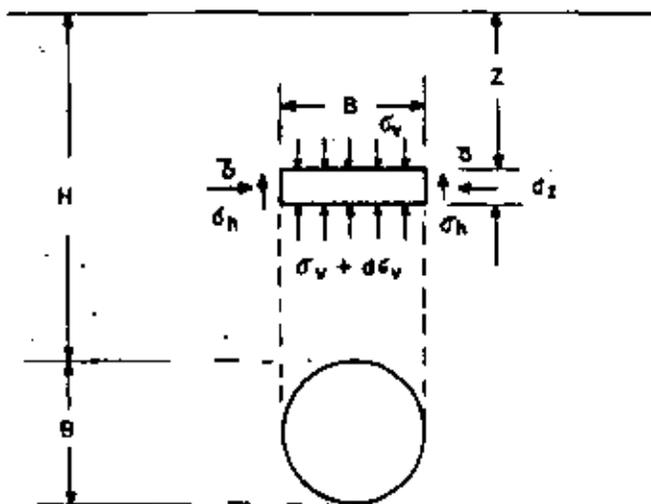


Fig. 1. Suposiciones de Marston

puede expresarse con

$$B w dz = B (\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2z dz$$

Substituyendo

$$\sigma_n = k\sigma_v, \quad z = \sigma_v \tan\phi = k\sigma_v \tan\phi$$

tenemos

$$B w dz = B (\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2k\sigma_v \tan\phi dz$$

de donde

$$B d\sigma_v = (B w - 2k\sigma_v \tan\phi) dz$$

$$\frac{B d\sigma_v}{B w - 2k\sigma_v \tan\phi} = dz$$

$$\int \frac{B d\sigma_v}{B w - 2k\sigma_v \tan\phi} = z + C$$

Llamando

$$u = B w - 2k\sigma_v \tan\phi$$

$$du = -2k \tan\phi d\sigma_v$$

$$\therefore B d\sigma_v = -\frac{B du}{2k \tan\phi}$$

$$\int -\frac{B}{2k \tan\phi} \frac{du}{u} = -\frac{B}{2k \tan\phi} \ln(B w - 2k \tan\phi \sigma_v) = z + C \quad (1)$$

Supondremos provisionalmente que cuando  $z = 0$ ,  $\sigma_v = q$  (sobrecarga)

Entonces

$$-\frac{B}{2k \tan\phi} \ln(B w - 2k \tan\phi q) = C$$

Substituyendo en (1):

$$-\frac{B}{2K \tan \phi} \cdot L \cdot \frac{Bw - 2K \tan \phi \sigma_v}{Bw - 2K \tan \phi q} = Z$$

$$\dots \frac{Bw - 2K \tan \phi \sigma_v}{Bw - 2K \tan \phi q} = e^{-\frac{2K \tan \phi Z}{B}}$$

$$\frac{Bw}{2K \tan \phi} - \sigma_v = \left( \frac{Bw}{2K \tan \phi} - q \right) e^{-\frac{2K \tan \phi Z}{B}}$$

Para  $q = 0$

$$\sigma_v = \frac{Bw}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-\frac{2K \tan \phi Z}{B}} \right)$$

y para  $Z = H$

$$\sigma_v = \frac{Bw}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-\frac{2K \tan \phi H}{B}} \right) \quad (2)$$

Cuando  $\frac{H}{B}$  es suficientemente grande el término entre los parentesis tiende a 1 y la carga total en el ancho B vale

$$W = \frac{w B^2}{2K \tan \phi} \quad (3)$$

Esta expresión tiene gran parecido con la obtenida por Protodyakonov (Ver apéndice 2) pero la K de Rankine aproximadamente vale  $\frac{1}{3}$  y la carga sería 4.5 veces la carga de Protodyakonov.

Terzaghi extendió esta teoría al caso de túneles ampliando el ancho B a

$2 \left[ \left( \frac{B}{2} + B \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right) \right]$  para incluir a las cuñas de cada lado del túnel que se forman por hipotéticos planos de ruptura.

Esta ampliación del ancho lo hace crecer aproximadamente al doble y como la carga depende del cuadrado de este ancho, la carga se cuadruplicaría; pero Terzaghi admite que  $K$  debe considerarse igual a 1.

Por lo que la carga de Terzaghi ( $W_T$ ) en relación con la de Protodyakonov - ( $W_P$ ) es:

$$\frac{W_T}{W_P} = \frac{4 w B^2}{2 \tan \phi} \frac{3 \tan \phi}{w B^2} = 6$$

No es raro que haya tan grandes discrepancias entre ambos criterios puesto que se parte de conceptos tan diferentes, siendo una curiosa coincidencia el que las ecuaciones sean tan parecidas. La visualización de Marston es aplicable a alcantarillas en zanja y terraplén y no es aplicable a la condición de túnel.

Tal parece que los requisitos que deben emplearse para que la teoría de Marston sea aplicable a túneles son que  $K$  sea igual a uno y que el ancho  $B$  se limite, como él lo hace, al ancho de la excavación sin admitir que existe una zona fallada a los lados de la misma como supuso Terzaghi. Ambos requisitos corresponden al comportamiento viscoelástico de la roca que permite el alivio de los esfuerzos en el contorno de la excavación debidos a la presión geostática, cosa que presupone la teoría de Protodyakonov, quedando únicamente como carga el peso de una porción de material arriba del techo.

Para  $K = 1$ , la teoría de Marston y la de Protodyakonov conducen sorprendentemente al mismo valor de la presión para suelos granulares sin cohesión.

La única diferencia está en que según Protodyakonov la distribución de presiones sigue una ley parabólica.

Tratándose de túneles es lícito contar con la cohesión ( $c$ ) en cuyo caso la teoría de Marston permite incluirla fácilmente, haciendo  $Z = c + \sigma_v \tan \phi$ , con lo que se llega a la expresión

$$\sigma_v = \frac{B w - 2 c}{2 \tan \phi} \quad (4)$$

que resulta de despreciar el factor reductor del término entre paréntesis (ec.

2). Este factor valdría 0.97, para  $\frac{H}{B} = 3$  con  $K = 1$  y  $\phi = 30^\circ$ .

La expresión (4) justifica la supresión del ademe cuando se satisface que

$$c = \frac{B w}{2} \quad (5)$$

caso muy interesante al que no puede llegarse con la teoría de Protodyakonov.

La expresión (4) aparentemente válida en el caso de los túneles no se justifica en las alcantarillas, particularmente en zanja, en que por el hecho de excavar y rellenar sin compactar con el material que se excava, no sería lícito contar con la cohesión, y tampoco sería justificado el empleo de  $K = 1$ , pues es más probable que se desarrolle el empuje activo de los prismas adyacentes contra el prisma interior que es bastante deformable.

## APENDICE 2.

### Teoría de Protodyakonov

Está fundada en la determinación del arqueo natural en la roca. Al desarrollar su teoría para materiales granulares, Protodyakonov supuso que se desarrolla un arco arriba del cual sólo se garantiza el equilibrio si a lo largo de la línea A O B, Fig. 1, hay únicamente esfuerzos de compresión desprovistos de todo efecto de flexión. El arco que se forma bajo esta suposición seguirá con buena aproximación una forma parabólica. Las fuerzas que actúan en una sección DO del arco son:

- La resultante horizontal T de las reacciones que actúan desde la derecha, en la corona O.
- La resultante  $p_v x$  de las presiones verticales.
- La reacción tangencial R' en el punto D de las fuerzas de la izquierda en la mitad inferior del arco.

Tomando momentos con respecto a D tenemos

$$M_D = -Ty + \frac{p_v x^2}{2} = 0, \quad \frac{p_v x^2}{2} = Ty$$

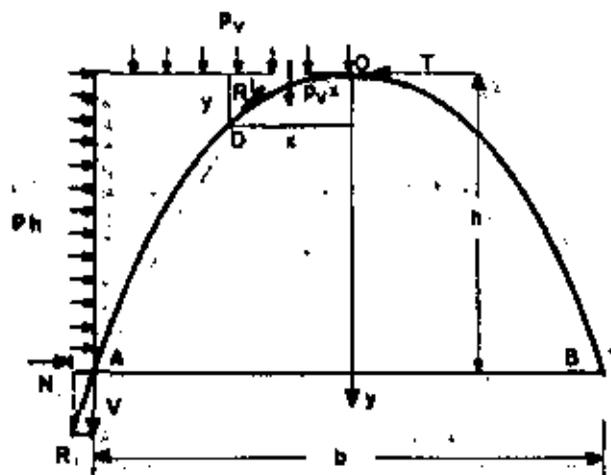


Fig. 1.- Anotaciones y suposiciones de Protodyakonov.

En el arranque A, la presión se ejerce por la reacción R que puede descomponerse en una componente vertical V y una horizontal N. La componente verti

cal produce un asentamiento mientras que la horizontal tiende a abrir el arco.

La resistencia de este arco natural puede derivarse de la condición de que cualquier desplazamiento producido por la fuerza horizontal  $N$  es evitado por la resistencia friccionante que se desarrolla en el plano A-B bajo la presión vertical.

Con símbolos:  $N = V f$ , donde  $V = p_v \frac{b}{2}$ , y  $f$ , el coeficiente de fricción interna =  $\tan \phi$

Una reserva de seguridad adicional contra el desplazamiento horizontal la da la presión horizontal que se genera en las masas de roca lateral. Así

$$N = p_v \frac{b}{2} f - p_h \cdot h$$

Substituyendo los valores límites  $x = \frac{b}{2}$ ,  $y = h$  y  $T = N$  en la ecuación general de la parábola

$$p_v \frac{b^2}{4x^2} = (p_v \frac{b}{2} f - p_h \cdot h) \cdot h$$

de donde

$$p_h = p_v \frac{b}{2} \frac{4 f h - b}{4 h^2}$$

La altura  $h$  del arco se deriva de la condición de que está asociada con el valor máximo de  $p_h$ . Por tanto derivamos esta expresión con respecto a  $h$

$$\frac{d p_h}{d h} = p_v \frac{b}{2} \frac{\frac{b}{2} - f h}{h^3} = 0$$

donde

$$h = \frac{b}{2f} = \frac{b}{2 \tan \phi}$$

Sustituyendo este valor en la expresión de  $p_h$  obtenemos

$$p_h = \frac{p_v f^2}{2}$$

e insertando esto en la condición

$$T = p_v \frac{b}{2} f - p_h h$$

$$T = p_v \frac{b}{2} f - p_v \frac{b f}{4} = p_v \frac{b f}{4}$$

Al sustituir, la ecuación de la parábola es

$$\frac{p_v x^2}{2} = T y = \frac{p_v b f}{4} y, \quad y = \frac{2 x^2}{b f}$$

La carga que actúa en el túnel es, así, el peso de las masas de roca confinadas dentro de la parábola; las que están fuera de esta línea transmiten su peso por la acción de arqueo. El área de la parábola es

$$A = \frac{2}{3} b h$$

y la carga por unidad de longitud

$$W = \frac{2}{3} w b h$$

y sustituyendo el valor

$$h = \frac{b}{2 \tan \phi}$$

tenemos

$$W = \frac{1}{3} w \frac{b^2}{\tan \phi}$$

Indudablemente que esta teoría es sólo un intento para resolver el difícil problema de la carga sobre el techo de un túnel. La principal objeción - que puede hacerse es que partiendo de la base de que se trata de un material granular sin cohesión supone la existencia de un arco de este material sujeto a compresión simple, que evidentemente no puede existir, pues un arco para poder resistir compresión simple tiene que estar hecho de un material cohesivo.

Por otra parte el hecho de que Protodyakonov haga influir la cohesión en el denominador de su ecuación, es bastante desafortunado, pues en el caso de los suelos cohesivos el valor de  $f = \tan \phi + \frac{c}{C_c}$  sigue siendo función de  $\phi$  y no de la cohesión (c) del material puesto que  $C_c$ , resistencia a la compresión no confinada, es igual a  $2 c \tan (45^\circ + \phi/2)$  por tanto

$f = \tan \phi + \frac{1}{2 \tan (45^\circ + \phi/2)}$ . Es más racional en este sentido la expresión de Marston que considera la cohesión como un término sustractivo en el numerador.

La sorprendente identidad de resultados entre Protodyakonov y Marston con sólo hacer  $K = 1$  en la ecuación de Marston es lo que da más crédito a la validez de los resultados de ambas teorías pues en el fondo ambos están admitiendo el hecho fundamental de la disipación de los esfuerzos existentes antes de la excavación, ya que ambas expresiones son independientes de la profundidad del túnel.

Una curiosa discrepancia que resulta entre estas dos teorías de tan diferentes planteamientos es, que no obstante que Marston necesita que  $K$  sea igual a 1 para igualarse a Protodyakonov, este obtiene para  $K$ , en la altura  $h$ , un valor de  $\frac{f^2}{2}$  que es un valor muy bajo. Cabe señalar que esto ocurre en la altura  $h$ , pero a mayor altura el comportamiento viscoelástico tiene como consecuencia que  $K$  sea la unidad en ambos casos.

1. Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers preparado por el Joint Committe of the American Society of Civil Engineers and the Water Pollution Control Federation. ASCE Manuals of Engineering Practice No. 37.
2. "Vertical Pressures Under Wheel Loads on Concrete Pavement Slabs". ST-65 Portland Cement Assn., Chicago, Ill., 1951.
3. "Supporting Stregth of Concrete-Incased Clay Pipe". por W. J. Schlick, Bulletin No. 93, Iowa Eng Experiment Station, Ames, 1929.
4. "Diseño de túneles en roca mediante modelos" por Carlos Escalante - Portas. Del curso de Túneles impartido por el Centro de Educación - Continua de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. 1975.
5. "The Art of Tunnelling" por Károly Széchy, Akadémiai Kiadó, Budapest 1967.
6. Modelos Viscoelásticos para el Diseño de Túneles por Raúl E. Ochoa Elizondo y Carlos Escalante Portas, Revista de Ingeniería, U.N.A.M. Oct-Dic, 1970.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**CONDICIONES ESTRUCTURALES**

**Análisis para la Valuación de Elementos Mecánicos  
en Conductos**

**ING. GERARDO PASTRANA MONDRAGON**

**AGOSTO, 1982**

## C O N T E N I D O

	1
	Pag.
A- ALCANCE	2
B- ELEMENTOS DEL AREA ELASTICA	2
C- FORMA GENERAL DE LA ECUACION DE BARRA.	4
D- SOLUCION NUMERICA DE LA ECUACION DE BARRA.	7

#### A- ALCANCE.

En esta segunda parte, se presenta una solución numérica para la determinación de los elementos mecánicos (Momento Flexionante, Fuerza Cortante y Fuerza Normal) que actúan en la sección transversal de un conducto.

Esta solución es aplicable para:

- a) Cualquier geometría de la sección
- b) Cualquier sistema de cargas.
- c) Espesor de la sección constante ó variable.

Una vez determinados los elementos mecánicos serán aplicables los métodos tradicionales para diseño en concreto reforzado o en acero

#### B- ELEMENTOS DEL AREA ELASTICA.

Se define como Area Elástica a una figura formada por el eje de la barra, con un ancho  $\frac{1}{ET}$

En donde: E= Módulo de elasticidad del material que forma la barra (Kg/cm<sup>2</sup>).

$$E \text{ Concreto} = 14902 \sqrt{F'c}$$

$$E \text{ Acero} = 2'039\ 000 \text{ Kg/cm}^2.$$

I = Momentos de inercia de la sección de la Barra (cm<sup>4</sup>.)

$$I = \text{Para sección rectangular} = \frac{bh^3}{12}$$

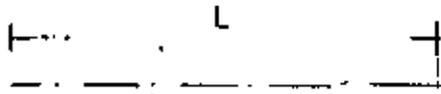
En el caso de los conductos se considerará un tramo unitario

Por lo tanto b=1 cm, y h será el espesor t del conducto en centímetros.

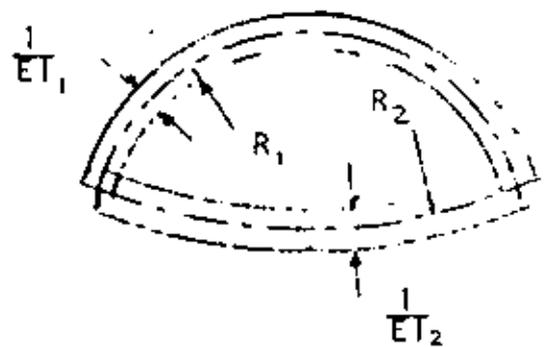
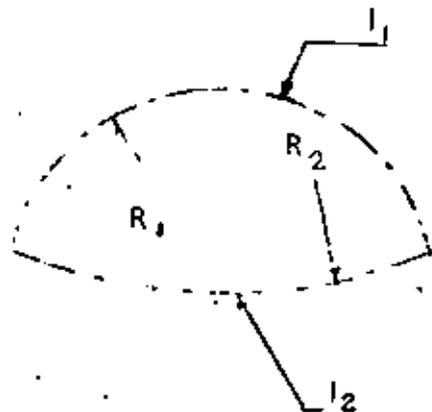
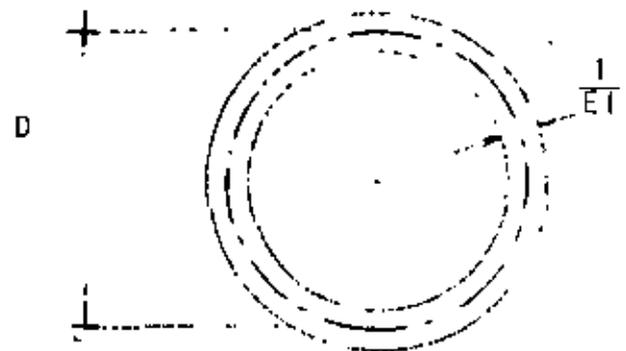
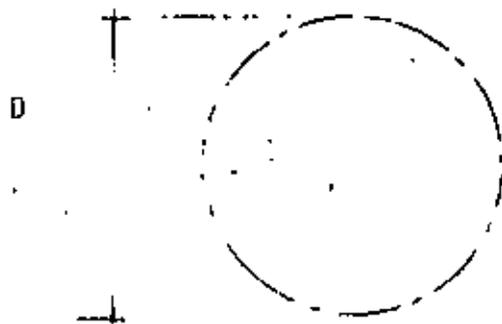
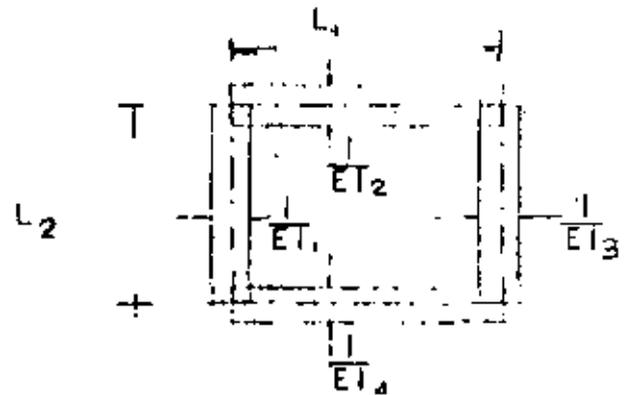
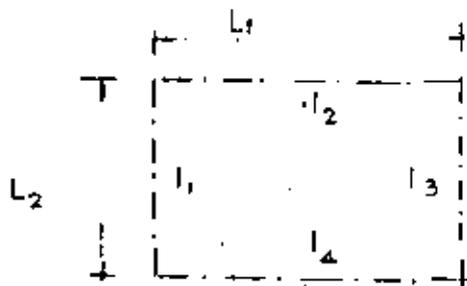
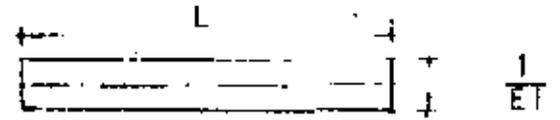
$$\text{Así } I = \frac{1 \times t^3}{12} = \frac{t^3}{12} \quad (t \text{ en cm.})$$

Se presentan a continuación los esquemas de algunas barras y su correspondiente, área elástica.

EJE DE LA BARRA



AREA ELASTICA.



La ecuación de la Barra Plana está referida a los ejes de Levy ( X, Y ) que son los ejes centroidales, Principales del Area Elástica.

Si el conducto es circular, el origen de los ejes de Levy coincidirá con el centro del círculo.

Si el conducto tiene un plano de simetría uno de los ejes de Levy estará contenido en dicho plano de simetría.

Para que los ejes sean centroidales se debe cumplir que el momento estático del Area Elástica con respecto a ellos sea igual a cero.

$$B_x = \int_A x \, dA = 0$$

$$B_y = \int_A y \, dA = 0$$

Para que los ejes centroidales sean principales se debe cumplir que el producto de inercia del Area Elástica sea igual a cero.

$$P_{xy} = \int_A xy \, dA = 0$$

C- FORMA GENERAL DE LA ECUACION DE LA BARRA PLANA.

$$\begin{aligned}
 M = M' & - \left[ \frac{\int M' dA}{A} + \frac{\int M' x dA}{I_y} x + \frac{\int M' y dA}{I_x} y \right] + \\
 & + \phi_1 \left[ \frac{1}{A} + \frac{x_1}{I_y} x + \frac{y_1}{I_x} y \right] - \phi_2 \left[ \frac{1}{A} + \frac{x_2}{I_y} x + \frac{y_2}{I_x} y \right] + \\
 & + \frac{E_2 - E_1}{I_x} y - \frac{\eta_2 - \eta_1}{I_y} x
 \end{aligned}$$

$M$ : Ecuación de momento flexionante en función de  $x, y$ . ó -  
Valor del momento flexionante en la sección de coordena-  
das  $x, y$ .

$M'$ : Ecuación de momentos flexionante de la isostática elegi-  
da ( al final de la identidad de literales se explica -  
el concepto de viga isostática); Valor del momento isos-  
tático en la sección de coordenadas  $x, y$ .

$dA$ : Diferencial de Area Elástica

$$dA = \frac{ds}{ET}$$

$ds$ : Diferencial de Longitud.

$A$ : Area elástica

$x, y$ : Variables referidas a los ejes de Levy.

$I_x, I_y$ : Momento de inercia del área elástica con respecto a los-  
ejes  $x, y$  de Levy.

$$I_y = \int x^2 dA ; I_x = \int y^2 dA$$

$\theta_1, \theta_2$ : Giro de los extremos 1 y 2 de la barra.

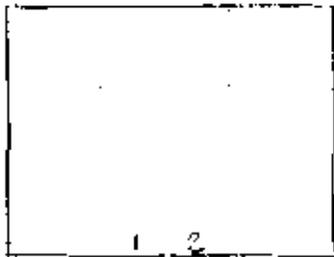
$x_1, y_1$ : Coordenadas del extremo 1 de la barra, con respecto a -  
los ejes de Levy.

$x_2, y_2$ : Coordenadas del extremo 2 de la barra, con respecto a -  
los ejes de Levy.

$\xi_1, \xi_2$ : Desplazamiento paralelo al eje  $X$  de Levy de los extre-  
mos 1 y 2 de la barra

$\eta_1, \eta_2$ : Desplazamiento paralelo al eje  $y$  de Levy de los extre-  
mos 1 y 2 de la barra.

Cuando el eje de la barra es una curva cerrada (círculo, marco etc), se efectuará un corte en el eje para establecer los extremos 1 y 2



En este caso :

$$x_1 = x_2$$

$$y_1 = y_2$$

$$\varnothing_1 = \varnothing_2$$

$$I_{x1} = I_{x2}$$

$$E_1 = E_2$$

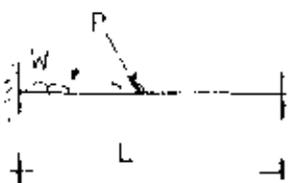
y la ecuación de barra se simplifica a:

$$M = M' - \left[ \frac{\int M' dA}{A} + \frac{\int M' x dA}{E_y} x + \frac{\int M' y dA}{E_x} y \right]$$

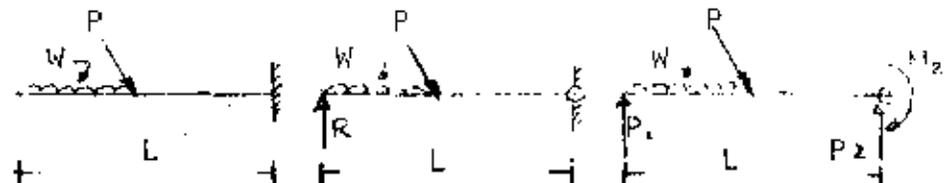
anulándose el resto de los términos.

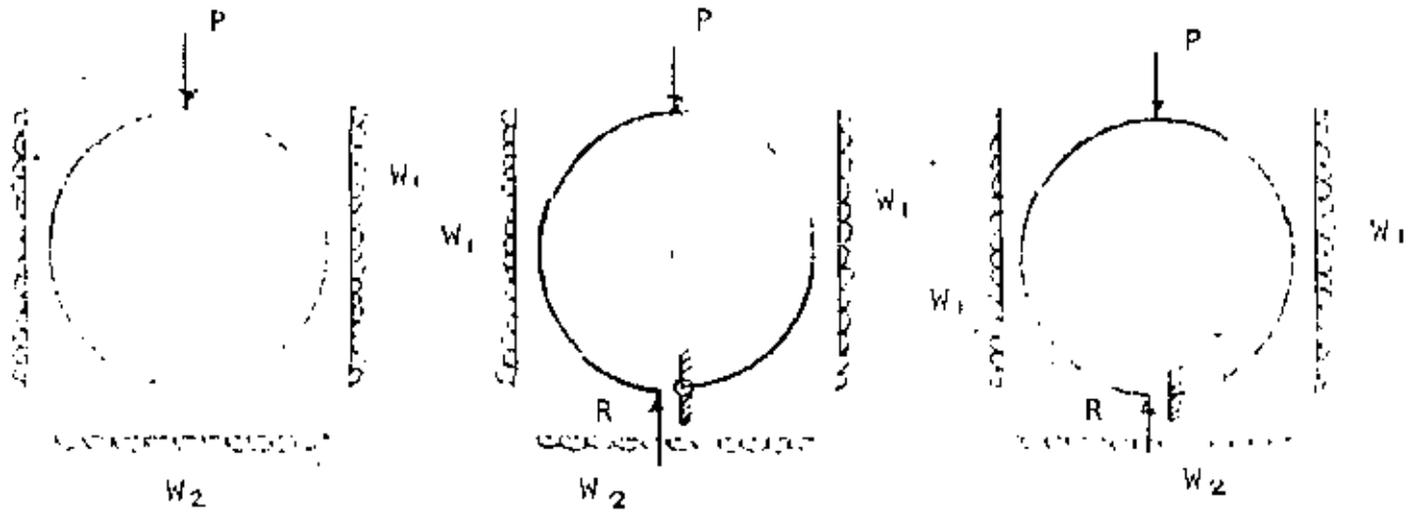
ISOSTATICA.- Es una viga con la misma geometría y cargas que la viga real pero con un sistema de apoyos que conducen a una solución estática de las reacciones.

VIGA REAL



VIGAS ISOSTATICA





R; Puede tener un valor cualquiera

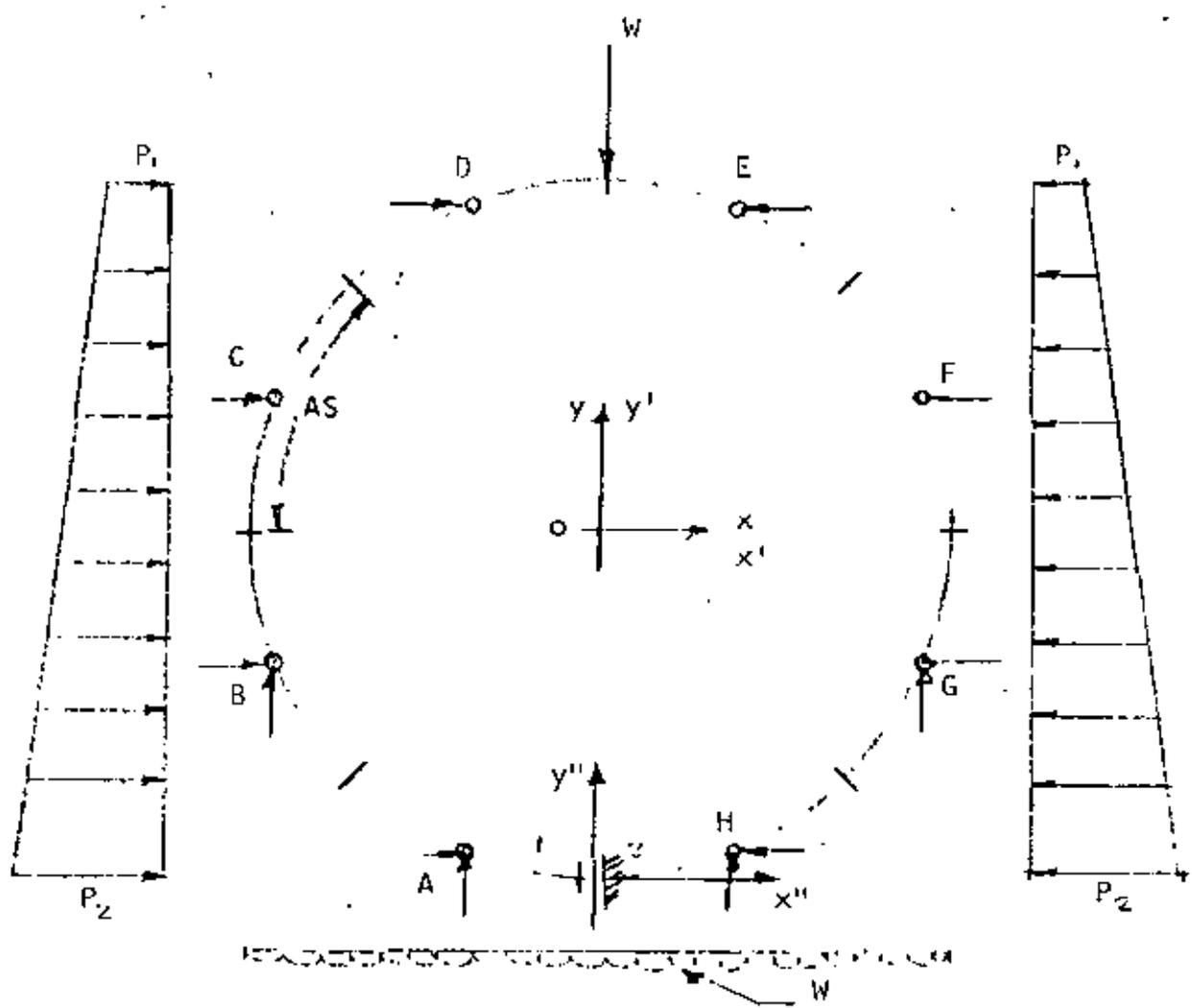
D- SOLUCION NUMERICA DE LA ECUACION DE BARRA.

En barras de eje curvo, con cargas trapeciales, la solución - de las integrales conduce a desarrollos bastante complejos.

Para lograr una solución más accesible se desarrolló una tabla que contiene los términos que intervienen en la ecuación de barra, dividiendo la barra en tramos ó dovelas y concentrando la carga tributaria de cada dovela en el centro de la misma.

En esta tabla, de la columna 3 a la 16 tienen por objeto la-determinación de la posición de los ejes de Levy.- En caso de que-dicha posición se conozca previamente, estas columnas podrán ser -eliminadas de la tabla.

Es conveniente dibujar a escala el eje de la barra y las car-gas actuantes sobre la misma, estableciendo en el dibujo las dove-las, sus centros y la carga tributaria concentrada en dichos centros



1	2	3	4	5	6 = $\frac{2}{5}$	7 = (6) (3)	8 = (6) (4)
Dovela	$\Delta S$	$x''$	$y''$	$EI$	$\frac{\Delta S}{EI}$	$x'' \frac{\Delta S}{EI}$	$y'' \frac{\Delta S}{EI}$
A							
B							
C							
D							
E							
F							
G							
H							
I							
$\Sigma$				A		$By''$	$Bx''$

Las coordenadas del centroide del área elástica, son:

$$\bar{X}' = \frac{\sum y''}{\sum 6} = \frac{\sum 7}{\sum 6} ; \quad \bar{Y}' = \frac{\sum x''}{\sum 6} = \frac{\sum 8}{\sum 6}$$

9	10	11=(9)(10)	12=(9) <sup>2</sup>	13=(10) <sup>2</sup>	14=(11)(6)	15=(12)(6)	16=(13)(6)
x'	y'	x' y'	(x') <sup>2</sup>	(y') <sup>2</sup>	x' y' $\frac{\Delta S}{EI}$	(x') <sup>2</sup> $\frac{\Delta S}{EI}$	(y') <sup>2</sup> $\frac{\Delta S}{EI}$
					$\sum x' y'$	$\sum (x')^2$	$\sum (y')^2$

La orientación de los ejes centroidales principales  $x$ ,  $y$  con respecto a los ejes  $x'$ ,  $y'$  centroidales es:

$$\tan 2\theta = \frac{2 I_{x'y'}}{I_{y'} - I_{x'}}$$

17	18	19= $(6)(17)^2$	20= $(6)(18)^2$	21= $(6)(17)$	22= $(6)(18)$	23
$x$	$y$	$x^2 \frac{AS}{ET}$	$y^2 \frac{AS}{ET}$	$x \frac{AS}{ET}$	$y \frac{AS}{ET}$	$M'$
		$I_y$	$I_x$			

Σ

	24=(6)(23)	25=(17)(24)	26=(18)(24)
	$M' \frac{AS}{EI}$	$M'x \frac{AS}{EI}$	$M'y \frac{AS}{EI}$
$\Sigma$	$\Sigma M' \frac{AS}{EI}$	$\Sigma M'x \frac{AS}{EI}$	$\Sigma M'y \frac{AS}{EI}$

Columna .

- 1 Identificación de la dovela
- 2  $A_s$  Longitud de la dovela.- Se mide a escala en el dibujo.
- 3 , 4;  $x''$ ,  $y''$  : Coordenadas de los centros de cada dovela.- Se miden a escala en el dibujo.
- 5  $E$ .-  $E$ : Módulo de elasticidad del material.  
 $I$ : Momento de inercia en el centro de la dovela.
- 6, 7, 8 Resultados de operaciones numéricas.
- 9, 10;  $x'$ ,  $y'$  .Coordenadas del centro de cada dovela con respecto a los ejes centroidales.- Se pueden obtener con las ecuaciones de translación de ejes.

$$x' = x'' - \bar{x}'$$

$$y' = y'' - \bar{y}'$$

ó, una vez dibujada la posición de los ejes  $x'$ ,  $y'$ , medir escala.

11,12,13,14,15,16  
17,18 ;  $x$ ,  $y$

Resultados de operaciones numéricas.-  
Coordenadas del centro de cada dovela con respecto a los ejes de Levy.-  
Una vez dibujada la posición de los ejes de Levy se pueden medir a esca la.

19,20,21,22,24,25,26,  
23  $M'$

Resultados de operaciones numéricas.  
Valor del momento Flexionante de la isostática elegida, en el centro de cada dovela.

La cantidad de dovelas en que se divide la barra influirá en la aproximación que se obtenga en los resultados. Con ocho dovelas se obtiene una aceptable aproximación y a mayor número de dovelas los resultados se acercarán a los valores reales.

Una vez obtenidos los momentos flexionantes en los centros de cada dovela con el uso de las ecuaciones de la estática se podrán determinar las fuerzas normales y cortantes en los mismos centros, resumiendo los resultados en los diagramas de Momento Flexionante, Fuerza Cortante y Fuerza Normal.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**OPERACION Y MANTENIMIENTO**

**ING. CORNELIO ACOSTA COLORADO**

**JULIO, 1982**

## "CONSERVACION DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"

AUTOR:

ING. CORNELIO ACOSTA COLORADO.

RESUMEN:

Al considerar que la conservación en los Sistemas de Alcantarillado tiene importancia definitiva para la operación de los mismos, se hace un señalamiento de las carencias, omisiones y errores que deben evitarse, aprovechando al máximo todos los conocimientos y experiencias existentes en esta rama.

## INTRODUCCION

De los servicios públicos que el Gobierno de la República a través de sus Organismos Gubernamentales proporciona a los habitantes de las diversas localidades del País, el alcantarillado es uno de los de mayor importancia. Este servicio está muy relacionado con el abastecimiento de agua potable. Tanto uno como otro se complementan y ambos tienen la significativa misión de preservar y proteger la salud de la población.

Los grandes y complejos problemas que vivimos actualmente y la agitada actividad en nuestro desarrollo, son entre otros, algunos de los factores que influyen en la poca atención que el público presta a estos servicios, ya que son rutinarios y a los cuáles no les brinda ningún aprecio; sin embargo, cuando se inicia la temporada de lluvias y en las zonas que habitan o transitan se presentan encharcamientos o inundaciones, es entonces cuando la atención pública se fija en ellos, tan importantes y al mismo tiempo tan olvidados.

Lo anterior hace reflexionar que todo Sistema en operación al tener alguna deficiencia, causa mayores problemas que otro que todavía no entra en servicio. Y es obvio, los usuarios se acostumbran a la comodidad y confort que los buenos servicios proporcionan. Por otra parte, hay que considerar el impacto socioeconómico y político que acusa una falla total o parcial.

Lo anterior aunado a la salud de los usuarios y a la inver-

sión de las obras, justifican plenamente los gastos por concepto de mantenimiento, pues sería censurable que obras como éstas de gran contenido social y una inversión considerable se desaprovechen por no considerar su mantenimiento adecuado para una eficiente operación.

OBJETIVOS

El dimensionamiento de los conductos de la red es función de la velocidad media, de la pendiente hidráulica y del caudal obtenido por alguno de los métodos usados hasta la fecha.

La sección así determinada para los diversos elementos de la red, deberá conservarse completamente libre de obstrucciones y aprovechar esa capacidad útil, durante el máximo periodo de operación.

Esta utilización racional y permanente de la capacidad de los conductos de la red, será el objetivo principal de los trabajos de mantenimiento del organismo operador.

Para lograrlo deberá tener presente:

- 1.- Una estructura jurídica que reglamente el uso del sistema.
- 2.- Aplicación estricta del reglamento.
- 3.- Elaboración de programas permanente para la educación sobre el uso del sistema.

4.- Aplicación de programas específicos de mantenimiento del Sistema de Alcantarillado.

Actividades de Conservación:

De los trabajos que se realizan en la conservación de los Sistemas de Alcantarillado, destacan por su importancia los siguientes:

Inspección.

Limpieza.

Reparación.

Reposición de accesorios.

Supervisión.

Prevención de explosiones.

Medición de gastos.

Organización y administración de personal y equipo.

La mayoría de ellos son consecuencia de la observación directa y de las quejas que los usuarios presentan ante las autoridades o responsables de la operación y conservación de estos sistemas.

I.- INSPECCION. - Para mejorar la eficiencia en las inspecciones así como en las demás etapas de la conservación, es conveniente contar con un Plano actualizado de la red que facilite la rápida localización de las alcantarillas, sus accesorios y demás obras auxiliares. Digo actualizado, porque en la etapa de la construcción se cuenta con Planos que son reflejo de los cálculos de gabinete y, en la mayoría de las veces, las obras su---fren modificaciones durante los procesos de ejecución, operación y conservación. Por lo tanto reviste gran importancia tener los Planos de la red ac

.... /

realizados con datos reales. Posteriormente, estando en operación el sistema, se deben señalar con claridad en los citados Planos, las zonas en donde se hayan presentado problemas, indicando en los informes correspondientes la fecha, clase, magnitud, duración, motivo y frecuencia del problema, daños causados, trabajo realizado, procedimientos empleados, resultados obtenidos, herramienta, maquinaria o equipo, materiales, número de personas empleadas con sus respectivas categorías; importe de gastos y aquellos otros datos que se juzguen importantes.

Como consecuencia de la inspección, podemos detectar cualquier anomalía que exista en la red y, con los datos obtenidos iniciar los trabajos que sean necesarios. Es de recomendarse una inspección antes de decidir cualquier otro trabajo de conservación; esto produce lógicamente, una reducción en el empleo de recursos humanos y materiales, lo que convierte en ahorro para el organismo operador.

Las inspecciones se llevan a cabo generalmente en:

- 1.- Albañales.
- 2.- Fosas sépticas.
- 3.- Atarjeas.
- 4.- Pozos de visita.
- 5.- Pozos de absorción.
- 6.- Coladeras pluviales.
- 7.- Colectores.
- 8.- Cárcamos.
- 9.- Bordos de Ríos.
- 10.- Registros sobre colectores.

- 11.- Sifones.
- 12.- Tanques de tormenta.
- 13.- Cunetas.
- 14.- Zanjas.
- 15.- Vasos.
- 16.- Presas.
- 17.- Ríos.
- 18.- Rejillas.
- 19.- Plantas de bombeo.
- 20.- Zonas o predios que solicitan el servicio de alcantarillado, etc.

De lo anteriormente expuesto, se desprende que el objetivo de las inspecciones es conocer el estado de limpieza, posibilidades de dotación o ampliación del servicio, condiciones estructurales y electromecánicas y, sobre todo el funcionamiento hidráulico de los sistemas de alcantarillado.

II.- LIMPIEZA. - Debemos comprender que los sistemas de alcantarillado, como toda obra de ingeniería, deben conservarse en el mejor estado de funcionamiento, y eso nos obliga a realizar una limpieza preventiva para evitar problemas de mayor importancia; de lo contrario, tendremos que hacer correcciones y eso originará una mayor erogación. Desde luego esta pauta estará marcada:

- 1.- Por el interés que presten las autoridades o responsables de estos servicios a la conservación de los mismos.

- 0.2
- 2.- Del presupuesto disponible para su respectiva conservación.

Las quejas que con más frecuencia presenta el público a las autoridades encargadas de la conservación de un sistema de alcantarillado se refieren a los encharcamientos e inundaciones, obstrucciones, rupturas de tuberías, reposición de accesorios y malos olores.

En el Anexo No. 1, se indican las principales fuentes donde se originan azolves, así como los desechos que generan.

Cuando se presentan lluvias intensas sobre la zona urbana se generan graves problemas de encharcamientos e inundaciones y se ocasionan molestias en gran escala; siendo las más frecuentes:

- 1.- El desquiciamiento del tráfico.
  - 2.- Falla en la energía eléctrica.
  - 3.- Accidentes automovilísticos.
  - 4.- Retraso en la transportación masiva.
  - 5.- Retraso en el horario de entrada y salida del personal a sus labores.
  - 6.- Derrumbes de casas mal construidas o antiguas, por la humedad y sobrepeso.
  - 7.- Pérdida de recursos materiales y de vidas humanas.
  - 8.- Enfermedades.
  - 9.- Acumulación de lodos y detritus en la vía pública y dentro de las habitaciones.
  - 10.- Movilización del personal y equipo de instituciones de -- protección social y cuadrillas de emergencia del cuerpo
- .../

operador del sistema.

- 11.- Deterioro del pavimento de calles y banquetas.
- 12.- Molestias a los peatones.
- 13.- Suspensión de algunas actividades que se desarrollan al aire libre.
- 14.- Arrastre de basura y otros desechos.
- 15.- Pérdidas económicas.
- 16.- Caída de árboles.
- 17.- Caída de instalaciones aéreas.
- 18.- Invasión de roedores en las casas habitación.
- 19.- Retraso de las obras en construcción.
- 20.- Gastos infructuosos.

### CAUSAS PRINCIPALES QUE OCASIONAN INUNDACIONES O ENCHARCAMIENTOS

- 1.- Educación y conscientización social para el uso del sistema.
- 2.- Consideraciones del proyecto.
- 3.- Fugas de agua potable.
- 4.- Ruptura de bordes en los cauces abiertos.
- 5.- Seccionamiento de conductos.
- 6.- Remoción de tapas herméticas.
- 7.- Incapacidad de la red y estaciones de bombeo.
- 8.- Carencia del servicio de alcantarillado parcial o total.
- 9.- Mala operación del sistema.
- 10.- Fallas de energía eléctrica. .... /

- 11.- Ampliación de áreas impermeables.
- 12.- Encauzamiento de aguas pluviales a la red de aguas negras.
- 13.- Incorporación de otras áreas.
- 14.- Azolvamientos en la red.
- 15.- Granizo.

**EDUCACION Y CONSCIENTIZACION SOCIAL PARA EL USO DEL SISTEMA.-** Estas instalaciones, al igual que otras, deben ser vigiladas por todos los usuarios y no únicamente por el personal de los organismos operadores.

Es preciso hacer campañas permanentes de educación y conscientización hacia el público usuario, para lograr una visión amplia y consciente sobre el uso de estas instalaciones; de esa manera estaremos preparados adecuadamente para comprender que cualquier procedimiento indebido por parte del usuario hacia estas obras, provocará, tarde o temprano, un problema que repercutirá en la salud del ser humano, en la comodidad y confort que nos brinda este Servicio y en los gastos de operación y mantenimiento.

**CONSIDERACIONES DEL PROYECTO.-** La intensidad, duración y frecuencia de la lluvia, el tiempo de concentración, el área por drenar y el coeficiente de escurrimiento o impermeabilidad, son factores determinantes en el caudal de las aguas pluviales en un punto de la red.

Todos sabemos que la duración y frecuencia de las lluvias dis-

7.-  
minuye con su intensidad y que la extensión local de una lluvia es tanto -  
más reducida cuanto mayor es su intensidad.

El área por drenar debe estar bien definida en los cálculos y considerar si es necesario las áreas de futura ampliación.

El coeficiente de escurrimiento es un valor de difícil cuantificación en cuanto a la exactitud real, ya que depende, entre otras cosas, -  
del tipo de terreno, de la duración de la lluvia, del grado de humedad de la superficie al presentarse la lluvia, etc.

El caudal de aguas negras dependerá principalmente del número de habitantes de la localidad que hará uso de la red, así como de la -  
dotación de agua.

FUGAS DE AGUA POTABLE.- Tanto el servicio de Agua como el de Alcantarillado se complementan, como dije en párrafos anteriores.

Es muy común que al presentarse una fuga de agua potable, -  
se derramen volúmenes considerables de ese vital líquido y al escurrir por la vía pública se encauce a la red de alcantarillado a través de las coladeras pluviales y otros accesorios del Sistema.

Al iniciar los trabajos de eliminación de una fuga de agua potable o en otro trabajo semejante, es necesario aislar el tramo, tramos o zonas donde se encuentra el desperfecto. Para trabajar eficientemente, se requiere que el sitio este seco; por ese motivo, tendremos que eliminar -  
el agua acumulada en el tubo, en la caja o en las cajas de válvulas. Esto

se logra extrayéndola de esas zonas por medio de bombas, o bien cuando es posible encauzarla por medio de zanjas hacia la red de alcantarillado. No obstante, cuando el volúmen que se trata de eliminar es mayor que el que es posible encauzar por la red de alcantarillado, se producen problemas de inundación o bien cuando las alcantarillas o accesorios se encuentran azolvados o se azolvan por la cantidad de material que arrastran estas aguas o no existe este Servicio.

**RUPTURA DE BORDOS EN LOS CAUCES ABIERTOS.-** Cuando existen estas estructuras auxiliares en los sistemas de alcantarillado, es necesaria su permanente vigilancia; sobre todo, en la época de lluvias o cuando por otro motivo, la sección trabaje a toda su capacidad.

Los bordos son debilitados por roedores o algunas personas que aprovechan la buena calidad del material y lo transportan para su uso o venta. En otras ocasiones, los movimientos del terreno provocan fracturas y la existencia de antiguas tomas para riego y avenidas extraordinarias provocan graves problemas.

**SECCIONAMIENTO DE CONDUCTOS.-** En ocasiones durante los trabajos de instalación de la red, o el mantenimiento de la misma, se hace necesaria la colocación de tapones en ciertos puntos del sistema con el fin de no interferir otras tareas y realizarlas con la mayor seguridad y rapidez. Así mismo, son convenientes para no permitir la entrada de materiales que azolven los conductos. Estos taponamientos deben colocarse de tal manera, que en caso de una fuerte avenida sobre el conducto -

taponado la distribución provisional del agua en el resto del sistema permita la evacuación de la zona, sin provocar problemas al público.

Es recomendable la vigilancia permanente en estos sitios durante los trabajos que se efectúen y el recordatorio oportuno para el retiro del taponamiento cuando su función cesa, ya que en ocasiones, éstos continúan por olvido de todos y cuando el sistema se pone en servicio se presentan problemas y su extracción en esas condiciones acarrea serias dificultades.

**REMOCION DE TAPAS HERMETICAS.**- En algunos sistemas de alcantarillado existen generalmente, conductos que trabajan a presión cuando se presentan las lluvias. Por tal motivo, sus registros deben de estar acondicionados de manera que sus tapas cierren herméticamente, evitando que el agua se derrame en algún sitio y lo inunde.

En ocasiones hay necesidad de introducir, por sus accesos, personal, equipo o herramientas, para realizar algunos trabajos de mantenimiento. El personal que tiene responsabilidad de la operación, deberá estar enterado de estas tareas y vigilar que las tapas antes mencionadas sean colocadas en las mismas condiciones que estaban al inicio de los trabajos señalados.

**INCAPACIDAD DE LA RED Y ESTACIONES DE BOMBEO.**- Ya hemos mencionado los diversos factores que intervienen en la determinación del caudal en cada uno de los tramos de las alcantarillas del sistema,

ya sean atarjeas, albañales, colectores, interceptores o emisores.

Sin embargo, si por alguna causa, el caudal estimado es menor al que se presenta frecuentemente en la red, ésta sufrirá derrames por incapacidad; independientemente de la que origina el azolvamiento.

Semejante falla se origina en las plantas de bombeo, cuando éstas se diseñan con una capacidad menor a la que aporta el sistema.

#### CARENCIA DEL SERVICIO DE ALCANTARILLADO PARCIAL

O TOTAL.- Hay poblaciones en que desde su fundación por carecer de los recursos técnicos o económicos, no les fué posible construir el servicio de alcantarillado. Hay otras que han crecido anárquicamente porque sus pobladores, debido a la necesidad actual de vivienda, adquirieron sus lotes sin los servicios públicos necesarios, o por alguna invasión de las que actualmente estan de moda y tienen posesión de los terrenos en forma irregular.

En estas zonas así habitadas, sus pobladores sufrirán los problemas de insalubridad, entre éstos y las grandes molestias que ocasiona el desalojo de las aguas residuales.

MALA OPERACION DEL SISTEMA.- Cuando el sistema de alcantarillado tiene que auxiliarse de plantas de bombeo para su operación, es de primordial importancia que estas instalaciones operen con la máxima eficiencia, pues un descuido en su funcionamiento ocasionaría serios problemas.

De igual manera, si hay estructuras reguladoras en el sistema y el caudal que se descarga a la red no es manejado adecuadamente se pueden ocasionar sobrecargas en los conductos.

**FALLAS DE ENERGIA ELECTRICA.**- Hay sistemas de alcantarillado que debido a la topografía que presenta la localidad, requieren de la instalación de plantas de bombeo, para elevar las aguas residuales hasta un punto determinado.

En estos casos, es recomendable que dichas instalaciones tengan una fuente de energía propia (generadora) y no confiar en la que suministra la Comisión Federal de Electricidad, debido a que es frecuente, que cuando llueve, falle este suministro y las aguas residuales se almacenen en las alcantarillas y accesorios, hasta derramarse e inundar las zonas bajas de la población.

**AMPLIACION DE AREAS IMPERMEABLES.**- Hay casos, en que se proyectan Sistemas de Alcantarillado con un determinado valor en el coeficiente de escurrimiento, claro está, en función del tipo de áreas por drenar, sin embargo, estas áreas con el tiempo pueden sufrir un cambio en su utilización, ejemplo: predios grandes con una pequeña superficie construida, que al paso de los años y con el actual crecimiento de la población, sufren subdivisiones y aumenta el número de construcciones, esto provoca un aumento del área impermeable, que antes era permeable y permitía que un gran volumen de agua de lluvia se infiltrara; ahora, por el contrario, no se infiltra y sí aumenta el caudal de aguas pluviales que ingresa a las al-

cantarillas.

**ENCAUZAMIENTO DE AGUAS PLUVIALES A LA RED DE - - AGUAS NEGRAS.**- En ocasiones podemos observar las redes de alcantarillado proyectadas para desalojar exclusivamente aguas negras, a las cuales se les incorporan las aguas de lluvia, ocasionando verdaderos problemas en su manejo, por no haber respetado las especificaciones de uso del Sistema.

Por lo anterior, es necesario que el organismo encargado de las obras, cuente con todos los datos obtenidos durante el periodo de operación, así como, de las memorias de cálculo del Sistema, para que se pueda determinar si es factible técnica y económicamente incorporar a la red, en un momento dado, otros tipos y caudales de aguas.

**INCORPORACION DE OTRAS AREAS.**- En los proyectos de este tipo de obras los Ingenieros proyectistas, tomando en cuenta los datos que obtienen durante los estudios, consideran la población actual así como la de proyecto, al igual que el área por drenar en la actualidad y la de futura ampliación y después, por los diversos procedimientos que existen, determinan el caudal que será necesario desalojar en una determinada zona urbana. Sin embargo, puede suceder que alguien solicite, con el tiempo, la autorización para fraccionar algún terreno adyacente a la citada población y lograr la aprobación a tal solicitud; esto podría ocasionar que el nuevo caudal que se incorpora al Sistema en Operación causara una deficiencia en éste por incapacidad, debido a que el nuevo volumen, no fué considerado en

el proyecto.

**AZOLVAMIENTOS EN LA RED.-** Son múltiples las causas -- que producen el azolvamiento en las redes de alcantarillado, entre ellas - podemos mencionar:

- 1.- Ejecución de obras.
- 2.- Zona de lomerios.
- 3.- Olvido de la red.
- 4.- Falta de personal capacitado.
- 5.- Falta de equipo y herramienta.
- 6.- Raíces en las alcantarillas.
- 7.- Columpios.
- 8.- Mala calidad en el material y mano de obra.
- 9.- Otras causas.

1.- **Ejecución de Obras.-** Durante las etapas de construcción - de las diversas obras que se realizan en una localidad y sobre todo las -- que se ejecutan en la vía pública, se presentan varios problemas que inter- fieren con el buen funcionamiento del Sistema de Alcantarillado. Su magni- tud depende principalmente de la experiencia, responsabilidad, medidas de precaución o seguridad de la Empresa constructora, así como de la inter- vención oportuna y eficaz de los supervisores y del apoyo que estos reciban de sus jefes.

2.- **Zonas de Lomerios.-** En algunas poblaciones existen lomerios

o zonas con fuertes pendientes, que influyen de manera determinante en el movimiento de agua de lluvia sobre la superficie y dentro de los conductos. Cuando el agua escurre en las superficies cubiertas, el tiempo de concentración es pequeño y el caudal que se concentra es mayor que el de una área igual con poca pendiente. Igual sucede con la velocidad, a mayor pendiente mayor velocidad.

El agua al escurrir a gran velocidad en superficies no cubiertas, como sucede en la realidad, erosiona el terreno y lleva a las zonas bajas gran cantidad de agua, tierra y piedras, lo cual causa serios taponamientos en los accesorios y alcantarillas que dificultan o impiden el escurrimiento del agua a través de la red.

3.- Olvido de la Red.- Por la ignorancia algunas veces, por falta de recursos otras, pero sin ser ninguna de ellas justificación saludable, la red de alcantarillado no recibe mantenimiento. Los sistemas se ponen en servicio para salvaguardar la salud de la población; sin embargo, después de la inauguración, pasan los días, meses o años y ni las autoridades, ni los usuarios se preocupan por su estado.

Pero un día, afloran aguas negras los olores no se hacen esperar y las molestias e incomodidades y la insalubridad se hacen ostensibles y entonces se preguntan todos: ¿qué hacemos?, ¿a quién vemos?, ¿con quién tratamos este problema?, etc.

Nuestras autoridades deben ser las primeras en entender que estas obras son vitales para la salud de la población y que la erogación

que se realizó es considerable y por tanto censurable no darles el mantenimiento requerido.

4.- Falta de personal capacitado.- Las actividades que se desarrollan diariamente en los sistemas, deberán ser ejecutadas por personas que tengan los conocimientos indispensables y necesarios para realizarlas, así, como la voluntad de hacerlas y hacerlas bien.

Sí el personal disponible no está en condiciones de ejecutar los trabajos por falta de conocimientos, deberá ser adiestrado o capacitado previamente para aprovechar al máximo su disponibilidad.

De esa manera y con ayuda de otros elementos con experiencia, estaremos en condiciones de ejecutar satisfactoriamente las tareas asignadas. De lo contrario, no seremos eficientes y lo poco que se haga llevará mucho tiempo en perjuicio de los usuarios, que sufrirán las molestias e incomodidades por el retraso. El costo de los trabajos se elevará y el equipo, maquinaria y herramientas sufrirán deterioro prematuro por el uso incorrecto.

5.- Falta de equipo y herramientas.- Tan importante es la construcción de una obra, como su conservación; en nuestro caso, lo anterior sigue teniendo validez. Lo más costoso es la construcción de la obra; - teniendo el sistema operando, se deberán hacer todos los esfuerzos necesarios para conservar el servicio, pero de ninguna manera, dejar en el olvido al sistema por falta de recursos.

Si en la localidad no existe mercado donde se pueda adquirir el equipo o herramientas necesarias, se deben recorrer otros y comprarlos, o bien, gestionar su adquisición ante los Gobiernos que lo tengan, en caso de faltar los recursos económicos.

6.- Raíces en las alcantarillas.- La existencia de ciertos tipos de árboles que fueron plantados en la vía pública, sobre el arroyo de la calle, en las banquetas o, en el interior de los predios cercanos a las alcantarillas, encuentran el medio apropiado para su desarrollo por la humedad que presentan las tuberías.

A consecuencia de lo anterior y a la necesidad natural de subsistir, estas plantas introducen sus raíces por las juntas de los tubos y provocan reducción en su sección, obstruyéndolos en forma total o parcial.

7.- Columpios.- La extracción irracional de agua del subsuelo, para abastecer a las ciudades en pleno desarrollo, provoca hundimientos en el área urbana, la mala instalación de los conductos de alcantarillado, las fugas de agua potable, el tráfico intenso de vehículos pesados, los sismos, y los drenes en los conductos colectores son entre otras, algunas de las causas de los columpios y de los dislocamientos en las redes de alcantarillado.

Las partes bajas de los columpios, por razones de gravedad

serán depósitos de azolve que se consolidan y llegan a producir reducciones de la sección hidráulica, tan considerable, que lleguen hacer insuficientes los conductos aparentemente satisfactorios.

8.- Mala calidad de la mano de obra y materiales.- Es indudable, que un sistema nuevo, al iniciar su operación para que ésta sea exitosa, debió tener como base un proyecto cuidadosamente elaborado, una excelente mano de obra durante su ejecución, materiales de buena calidad, capacidad en la dirección y una estricta y honesta supervisión.

De ninguna manera debemos entender que los supervisores deben de hostilizar a las Compañías Constructoras, sino al contrario deben coordinarse lo mejor posible, pero exigiendo siempre que se cumplan las especificaciones en forma razonable y honesta.

Si no se cumplen los puntos anteriores, se tendrán como consecuencia graves problemas en la conservación del sistema.

Entre los errores más frecuentes relacionados a la mano de obra y materiales encontramos:

- 1.- En albañales domiciliarios.
  - 1.1 Omisión del uso de piezas especiales en su conexión.
  - 1.2 Descarga por bombeo.
  - 1.3 Instalación de preparaciones en la posible descarga domiciliaria.

- 1.4 Conexión a las coladeras pluviales.
- 1.5 Conexión diagonal a la red municipal.
- 1.6 Interferencia del armado de las tuberías receptoras en las descargas.

## 2.- Pozos de Visita.

- 2.1 Construidos sin medias cañas y espolones.
- 2.2 Con tubos salientes.
- 2.3 Sin escalones.
- 2.4 Sin aplanado.
- 2.5 Con brocales descentrados.
- 2.6 Omitiendo su instalación en cruceros; cambios de dirección, pendiente y diámetro, así como en conexiones especiales y a una distancia de 50 a 70 m.
- 2.7 Deformados.
- 2.8 Interferencia de otros conductos ajenos a la red de alcantarillado.

## 3.- Coladeras pluviales.

- 3.1 Las coladeras de piso o de banqueta no quedan a nivel de la razante del pavimento o en la parte -- más baja, aprovechando el bombeo de la calle.
- 3.2 El registro de la coladera sin su arenero.
- 3.3 El registro de la coladera sin plantilla.
- 3.4 La conexión del albañal sin liga a la alcantarilla -

receptora.

3.5 Coladeras fijas.

3.6 Registros interferidos con otras instalaciones.

3.7 Registro con diámetro inadecuado para introducir la herramienta o equipo de limpieza.

4.- Pozos especiales sobre colector.

4.1 La caja de concreto del pozo sin acceso del exterior.

4.2 Olvido de la cimbra utilizada en el colado de la caja, así como el material de desecho de la construcción.

4.3 Accesorios sin la dimensión necesaria para la entrada de personal, equipo y herramientas que se utilizan en la conservación.

5.- Errores Generales.

5.1 Construcción de la red sin apego a las especificaciones.

5.2 Que no se realice el relleno con material sano y buena compactación.

5.3 Pendiente geométrica equivocada.

5.4 Instalar la tubería sin alineamiento.

5.5 Descargas de diámetro mayor a diámetro menor.

5.6 Diámetro variable entre dos pozos.

5.7 Instalación de la tubería con la campana hacia aguas abajo.

- 5.8 No poner cama.
- 5.9 Dejar las conexiones con entrantes y salientes.
- 5.10 Mal junteo de las tuberías.
- 5.11 Debilitamiento de la atarjea al conectar albañales.

9.- Otras causas.- Ha poblaciones donde, por sus condiciones topográficas, los ríos, barrancas, zanjas, cunetas, etc., descargan sus aguas en las atarjeas, colectores o interceptores y arrastran todo lo que encuentran en su recorrido; grandes cantidades de tierra, materiales sueltos, ramas, troncos y árboles enteros, colchones, camas, animales muertos, basura, etc.

Los grandes restaurantes vierten sus aguas residuales a muy altas temperaturas, lo que provoca fracturas en las tuberías; además estas aguas llevan gran cantidad de grasas que se adhieren a las paredes del conducto provocando taponamientos. Con el empleo de molinos, en estos lugares, todos los desechos que se producen en las cocinas se vierten a las alcantarillas, taponandolas.

En los establos, criaderos de cerdos y granjas avícolas, todo el estiércol y los desechos de los alimentos se vierten a las alcantarillas.

Así, podría seguir enumerando un gran número de instalaciones donde se generan volúmenes considerables de azolves, los cuales y sin lugar a dudas, provocarán deficiencias en el sistema. Estas instalaciones son ocultas, están ubicadas en el subsuelo, posiblemente esta sea una de las razones que origina que mucha gente por ignorancia u. otra causa abuse

en forma desmedida y criminal de ellas.

Todo lo anterior, indica lo apremiante que es el inicio de una gran campaña educativa y la aplicación del reglamento en vigor sobre el uso de los sistemas de alcantarillado. El público tomará conciencia y comprenderá que estas instalaciones no son los depósitos apropiados para arrojar toda clase de desperdicios, sino que su función es otra, y de tanta importancia, como las de todas aquellas, que protegen la salud y seguridad del hombre. De otra manera las autoridades o responsables de estos sistemas tienen las bases jurídicas para aplicar la sanción correspondiente por el uso indebido de estas instalaciones.

**GRANIZO.** - Las precipitaciones pluviales, muchas veces vienen precedidas de fuerte granizada que cubre el área urbana y más tarde, cuando el agua de lluvia se precipita y escurre, se estanca por el granizo acumulado en los accesorios de la red y en los conductos, presentándose encharcamientos de grandes magnitudes.

Por los mismos sitios donde las aguas residuales se introducen a la red de alcantarillado, tienen su entrada los azolves. En la vía pública las coladeras pluviales de todos los tipos existentes, en las casas habitación e industrias por los muebles sanitarios, además; en algunas poblaciones por las obras de toma de las barrancas y cauces abiertos.

El agua al escurrir sobre las calles arrastra todo lo que en-

cuentra a su paso, por ello es tan importante que estas vías se encuentren limpias, de lo contrario, toda la basura que se esparce en ellas, es arrastrada por el agua y depositada más tarde en los accesorios de la red de alcantarillado, provocando su obstrucción y anulando su funcionamiento.

El azolvamiento de las coladeras pluviales, es debido generalmente a las causas que a continuación se enumeran:

- 1.- Las coladeras instaladas en las calles que carecen de pavimento y banqueta, se azolvan fácilmente por arrastre de piedras y tierra al interior de éstas; no se recomienda su instalación en esos casos.
- 2.- El pasto que se corta en las áreas verdes, al no recolectarse, obstruye fácilmente las coladeras.
- 3.- Las hojas secas de los árboles al caer, taponan estos accesorios.
- 4.- El público hace mal uso del alcantarillado y arroja basura y toda clase de desperdicios a las calles y avenidas. (papel, bolsas de plástico, boxes de cerveza, envases de leche, pelotas, materiales cementantes, etc.)
- 5.- En las colonias donde el servicio de limpia es deficiente, los habitantes tiran su basura en la calle y finalmente se depositan en las coladeras.
- 6.- Los vehículos cargados con cascajo, basura, tierra, lo van tirando en su recorrido, depositándose posteriormente en las coladeras.
- 7.- No solamente el público contribuye a la obstrucción de

- las coladeras, sino también los trabajadores del servicio de limpia ya que muchos de ellos arrojan la basura a ellas.
- 8.- Los edificios en construcción tiran cascajo, concreto, etc., al interior de las coladeras, así como los camiones denominados ollas que transportan el concreto a las obras en construcción.
  - 9.- Se ha comprobado que en algunas zonas se roban las tapas de las coladeras de banqueta, para el firme de pisos o como armas de los pandilleros, provocando que éstas funcionen como receptores de basura.
  - 10.- Los puestos y taquerías ambulantes, arrojan todos sus desperdicios sólidos a estos accesorios.
  - 11.- En los mercados las coladeras se azolvan muy frecuentemente por todos los desperdicios que les tiran.
  - 12.- Las lluvias precedidas de granizo provocan graves problemas de inundación.
  - 13.- Mercados sobre ruedas.

Los procedimientos de limpieza usados en la actualidad, se pueden dividir en tres grupos:

- 1.- Manuales.
- 2.- Mecánicos.
- 3.- Hidráulicos.

Limpieza Manual.- Este tipo de limpieza se lleva a cabo, como su nombre lo indica, operando el equipo y la herramienta manualmente.

En los anexos 2 y 3, se indica el equipo y herramienta utilizados en este método de limpieza.

La varilla flexible es muy utilizada en el sondeo de las alcantarillas cuando éstas presentan una obstrucción fácil de remover. Es introducida a éstas, apoyada en una gufa, haciéndola avanzar hasta que llega a la obstrucción y la desplaza, en el extremo de la varilla se le ensambla un tirabuzón, los hay de diferentes tipos y medidas, algunos tienen un borde filoso con los dientes de sierra para cortar y desalojar las obstrucciones, otros son de varilla para facilitar su desplazamiento en azolve arenoso. En casos extremos estas varillas se pueden introducir en las alcantarillas de grandes longitudes, pero el trabajo es más eficaz cuando las distancias son cortas.

Cuando en atarjeas de 0.20 a 0.45 m. de diámetro no se puede eliminar la obstrucción, por medio del sondeo con varillas, entonces son utilizados los malacates manuales.

El Malacaté Manual.- Es un equipo que se utiliza en el desazolve de atarjeas y está compuesto por un chasis montado sobre cuatro ruedas, el cual tiene un tambor que recibe la transmisión por medio de dos engranes. Para su operación se complementa con un tramo de cable de acero de 1/2" de diámetro, así como una draga tipo pescado o un bote cepillo.

Su uso es recomendable en poblaciones pequeñas, que carecen de recursos económicos y no pueden adquirir equipo costoso, además su uso es obligado en las poblaciones que por su urbanización y topografía, no tienen acceso a otros equipos.

Limpieza con equipo mecánico.- La limpieza con equipo mecanizado es empleada en los conductos de cualquier diámetro de la red, y es el malacate accionado con motor, el principal equipo en este procedimiento de desazolve.

El malacate mecánico, está compuesto de un chasis de acero montado sobre dos llantas neumáticas y una rueda de carretilla en la parte posterior que viene siendo la directriz; además, consta de dos tambores, uno para enrollar el cable de acero de 1/2" de diámetro con el que se moverá la draga y otro para el de 1/4" Ø, que se utilizará en la preparación y por último un motor que lo accionará y el cual usará como combustible gasolina o diesel.

Los consumos de combustibles y lubricantes que proporciona el fabricante para turnos de ocho horas son:

Gasolina	16 lts/turno/malacate.
Diesel	8 lts/turno/malacate.
Aceite en cambio y nivelación	10 lts/mes/malacate.
Grasa amarilla	1 Kg/turno/malacate.

Preparación.- La preparación en los tramos de alcantarillas, previa a los trabajos de dragado en el desazolve de la red, es obligado -

cuando la limpieza se lleva a cabo con malacate manual o mecánico y consiste en la comunicación de un registro a otro.

La preparación se puede llevar a cabo en tres formas:

- 1.- Piola con flotador.
- 2.- Varilla flexible.
- 3.- Tramos de madera curada.

La primera forma de preparación se realiza cuando la corriente del agua en el conducto lo permite y consiste en pasar de un pozo a otro, una piola de nylon en cuyo extremo lleva un material flotante, la piola que se introduce inicialmente es del No. 15, la cual al llegar al registro localizado aguas abajo de donde se inicia la operación, se le amarra otra piola de mayor resistencia que generalmente es del No. 120, ésta se lleva hasta el punto inicial, donde se le amarra el cable de acero de 1/4"  $\phi$ , en caso de que el trabajo no se haga de inmediato, de lo contrario, se le añadirá el cable de acero de 1/2" de diámetro; una vez que el cable de acero de 1/2" ha llegado al pozo siguiente, se le conecta la draga, auxiliándose de los grilletes comúnmente llamados perros.

Preparación con Varilla.- Otra manera de realizar la preparación en las alcantarillas, es mediante el uso de varillas flexibles, la cual está limitada por el diámetro y el volumen de azolve que éstas contengan.

Una vez que las varillas llegan al pozo siguiente del que se introdujo, se procede como en el caso anterior.

Preparación con Madera.- La última forma de preparación - que se menciona, es aquella en que la piola o las varillas se substituyen por tramos de madera de un metro de longitud y una sección de 5 x 5 - cm., las cuales se ensamblan por medio de tornillos.

Procedimiento hidráulico.- En los últimos años, los trabajos de desazolve en las redes de alcantarillado se han ido modernizando y en la actualidad existen muchos equipos de patente extranjera, que emplean el agua a alta presión para remover los desechos sólidos que se encuentran en los conductos del alcantarillado; así como, para succionarlos.

Para que estos equipos puedan operar eficientemente, es necesario que se cuente con hidrantes, (garzas), distribuidos estratégicamente ya que todos ellos utilizan agua limpia.

Es muy importante y benéfico, desde el punto de vista de la eficiencia y la economía, que el organismo encargado de la conservación de los sistemas de alcantarillado, capacite debidamente a su personal, con el fin de obtener el máximo rendimiento, el uso más racional del equipo y herramientas, y proporcionar la atención más eficiente a los usuarios.

Por lo tanto, es conveniente y necesario que los responsables de estos servicios, programen en forma periódica cursos de adiestramiento y capacitación a su personal. Para complementar esta acción, se deberá elaborar un manual sobre la conservación de los sistemas de alcantarillado, que contenga todas las experiencias posibles, los problemas más frecuentes e importantes, y las soluciones adoptadas, etc., este paso faci

litará la tarea en el adiestramiento, al personal activo y la capacitación al que se inicia. Al respecto, es común, que en un sistema que se está operando o está por operarse, existan profesionistas que desconocen por completo este campo de acción, y naturalmente se encuentran desorientados; sin embargo, al contar con un manual que englobe experiencias abundantes en esta área y el contacto con técnicos especializados, soluciona el problema. Además debemos pensar que los responsables de estos trabajos no estarán al frente de ellos eternamente, sino que por razón natural, con el tiempo serán relevados por otros elementos, los cuales merecen contar con todo el apoyo que sea necesario para llevar adelante esta importante misión.

Todos los equipos de limpieza que existen en el mercado son buenos, unos más caros que otros, pero todos cumplen su cometido, por ello lo importante es seleccionar el más eficiente, acorde con nuestras necesidades. Las casas vendedoras procuran siempre convencer al cliente para que adquiera un equipo muy costoso, y no siempre el más apropiado; por tanto, debe recurrirse a la orientación del manual y de un técnico honorable y conocedor.

Por la conveniencia del prestigio de las casas vendedoras, así como para la seguridad del comprador, es de recomendarse:

- 1.- Probar el equipo propuesto antes de realizar la operación de compra-venta para verificar su efectividad y factibilidad técnica-económica.
- 2.- Incluir en el contrato de compra-venta una cláusula en la que se especifique el compromiso contraído por la casa vendedora con el comprador de proporcionar al perso

nal el adiestramiento necesario para la correcta operación y conservación del equipo; además de proveer, en forma permanente y oportuna, las refacciones necesarias para su mantenimiento, y de esta manera asegurar la operación de los equipos.

Podríamos pensar el concepto en que se tendría a los responsables de la compra de estos equipos sí, después de haber hecho una erogación considerable para obtenerlos a base de un sacrificio económico por parte de los usuarios, no fueran los apropiados a las necesidades o si los trabajadores encargados de su operación, por falta de un adiestramiento completo, desconocieran su funcionamiento o éste fuera deficiente; y, por último, que por falta de refacciones se paralizaran las actividades; estas fallas pueden ser frecuentes y hay que evitarlas, tomando muy en serio las recomendaciones anteriores y, desde luego, aceptando la responsabilidad derivada de todo ello.

Factores que deben de considerarse y que influyen en la selección del equipo de limpieza:

- 1.- Costo y eficiencia del equipo.
- 2.- Magnitud de la red.
- 3.- Volúmen y tipo de azolve.
- 4.- Aspecto económico.
- 5.- Disponibilidad de agua.
- 6.- Sistema de Alcantarillado.
- 7.- Mano de obra disponible.

- 8.- Accesos a la red.
- 9.- Disponibilidad del equipo, materiales y herramientas.
- 10.- Urbanización.
- 11.- Topografía.
- 12.- Costo de la mano de obra.
- 13.- Stock de refacciones y capacitación y adiestramiento de la casa vendedora al personal operador.
- 14.- Decisiones Políticas.

III.- REPARACION. - Los trabajos de reparación son aspectos importantes en la conservación de los Sistemas de Alcantarillado y tanto, como la limpieza, deben de realizarse con la mayor rapidez, para que el sistema funcione satisfactoriamente.

Los trabajos que normalmente se realizan en la reparación de los sistemas de alcantarillado se pueden resumir en:

- 1.- Reconstrucción de alcantarillas (albañales domiciliarios, albañales pluviales, atarjeas, subcolectores, colectores, y emisores).
- 2.- Reconstrucción de accesorios y obras complementarias (coladeras pluviales, pozos de visita, pozos especiales, rejillas en captaciones, compuertas, etc.).

Dentro de las causas más comunes que provocan las reparaciones de los sistemas de alcantarillado, podemos enumerar las siguientes:

- 1.- Sobrecarga y vibración por el tráfico de vehículos.

- 2.- Corrosión provocada por la descarga al sistema de gases o ácidos.
- 3.- Sismos.
- 4.- Mala cimentación.
- 5.- Terrenos falsos.
- 6.- Explosiones
- 7.- Mala calidad de las tuberías.
- 8.- Cepas mal compactadas.
- 9.- Instalaciones de gas, luz, teléfonos.
- 10.- Mal uso del sistema.
- 11.- Fugas de la red de agua potable.
- 12.- Desgaste natural.
- 13.- Construcción y conservación de áreas pavimentadas.
- 14.- Trabajo a presión en las alcantarillas.
- 15.- Reparación de otras estructuras.
- 16.- Uso del equipo inadecuado para el desazolve, etc.

IV.- REPOSICION DE ACCESORIOS.- En un sistema de alcantarillado en operación, es necesario mantener sus accesorios en buen estado, es decir, que sus elementos componentes estén completos.

Los trabajos de reposición más frecuentes son:

- 1.- Reposición total de coladeras pluviales, pozos de visita y otros accesorios.
- 2.- Reposición de tapas en los diferentes accesorios.

Las piezas especiales, tan importantes y de uso muy frecuente en los accesorios de la red, deben seleccionarse cuidadosamente en función de muchos factores, tales como su durabilidad, resistencia, economía, peso, fácil adquisición en el mercado, fabricación rápida y sencilla, etc.

Es conveniente estandarizar o uniformizar estos elementos; sobre todo los brocales de pozos de visita, coladeras pluviales, compuertas, tapas de las cajas sobre colectores, etc. Pues debido al tráfico de vehículos o al uso simplemente, sufren deterioros o rupturas, que obliga a su reposición total o parcial. Por tanto, debemos de tener en bodega, piezas de reposición y resolver estos problemas con la máxima rapidez, ya que la falta de atención rápida puede ocasionar accidentes que van desde una simple caída de peatones, hasta la muerte por accidentes más severos.

El contar con varios tipo de accesorios complica su mantenimiento, ya que el simple reporte, generalmente del público, no nos proporciona los datos completos para remediar el desperfecto, sino que hay necesidad de enviar personal competente a recabar datos.

V.- SUPERVISION, - Durante la etapa de conservación de los sistemas de alcantarillado, todo lo relativo a la supervisión, engloba principalmente los trabajos que se enumeraron anteriormente (inspección, limpieza, reparación, reposición de accesorios, prevención de explosivos, medición de gastos, organización y administración de personal y equipo), los cuales deben estar bajo la supervisión de personal capacitado que apruebe o desapruébe los trabajos que se ejecutan bajo un programa establecido; así como, tomar las decisiones adecuadas y oportunas.

Es recomendable, tener la más amplia información de este servicio; los encargados deberán solicitar la cooperación de todo el personal que labora en su sistema, del público y de otras dependencias afines, con el fin de contar con mayor número de datos verídicos y oportunos sobre anomalías que se presenten en el sistema y ordenar los trabajos que sean necesarios, para solucionar los desperfectos de manera dinámica y eficiente; sin embargo, la acción deberá ser más amplia para alcanzar la meta deseada, esto es, supervisar los trabajos ordenados, analizar los reportes correspondientes y finalmente llegar a la evaluación.

VI.-PREVENCION DE EXPLOSIONES.- Las causas principales de explosiones en las redes de alcantarillado se deben a la presencia de sustancias explosivas dentro de sus conductos, originada por las descargas de aguas residuales que se realizan sin ningún control y reglamentación; así como, a la falta de conciencia que sobre el uso de estos sistemas encontramos en los habitantes de la población y, en algunos casos a la ventilación inadecuada. Cuando se cumplan menos estos tres señalamientos, el problema se eliminará o reducirá, en un porcentaje muy considerable.

En todos los trabajos de conservación en donde se realizan inspecciones, limpieza y reparaciones de la red, el personal está en peligro de sufrir accidentes, daños físicos, infecciones, envenenamientos con gases, asfixia, etc.

Todas estas tareas se ejecutan en la vía pública, donde el tráfico de vehículos representa un peligro; ahora bien, si observamos el inte-

rior de las alcantarillas encontramos aguas residuales con gran cantidad de sólidos y microorganismos, ácidos y gases explosivos venenosos y corrosivos.

De lo anterior se desprende que el medio donde se desarrollan estas actividades es muy peligroso y dañino a la salud e integridad física del hombre; por tanto, es justo, humano y obligatorio proporcionar a estos trabajadores toda la protección necesaria.

Entre las precauciones que se deben tomar en consideración para no exponer al personal a estos peligros, se cuentan: la ventilación natural o artificial, la detección de gases peligrosos, el uso de equipos protectores y evitar chispas del equipo eléctrico o de las herramientas.

"Por comparación con las cuotas de seguro industrial en cuatro estados del Este de los Estados Unidos, los riesgos del trabajo en los sistemas de saneamiento son de 7.5 al 62.5% mayores que los del trabajo de un equipo de maquinaria". En el Anexo No. 7 está la Tabla 13.1, se presenta un Resumen de los gases que suelen encontrarse en las tuberías.

Debido a lo anterior, en varios países las autoridades han tenido una intervención oportuna, estableciendo Leyes que fijan un seguro obligatorio para la cobertura de riesgos en este tipo de trabajos.

En otros, por diversas causas se han omitido esta responsabilidad y el estado debe legislar para evitar esta incongruencia.

VII. - MEDICION DE GASTOS. - Desde luego, que previa a la instalación del alcantarillado de una población, todos los conductos que lo constituyen, fueron dimensionados en función del gasto probable que desalojarán; sin embargo, ya en la operación es necesario conocer las aportaciones de cauces abiertos, entronques de tuberías secundarias a primarias, intercepciones, puntos de desfuegos, etc., para poder decidir en un momento dado la operación adecuada de equipo de bombeo, compuertas u otras instalaciones semejantes y controlar los escurrimientos en diversas zonas de la población. Relacionar los escurrimientos con la intensidad, duración y frecuencia de las lluvias.

VIII. - ORGANIZACION Y ADMINISTRACION DEL PERSONAL Y EQUIPO. - Para todas las actividades que se realizan en los trabajos de conservación de los sistemas de alcantarillado se debe de contar con el personal capacitado en cada una de las áreas de trabajo. Además, es recomendable e importante que el personal no solamente domine una actividad, sino varias, para que su labor sea más eficiente, trayendo consigo el máximo rendimiento.

Los recursos que se juzguen necesarios en este tipo de trabajo, dependerán de la extensión del sistema, así como de sus obras accesorias y complementarias.

De todos los datos que se obtienen diariamente, en las actividades del mantenimiento realizadas en el sistema por medio de las inspecciones u otras tareas, deberá hacerse un listado lo más completo posible, que nos será de gran utilidad a la hora de formular los programas de manteni-

miento, evitando durante la elaboración, las tensiones y omisiones que se originan como consecuencia de la formulación apresurada, ya que de ordinario, tales programas se generan en cortos plazos.

Y por último se puede afirmar \* que el proceso administrativo, es la combinación más efectiva posible de hombres, materiales, máquinas, instalaciones, métodos y dinero para obtener la realización de los objetivos fijados.

Este ciclo se compone de las fases siguientes:

- 1.- Planeación.
- 2.- Organización.
- 3.- Ejecución.
- 4.- Dirección.
- 5.- Control.

\* William J. Mc. Larney.

## SITUACIONES DE EMERGENCIA

### (CRITERIOS ACTUALES)

Pueden ocurrir acciones imprevistas, provenientes de fenómenos meteorológicos y telúricos, así como explosiones o actos de sabotaje, que provoquen en los Sistemas de Alcantarillado, desperfectos de gran consideración, dando origen a las llamadas "SITUACIONES DE DESASTRE O DE EMERGENCIA", que en nuestro caso serán precedidas de inundaciones en las zonas afectadas por dicho fenómeno; así como de aquellas, que se encuentran integradas al funcionamiento del Sistema.

Los desperfectos más comunes que se pueden presentar una vez acontecido el desastre, son entre otros los siguientes:

- 1.- Ruptura, dislocamientos, obstrucciones o fallas electro-mecánicas, en los conductos, accesorios y obras auxiliares o complementarias del Sistema de Alcantarillado.
- 2.- Ruptura, fugas, fallas electromecánicas y otras en obras de conducción y captación, almacenamiento o regulación, potabilización y distribución del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable.

Lo enumerado en los puntos anteriores provocará sin duda, mala operación del Sistema trayendo como consecuencia:

- a) Encharcamientos e inundaciones en diversos sitios de la población.

- b) Acarreo de lodos, basuras y otros sólidos arrastrados por el agua.
- c) Contaminación del aire, agua y suelo.
- d) Desquiciamiento del tránsito de vehículos y peatones.
- e) Semáforos descompuestos.
- f) La población damnificada se verá imposibilitada muchas veces de acudir a sus labores normales en las diversas actividades agrícolas, ganaderas, industriales, comerciales, públicas, etc., originando inactividad en muchas áreas productivas.
- g) Escasez de alimentos.
- h) Afectación en las vías de comunicación.
- i) Fallas en la energía eléctrica.
- j) Y lo más lamentable, pérdida de vidas humanas.

Para hacer frente a tales sucesos el organismo responsable de la operación, se encuentra frente a un problema técnico de extrema gravedad, por los factores económicos, políticos y sociales que intervienen y -- que deberá considerar, para obtener una solución equilibrada, a los intereses de la población; por lo anterior, deberá contemplar las siguientes actividades:

- a) Inspección del Sistema.
- b) Asignación de mando único.
- c) Reconocimiento total de la zona afectada.
- d) Coordinación y programación de los trabajos por ejecutar.
- e) Delimitación y evacuación de la zona en caso necesario.

- f) Distribución de los trabajos por ejecutar, delegando responsabilidades.
- g) Investigación física del daño, sus causas y evaluación.

### INSPECCION DEL SISTEMA

Se dan instrucciones amplias y detalladas a nuestro personal, para que efectúe las revisiones necesarias y conocer el estado que guardan las instalaciones del Sistema después del fenómeno, distribuyendolo a todos los sitios en donde no se tenga personal todos los días del año, las 24 horas, dando preferencia a los más importantes en cuanto a su operación y aquellos considerados como críticos.

Una vez detectada alguna anomalía, por nuestro personal, el público u otra dependencia del Gobierno, se procede a verificarla, con el fin de obtener el mayor número de datos posibles y su probada veracidad.

De inmediato damos aviso a nuestros superiores por teléfono, radio o algún otro medio, aunque después de esta información sea más detallada con un escrito y complementada con fotografías, croquis, etc.

### ASIGNACION DE MANDO UNICO

Una situación de esta índole provoca nerviosismo, impacto y gran responsabilidad en las personas que tienen participación directa y deben actuar con la mayor serenidad posible, a fin de que no existan titubeos ni contradicciones en las determinaciones que se tomen.

Es muy común en estos casos que muchas personas que desconocen el manejo de este tipo de problemas opinen, critiquen, den órdenes o realicen cualquier acto para llamar la atención, impresionar o quedar bien con alguien. O bien todos mandan, todos gritan, todos opinan y nadie obedece, estas actitudes son completamente negativas y hay que evitarlas a toda costa, para no dar un triste espectáculo.

La dirección de mando debe estar asignada a una sola persona que tenga cualidades tales como:

Jerarquía, criterio, sentido común, experiencia profesional, conocimientos técnicos, que escuche y analice las opiniones de los profesionistas que lo rodean y de otros con bastos conocimientos y experiencias.

#### RECONOCIMIENTO TOTAL DE LA ZONA AFECTADA.

En esta etapa de reconocimiento, procedemos a cuantificar la magnitud y trascendencia de los efectos producidos por el fenómeno, tanto a nuestras instalaciones que son de servicio público como aquellas, que se localizan en propiedades privadas, con el propósito de formular planes de coordinación y programas de trabajo.

Entre los datos recabados en este reconocimiento se encuentran los siguientes:

- 1.- Localización y cuantificación de la falla en los Sistemas de Alcantarillado y Agua Potable que podría ser debido -

a las causas que se mencionan en los efectos de un -  
desastre; para lo cual nuestro personal tendrá que com-  
probar y verificar el funcionamiento o el daño de cada  
concepto.

- 2.- Area inundada, mencionando las dimensiones aproxima-  
das y sus límites con un listado de calles, número de -  
viviendas afectadas y el número de damnificados, así -  
como la cuantía aproximada de las pérdidas.

### COORDINACION Y PROGRAMACION DE LOS TRABAJOS POR EJECUTAR.

La coordinación y programación de todas las actividades ten-  
dientes a lograr una solución pronta y satisfactoria, deberá hacerse en --  
función de los recursos disponibles en ese momento, los que se obtengan  
después; así como, de las necesidades que se presenten de acuerdo a la -  
magnitud del problema y del factor tiempo.

En el Distrito Federal, para resolver este tipo de problemas,  
es necesaria la coordinación y programación de los trabajos por ejecutar  
de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica responsa-  
ble directa con:

- a) Las 16 Delegaciones Políticas existentes en el Distrito -  
Federal.
- b) Dirección General de Policía y Tránsito.

- c) Dirección General de Obras Públicas.
- d) Dirección General de Acción Social y Cultural.
- e) Dirección General de Relaciones Públicas.
- f) Dirección General de Servicios Médicos.

y otras Direcciones Generales del Gobierno del Distrito Federal, así como de importantes Secretarías de Estado.

DELIMITACION Y EVACUACION DE LA ZONA EN  
CASO NECESARIO.

La zona afectada deberá aislarse de personas, vehículos u otros obstáculos que interfieran con los trabajos de reconstrucción y rehabilitación del Sistema y de la zona; por tal motivo, se tendrá que hacer una delimitación tanto hidráulica como territorial. En el primer caso, habrá necesidad de desviar o derivar por el tiempo que sea necesario el caudal, que ordinaria o extraordinariamente se concentre en el sitio afectado, para lo cual deberemos de operar compuertas, colocar tapones, instalar bombeo provisional, construir zanjas o pequeños tramos de alcantarillas, vertederos o aliviaderos, así como, la ocupación temporal de terrenos, para almacenamiento del agua excedente.

Por la magnitud del desastre, hay ocasiones en que se hace necesaria la evacuación de los habitantes de la zona, para este fin las Autoridades correspondientes, deberán disponer de sitios seguros donde alojarlos, evitando en lo máximo las desgracias personales, la insalubridad, las enfermedades, la falta de alimentación y otras carencias que se presenten.

## DISTRIBUCION DE LOS TRABAJOS POR EJECUTAR, DELEGANDO RESPONSABILIDADES

En la solución a problemas de este tipo, se realizan trabajos muy variados y el personal que interviene requiere de experiencia, voluntad y responsabilidad en estas maniobras, así como del conocimiento en la operación del Sistema y la localización de sus partes, de igual manera con la maquinaria, equipo, herramientas y materiales que sean necesarios. Todo lo anterior hace obligatoria la distribución de los trabajos por ejecutar en las diversas dependencias que intervienen, delegando sus respectivas responsabilidades.

## INVESTIGACION FISICA DEL DAÑO, SUS CAUSAS Y EVALUACION.

Cuando existan dudas sobre las causas que originaron el daño a las instalaciones, será preciso invitar a colaborar a personas o instituciones que por su especialidad y experiencia ayuden a conocer la realidad y atacar en sus raíces el problema mismo, llegando a una solución definitiva y económica.

En cuanto a la evaluación de los daños será necesaria la recopilación de las diferentes estimaciones de cada una de las dependencias, que tengan responsabilidades en el área del siniestro, integrando la central de mando una evaluación final, que considere todos los puntos de vista recibidos.

ANEXO 1FUENTES QUE GENERAN AZOLVES

- 1.- Casas Habitación, Edificios (de Departamentos y Oficinas) Vecindades.
- 2.- Escuelas.
- 3.- Sanatorios y Hospitales.
- 4.- Lavaderos públicos.
- 5.- Rastros.
- 6.- Lavanderías.
- 7.- Hoteles y Restaurantes.
- 8.- Taquerías.
- 9.- Cantinas.
- 10.- Mercados.

TIPOS DE AZOLVES

Desperdicios de comida, pelotas, madera, mangos de escoba, cucharas, canicas, trapos, zacates, envases, huesos, vidrios, algodón, etc.

Arenas, papel, bolsas de plástico, etc.

Algodón, mantas, sábanas, carne humana, (fetos) etc.

Zacates, grasa, trapos, arenas, papel, etc.

Desperdicios de carne, estiércol, pelos, cerdas, cascos de patas, cuernos, grasas, plumas, etc.

Desperdicios de ropa, bolsas de nylon, escobetas, etc.

Desperdicios de ropa y comida, grasas, escobetas, zacates, toallas, algodón, etc.

Desperdicios de comida, papeles, grasas, corcholatas, etc.

Corcholatas, botellas, papel, aserrín, vidrios, desperdicios de comida, grasas, etc.

Desperdicios de frutas, verduras y legumbres, desechos de mariscos, huesos, vidrios, basuras, etc.

ANEXO 1

- |   |   |
|---|---|
| 11.- Obradores.                             | Grasas, huesos, desperdicios de carne, pelos y cerda, aserrín, basuras, etc.              |
| 12.- Baños Públicos.                        | Estropajos, jabones, toallas, etc.  |
| 13.- Casas ó Edificios en Construcción.     | Escombros, arena, palos, lechada de cemento y calidra, desperdicio de yeso, pintura, etc. |
| 14.- Molinos de Nixtamal.                   | Desperdicio de maíz, clote, cal, etc.   |
| 15.- Carnicerías.                           | Grasas, huesos, desperdicios de carne, aserrín, etc.                                      |
| 16.- Panaderías.                            | Grasa, harina, aserrín, etc.  |
| 17.- Expendio de Mariscos.                  | Conchas de ostiones, desperdicios de pescado, etc.  |
| 18.- Terminales de Camiones.                | Gasolina, aceite, palos, estopas, basuras, etc.   |
| 19.- Fábricas de Aceite.                    | Grasa, desperdicio de coco, cacahuates, etc.  |
| 20.- Fábricas de Jabones.                   | Grasas, huesos, etc.  |
| 21.- Pasteurizadoras.                       | Desperdicios de la leche, envases, etc.   |
| 22.- Fábricas de Papel, Cartón y Depósitos. | Desperdicios de papel, madera, (material cementante) etc.                                 |
| 23.- Fábricas de Mosaico y Azulejo.         | Desperdicio de arena, lechado de cemento, etc.  |
| 24.- Fábricas de Cemento.                   | Desperdicio de cemento, piedra caliza, hilazas, papel, etc.                               |
| 25.- Fábricas de Pinturas.                  | Desperdicio de pintura, aceites, envases, solventes, etc.                                 |

ANEXO 1

26.- Refinerías.	Gasolina, aceites, palos, estopas, grasas, gases, etc.
27.- Gasolinerías.	Gasolina, aceites, palos, lodo, alambres, grasas, estopas, etc.
28.- Industrias Textiles.	Hilazas, conos de cartón, lana, carretes de madera, etc.
29.- Tenerías.	Grasas, cueros, ácidos, desperdicio de cuero, etc.
30.- Talleres Mecánicos.	Aceites, estopa, gasolina, solventes, etc.
31.- Plantas y Ohs de Concreto.	Desperdicios del concreto, etc.
32.- Talleres de Electrodepósitos (galvanizado, cromado, anodizado, niquelado, etc.)	Acidos, cianuro, etc.
33.- Talleres de Artes Gráficas.	Desperdicios de papel, trapos, pinturas, aceite, estopa, etc.
34.- Calles y Avenidas Arboladas.	Raíces y hojas (pinos, pirul, fresnos, etc.) - arenas y basuras.
35.- Equipos de Limpieza.	Basuras, etc.
36.- Obras de pavimentación.	Asfalto, grava cementada y escombros.
37.- Plantación de arbolitos.	Tierra de la excavación.
38.- Calles sin Banqueta y sin Pavimento.	Tierra, piedras y diversos desechos.

ANEXO 2CUADRILLAS DE EMERGENCIA  
(Equipo y Herramientas)

- 1.- Camiones o Camionetas de redilas de 3 a 4 toneladas de capacidad.  
( con equipo de Radio comunicación ).
- 2.- Varillas flexibles de 80 a 120 tramos de 5/16"  $\emptyset$  por 36" de Long.
- 3.- Llaves de armar y jalar ( un juego ).
- 4.- Tirabuzones de distintos diámetros ( 0.05 a 0.03 m. )
- 5.- Cabeza de ataque.
- 6.- Guías con aumento de ( 0.50, 1.00, 1.50, 2.00, 2.50 m. de long.)
- 7.- Picos.
- 8.- Palas
- 9.- Cucharones ( pata de caballo )
- 10.- Barretas
- 11.- Cubeta de lámina negra de 20 Lts. de cap.
- 12.- Cable de manilla de 1" de  $\emptyset$ .
- 13.- Depósito de azolve.
- 14.- Localizador de varilla.
- 15.- Marrós.
- 16.- Cuñas.
- 17.- Cinceles.
- 18.- Carretillas.
- 19.- Ganchos.
- 20.- Paletas.

ANEXO 2

NOTA: Se adiciona el siguiente material en caso de que la cuadrilla se utilice para preparar los trabajos de malacates:

- 1.- Alambre galvanizado No. 8, tramos de 80 a 100 m.
- 2.- Cable de acero de 1/4"

### ANEXO 3.

#### CUADRILLAS DE MALACATES MANUALES. ( Equipo y Herramienta.)

- 1.- Camión de volteo
- 2.- Malacates ( con manijas )
- 3.- Cable de acero de 1/2"  $\phi$ . y la longitud necesaria de acuerdo con la separación de pozos.
- 4.- Cepillos de distintos diámetros 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30 y 0.40 m. de  $\phi$ , etc.
- 5.- Dragas de 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30 y 0.40 m. de  $\phi$ .
- 6.- Erizos de 0.15, 0.20, 0.25 m. de  $\phi$ .
- 7.- Bastones ( con carretillas )
- 8.- Cucharones ( pata de caballo )
- 9.- Carretillas
- 10.- Barretas
- 11.- Cable manila de 1" de  $\phi$ .
- 12.- Marros.
- 13.- Depósito de azolve.
- 14.- Ptolas
- 15.- Carretillas
- 16.- Ganchos
- 17.- Picos
- 18.- Palas
- 19.- Alambre galvanizado del No. 8
- 20.- Varillas flexibles
- 21.- Tirabuzones
- 22.- Llaves de armar y de jalar.

## ANEXO 4

### MATERIALES, EQUIPOS Y HERRAMIENTAS USADAS EN LA RECONSTRUCCION DE ALCANTARILLADOS.

#### CAMIONES

Compresoras

Equipo de Radio comunicación.

Marros

Cuñas

Barretas

Palas

Picos

Carretillas

Cucharas de albañil

Cinceles

Macetas

Piolas ( hilos )

Bieldos

Pizones

Maderas para Ademe (polines y tablones).

Cinta Métrica

Clavos de 2" y 3"

Plomadas

Niveles de Mano.

Mangueras

Serroteas

Cubetas de lámina negra de 20 lts. de capacidad.

Bombas de 2, 3 y 4"  $\phi$ .

Plantas de luz con Guirnalda

Arcos y Seguetas

Hachas para cortar raíces

Cable de manila de 1"  $\phi$ .

...../

## ANEXO 5

### EQUIPOS PARA LA PROTECCION DEL PERSONAL

- 1.- Equipos para las lluvias ( impermeables )
- 2.- Botas ( rodilla, cintura, overol )
- 3.- Guantes de cuero
- 4.- Mascarillas
- 5.- Señalamientos ( defensas, señales luminosas, etc.)
- 6.- Cascos
- 7.- Detectores de gases ( venenosos, explosivos, corrosivos, etc. )
- 8.- Cinturones de seguridad
- 9.- Botiquines
- 10.- Lámparas de pila seca
- 11.- Casas de campaña y lonas.

.... /

CUADRILLAS DE MALACATES MECANICOS  
( Equipo y Herramienta )

- 1.- Malacates para colector de 25 o 35 caballos de fuerza.
- 2.- Dragas de 0.30 a 0.60 m. de diámetro.
- 3.- Bastón con puente y polea de 15 pulgadas para sacar la draga.
- 4.- Bastón con puente y polea de 12 pulgadas para jalar la draga.
- 5.- Base para sostener el bastón.
- 6.- Carrete para la preparación.
- 7.- Manerales que son necesarios.
- 8.- Cadena para colgar la draga.
- 9.- Cable de 1/2 y 1/4 pulgada de diámetro.
- 10.- Alambre galvanizado.
- 11.- Piola de nylon del Nq. 15 y 120.
- 12.- Madera curada para preparar.
- 13.- Tornillos.
- 14.- Abrazaderas de 1/2 y 1/4 de pulgada.
- 15.- Rozaderas.
- 16.- Destorcedor para el cable.
- 17.- Grilletes.
- 18.- Flotador.
- 19.- Varilla flexible.
- 20.- Llaves ( armar, jalar y dar vuelta ).
- 21.- Tirabuzones.
- 22.- Localizador.

ANEXO 6 Hoja 2

- 23.- Punta de ataque.
  - 24.- Gancho de varilla corrugada.
  - 25.- Cucharón pata de caballo.
- 
- 1.- Malacate para Atarjea de 17 caballos de fuerza.
  - 2.- Dragas de 0.10 a 0.25 m. de diámetro.
  - 3.- Bastón con puente y polea de 12" .
  - 4.- Base para sostener el bastón.
  - 5.- Carrete para la preparación.
  - 6.- Manerales que son necesarios.
  - 7.- Cadenas para colgar la draga.
  - 8.- Cable de 1/4 y 1/2" de diámetro.
  - 9.- Alambre galvanizado.
  - 10.- Abrazadera de 1/4 a 1/2" .
  - 11.- Rozaderas.
  - 12.- Destorcedor para el cable.
  - 13.- Grilletes.
  - 14.- Varilla flexible.
  - 15.- Llaves ( armar, jalar y dar vuelta ).
  - 16.- Tirabuzones.
  - 17.- Localizador.
  - 18.- Punta de ataque.
  - 19.- Gancho de varilla corrugada.
  - 20.- Cucharón pata de caballo.

## ANEXO No. 7

366

ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

TABLA 13-1

PROPIEDADES DE ALGUNOS GASES QUE SE ENCUENTRAN EN LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO

Nombre del gas	Peso específico al aire	Margen explosivo % en el aire		Propiedades	Efectos fisiológicos	Concentración de seguridad, % en el aire
		Mín.	Máx.			
Amoníaco	0.6	16	0	Ou	(1)	0.03
Anhidrido carbónico	1.83	0	0	NT, C, O, T	(2)	2 a 3
Monóxido de carbono	0.87	12.5	74.2	C, O, T, NI, To	(2)(3)(7)	0.01
Cloro	...	...	...	Ou	(1)(9)	0.0004
Etano	1.05	3.1	15.0	C, O, T, NT		
Gasolina*	3 a 4	1.3	7.0*	Ou	(4)(6)	1.0
Hidrógeno	0.07	4.0	74.2	C, O, T, NT	(2)	
Sulfuro de hidrógeno	1.19	4.3	46.0	Od, C, To	(5)(8)	0.002 a 0.02
Gas del alumbrado	0.7±	5.0	...	To	(2)	0.01±
Metano	0.55	5.0	15.0	C, O, T, NT	(2)	
Nitrógeno	0.87	0	0	C, O, T, NT	(2)	
"Phosphine"				T		
Dióxido de azufre				Ou	(1)(2)	0.005

\* Véase también la Sec. 12-14.

† Auto-incendiable cuando se expone al aire. Peligroso. (1) Irrita las vías respiratorias, los ojos y las mucosas. (2) Asfixiante. (3) Peligroso, sutil. (4) Anestésico a 2.4%; jaqueca, náuseas. (5) Irritante, embotamiento sistemático. Paraliza los centros respiratorios. (6) 1.1% peligroso aun con una exposición corta. (7) 0.2% causa inconsciencia en 30 min. (8) Muerte en pocos minutos a 0.2%. (9) Gas de "guerra" sumamente tóxico. C, incoloro. O inodoro. Od, olor peculiar en pequeñas concentraciones; no en grandes concentraciones. Ou, olor peculiar. NI, no irritante. NT, no tóxico. T, insípido. To, tóxico.

## ANEXO No. 7

TABLA 10

GASES PELIGROSOS QUE SE ENCUENTRAN COMÚNMENTE EN LAS ALCANTARILLAS  
Y EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS\*

Nombre del gas	Fórmula química	Densidad de los vapores. Peso específico** (aire = 1)	Límites explosivos (Volumen por ciento en el aire)		Principales propiedades (Las porcentajes que se mencionan son porcentajes de volumen en el aire)	Efectos fisiológicos (Las porcentajes que se mencionan son porcentajes de volumen en el aire)	Procedencia más común	Método de análisis, seguro, sencillo y barato***
			Límite inferior	Límite superior				
Oxígeno (en el aire)	O <sub>2</sub>	1.11	No inflamable		Gas incoloro, inodoro, insípido y no venenoso. Sustiene la combustión.	El aire contiene normalmente 20.93% de O <sub>2</sub> . El hombre tolera una disminución hasta del 12%. Se estima que una disminución por abajo de 7.5% es fatal.	Agotamiento del oxígeno debido a ventilación insuficiente y absorción, o consumo químico del O <sub>2</sub> disponible.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Vapores de gasolina	Desde C <sub>4</sub> H <sub>10</sub> hasta C <sub>12</sub> H <sub>26</sub>	Desde 5.0 hasta 4.8	1.3	7.0	Incoloro, olor perceptible hasta en concentraciones de 0.01%. Inflamables. Explosivos.	De efectos anestésicos cuando se inhalan. Al 2.43% es rápidamente fatal. De 11 a 22% es peligroso aun durante corta exposición.	Fugas de tanques de almacenamiento, descargas de los garajes y de operaciones domésticas o comerciales de lavado en seco.	1. Indicador de gases combustibles. 2. Indicador de deficiencia de oxígeno para concentraciones mayores de 0.3%.
Monóxido de carbono	CO	0.97	12.5	74.2	Incoloro, inodoro, no irritante, insípido, inflamable. Explosivo.	La hemoglobina de la sangre tiene una gran afinidad por este gas. Envenena la sangre por falta de oxígeno. Del 0.2 al 0.25% provoca la pérdida del conocimiento en 30 minutos.	Gas combustible elaborado.	Ampollitas de CO
Hidrógeno	H <sub>2</sub>	0.07	4.0	74.2	Incoloro, inodoro, insípido, no venenoso, inflamable. Explosivo. Propaga las llamas rápidamente; muy pegajoso.	Actúa mecánicamente para desalojar el oxígeno de los tejidos. No sustiene la vida. Es un anaficente simple.	Gas combustible elaborado.	Indicador de gases combustibles.
Metano	CH <sub>4</sub>	0.55	5.0	15.0	Incoloro, insípido, inodoro, no venenoso, inflamable. Explosivo.	Consúltese hidrógeno.	Gas natural, gas de los pastos, gas combustible elaborado, gas de alcantarilla.	1. Indicador de gases combustibles 2. Indicador de deficiencia de oxígeno.

Acido sulfhídrico	H <sub>2</sub> S	1.19	4.3	46.8	Olor a huevos podridos, aun en pequeñas concentraciones pero el sentido del olfato se embota rápidamente. El olor no se evidencia a concentraciones altas. Incoloro, inflamable. Explosivo. Venenoso.	Provoca la muerte en pocos minutos a 0.7%. Paraliza los centros respiratorios.	Humos de petróleo, gases de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Bióxido de carbono	CO <sub>2</sub>	1.53	No inflamable		Incoloro, inodoro, no inflamable. No se presenta generalmente en cantidades peligrosas, a no ser que ya exista una deficiencia de oxígeno.	Al 10% no puede resistirse por más de unos cuantos minutos. Actúa sobre los centros nerviosos de la respiración.	Se desprende de los estratos carbonosos. Gas de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Nitrógeno	N <sub>2</sub>	0.97	No inflamable		Incoloro, insípido, inodoro. No inflamable. No venenoso. Principal constituyente del aire (casi del 78%).	Consúltese hidrógeno.	Se desprende de algunos estratos de rocas. Gas de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Etileno	C <sub>2</sub> H <sub>4</sub>	1.00	3.1	15.0	Incoloro, insípido, inodoro, no venenoso. Inflamable, explosivo.	Consúltese hidrógeno.	Gas natural.	Indicador de gases combustibles.
Oloro	Cl <sub>2</sub>	2.5	No inflamable No explosiva		Gas amarillo verdoso, a baja presión, líquido de color amarillo. De olor fuertemente irritante y penetrante. Instantáneamente corrosivo en presencia de humedad.	Irritante respiratorio, irritante de los ojos y de las membranas mucosas. 30 ppm provocan acúfenos de los 40-60 ppm son peligrosas en 30 minutos. 1000 ppm pueden resultar fatales en pocas aspiraciones.	Fugas en conexiones de tuberías. Descarga excesiva.	Olor, amoníaco concentrado en estopa produce humos blancos.

\* De Water and Sewage Works - Van Kluck - Agosto de 1953.

\*\* Los gases con densidad menor de 1.0 son más ligeros que el aire; los de más de 1.00 son más pesados que el aire.

\*\*\* El primer procedimiento que se menciona es el más indicado.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**BIBLIOGRAFIA**

**JULIO, 1982**

**Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285**

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

Temas 5-1 y 5-2. Alcantarillados pluviales.

- 1.- Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers. - ASCE, WPCF. Manual No. 9. 1970.
- 2.- Water and Wastewater Engineering. Volumen 1. Fair, Geyer y Okun.
- 3.- Sewerage and sewage treatment. 8a. edición. Babbitt y Bawman.
- 4.- Water supply and waste disposal. Hardenbergh y Rodie.
- 5.- Sewerage and Sewage treatment. Hardenbergh.
- 6.- Water supply and pollution control. Clark y Viessman.
- 7.- Water supply and waste water disposal. Fair y Geyer.
- 8.- American Sewerage Practice. Vol. 1. Metcalf y Eddy.
- 9.- Hydraulic Resources Engineering. Linsley y Franzini.
- 10.- Handbook of Applied Hydraulics. 3a edición. Davis.
- 11.- Engineering hydrology. Butler.
- 12.- Handbook of Applied Hydrology. Ven Te Chow.
- 13.- Handbook of Applied Hydrology. Jens y McPherson.
- 14.- Probability and Statistics. Burington y May.
- 15.- Modern Elementary Statistics. 3a. edición. Freund.
- 16.- Principles of Statistics. Bulmer.
- 17.- Apuntes del curso Abastecimientos de Agua y Alcantarillados. Paz.

Tema 6-1. Estaciones de bombeo.

- 1.- Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers. - ASCE, WPCF. Manual No. 9. 1970.
- 2.- Sewerage and sewage treatment. 8a edición. Babbitt y Bawman.
- 3.- American Swerage Practice. Vol. 1 Metcalf y Eddy.
- 4.- Handbook of Applied Hydraulics. 3a edición. Davis.
- 5.- Centrifugal Pumps. Karasik.

- 6.- Centrifugal and Axial Pumps. Stepanoff.
- 7.- Pumps. Wheeler Economy.
- 8.- Manual de bombas. KSB.
- 9.- Pumps. Kristal y Annett.
- 10.- Pumping of Liquids. Holland y Chapman.
- 11.- Pump selection and application. Hicks.
- 12.- Pump operation and maintenance. Hicks.
- 13.- Centrifugal pumps. Anderson.
- 14.- Manual de obras civiles. C. F. D. Sección L.
- 15.- Design. Seelye.
- 16.- Effluent Pumping Plant. KSB.
- 17.- Instalaciones elevadoras de desagües. KSB.
- 18.- Control de agua. KSB.
- 19.- Bombas para agua potable. O. S. P. Publicación 145.
- 20.- Hidráulica y construcciones hidráulicas. Schaffner.
- 21.- Apuntes del Curso Hidráulica II. Paz.

- - - - -



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**METODO SECUENCIAL PARA EL DISEÑO OPTIMO DE REDES  
DE ALCANTARILLADO**

**DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ**

**JULIO, 1982**

## MÉTODO SECUENCIAL PARA EL DISEÑO ÓPTIMO DE REDES DE ALCANTARILLADO

Ubaldo Bonilla Domínguez

- Centro de Investigación y Entrenamiento, D.G.P.O.E.
- Subsecretaría de Planeación, SARR
- Profesor de Ingeniería Ambiental, DEPEI, UNAM

Resumen

Se presenta y ejemplifica con una aplicación un método secuencial semiheurístico para optimizar el costo de sistemas de alcantarillado considerando, desde un principio, sólo los diámetros existentes en el mercado. El método puede ser aplicado a mano en sistemas con una población equivalente de unos 400 mil habitantes, empleando tiempos razonables para ello; si se desea, puede ser programado en computadora.

Synopsis

A semiheuristic method to optimize the cost of sewerage and runoff networks is presented. Solution to the problem considers only the pipe commercial diameters existing on the market. For networks corresponding to population equivalents of about  $4 \times 10^5$  inhabitants the method may be applied by hand but if desired, it may be programmed.

Agradecimientos

El autor agradece su participación en la elaboración de este trabajo a las siguientes personas: Ingeniero Roberto Contreras Martínez, quien recolectó los datos, realizó los cálculos del ejemplo, comparó los resultados con los del método convencional y preparó las gráficas y figuras; Srta. Ana María Pastrana Berdejo, quien elaboró los dibujos; Sritas. Bertha Sosa y Patricia Vázquez quienes se encargaron de la mecanografía. Al Ingeniero Enrique Dau Flores, Director General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado en Centros Urbanos, se agradece especialmente el suministro de datos sobre precios unitarios y costos de excavación y tuberías.

Introducción

El diseño convencional de un sistema de alcantarillado consta de seis etapas: estudios preliminares; selección del sitio de vertido o tratamiento; trazo de la red; determinación de caudales en cada tramo de tubería; determinación de diámetro, pendiente y profundidad para cada uno de los tramos y determinación del costo de la red.

Al presente, se han desarrollado métodos que permiten optimizar el costo de una red, considerando simultáneamente las variables y restricciones que intervienen en el problema; sin embargo, tales métodos presentan uno o más de los siguientes inconvenientes: requieren amplia capaci-

dad de computación; consideran que las tuberías funcionan llenas; suponen que existen tubos de cualquier diámetro; o ignoran algunas restricciones.

En este trabajo se presenta un método secuencial semiheurístico que permite optimizar el costo de una red una vez que se han determinado los caudales en cada tramo de tubería; este método elimina algunos inconvenientes que presentan otros métodos de optimización. Su aplicación puede realizarse a mano, con el auxilio de gráficas y calculadora, en tiempos relativamente cortos, para poblaciones equivalentes hasta de unos 400,000 habitantes o, si se desea, puede ser programado para computadora.

Nomenclatura y Unidades

D	diámetro de tubería, m
L	longitud de tramo, m
Q	caudal, m <sup>3</sup> /seg
V	velocidad, m/seg
S	pendiente hidráulica
n	coeficiente de la fórmula de Manning*
T	cota del terreno, m
S <sub>T</sub>	pendiente del terreno
h	profundidad de excavación a la clave, m
C	costo unitario de tubería, excavación, etc. (relativo)
K	costo total de la red (relativo)
a, b, c	constantes
i, j, k	subíndices que identifican ramal, nodo y alternativa de diámetro
min, max;	mínimo, máximo, respectivamente
-	promedio
h <sub>i</sub>	profundidad de excavación en la descarga de un ramal.

Identificación de los elementos de la red

Para asegurar que se cumpla con la restricción de que la clave de una tubería secundaria tenga una cota mayor que la clave de la tubería principal en que descarga, se considerará ramal

\* Obviamente, la fórmula de Manning puede ser substituida por cualquier otra que sirva al mismo propósito.

principal a igual que en el punto de intersección llave mayor gasto y tenga un mayor desarrollo a partir de su extremo aguas arriba.

La numeración de los nodos del principal es progresiva y se inicia en su punto de descarga. La numeración de los nodos de un ramal secundario se continúa progresivamente aguas arriba del punto de intersección con el principal.

Para un ramal dado, cualquier tramo se denota por la letra  $j$  correspondiente al nodo del extremo aguas arriba del tramo (figura 1).

Fórmulas Fundamentales

$$D_j = \left( \frac{4Q_j}{\pi V_j} \right)^{1/2} \quad (1)$$

$$S_j = \left[ n \left( \frac{4}{D_j} \right)^{2/3} V_j \right]^2 \quad (2)$$

$$h_{j-1} = (T_{j-1} - T_j) + h_j + S_j L_j \quad (3)*$$

$$C = f(D) + g(h) \quad (4)**$$

\* Ver figura 2

\*\* Según Dajani B.J. (2), la fórmula  $C = a + bD^2 + ch^2$  presenta un coeficiente de correlación múltiple mayor a 0.9. No obstante que para la República Mexicana se obtienen resultados similares, las diferencias entre los valores estimados con esta ecuación y los valores reales es muy grande (4 a 25%).

Modelo de Optimización

La optimización de una red de alcantarillado consiste en la determinación de los diámetros y las profundidades de excavación para cada tramo, de manera que se obtenga un costo mínimo total para la red y se satisfagan simultáneamente las especificaciones del proyecto.

- Función objetivo:

$$K = \sum_{j,k} C_{jk} L_{jk} \quad (5)$$

- Restricciones

Para cualquier ramal ( $i$ , constante):

$$D_j \geq D_{\min} \quad (6)$$

$$V_{\min} \leq V_j \leq V_{\max} \quad (7)*$$

$$h_{\min} \leq h_j \leq h_{\max} \quad (8)$$

$$D_j \geq D_{j-1} \quad (9)$$

\* Puede usarse en su lugar la restricción

$$S_{\min} \leq S_j \leq S_{\max}$$

Para cualquier intersección de ramales ( $j$ , constante):

$$h_i \geq h_i' \quad ; \quad i > i' \quad (10)$$

Criterios de Optimización

a) Debido a que:

Para cualquier tramo, a un incremento positivo del diámetro corresponde un incremento negativo en la profundidad de excavación:

- las funciones  $f(D)$  y  $g(h)$  son monótonicas
- el costo de tubería más excavación será mínimo cuando  $f(D) = g(h)$

b) Si para un tramo cualquiera no se satisfacen una o más de las restricciones, tampoco las cumplirán los tramos de los ramales subsiguientes.

c) Si para un mismo tramo dos o más tuberías requieren exactamente del mismo colchón de tierra, la tubería más económica es la de menor diámetro.

Procedimiento General

- a) Determinan los diámetros comerciales que satisfacen el gasto del primer tramo aguas arriba del ramal principal (fórmula 1) y las restricciones hidráulicas (fórmulas 6 y 7).
- b) Para cada uno de los diámetros ( $k = 1, 2, \dots$ ) que pasan las restricciones hidráulicas, determinense las profundidades de excavación  $h_{j-1}$  (fórmula 3).

Si  $h_{j-1} > h_{\max}$  se descarta el diámetro correspondiente

Si  $h_{j-1} < h_{\min}$  se hace  $h_{j-1} = h_{\min}$  y se calcula

$$S_j = \frac{(h_{j-1} - h_j) - (T_{j-1} - T_j)}{L_j} \quad (11)*$$

$$\text{Si } S_j \left[ \left[ n \left( \frac{4}{D_j} \right)^{2/3} V_{\max} \right]^2 = S_{j\max} \right]$$

Se hace

$$S_j = S_{j\max}$$

Y se calcula

$$h_j = h_{j-1} - S_j L_j - (T_{j-1} - T_j) \quad (12)$$

\* Véase la figura 2

En todo caso

$$h_j = \frac{h_i + h_{j-1}}{2} \quad (13)$$

- c) Determinarse los costos unitarios (fórmula 4) para cada tubo factible ( $k = 1, 2, \dots$ ).
- d) Repítanse los pasos anteriores para el siguiente tramo, teniendo cuidado de satisfacer la restricción de progresión de diámetros (fórmula 9).
- e) Acumuláense los costos para las distintas combinaciones factibles de tuberías.
- f) Repítase el procedimiento hasta llegar a la primera intersección del principal con un ramal secundario.
- g) Repítase los pasos anteriores para analizar los ramales secundarios. Al llegar a un punto de intersección compruébese que se cumple la restricción expresada por la fórmula 10.
- h) Terminese el análisis del principal y selecciónese la combinación de tuberías de costo mínimo.

Debido a que el número máximo de diámetros comerciales, que pueden satisfacer un cierto gasto y las restricciones hidráulicas comúnmente usadas, nunca es mayor que cuatro, y a que este número se reduce a causa de las demás restricciones y a los criterios de optimización anotados, el procedimiento permite llegar rápidamente a la solución de menor costo, analizando un número mínimo de diámetros.

#### Solución Gráfica

La figura 3 permite la realización inmediata del paso a y la comparación de las pendientes hidráulicas del paso b.

La figura 4\* permite la obtención inmediata de los costos unitarios para distintos diámetros.

La construcción de un árbol como el que se muestra en la figura 5 ayuda en la aplicación de los criterios de optimización, en la identificación de las secuencias de tuberías, en la acumulación de costos y en el registro de diámetros y profundidades de excavación.

#### Ejemplo

Considérense, el segmento de red esquematizado en la figura 1, los datos correspondientes que aparecen en la Tabla 1 y excavación tipo B.

Se desea optimizar el costo de la red, sujeta a las restricciones anotadas en el inciso 5, cuando  $V_{\min} = 0.6$  m/seg;  $V_{\max} = 3.0$  m/seg

$$h_{\min} = 1.0 \text{ m}; \quad h_{\max} = 3.0 \text{ m}$$

\* A cada tipo de material excavado corresponde una gráfica semejante.

En la columna 15 de la tabla 1 aparecen una serie de notas con las que se pretende explicar el proceso de cálculo.

- 1- Cálculos anteriores han determinado que el tramo 14 - 13 del principal (ramal 1) tiene un diámetro de 0.305 m, con clave en su extremo inferior a una profundidad de 1.064 m (col. 10) y un costo acumulado de 1,126.4 (relativo).
- 2- Este ejemplo se inicia con los cálculos relativos al tramo 13 - 12 del principal. En la figura 3 se observa que el gasto respectivo (0.110 m<sup>3</sup>/seg) pueda ser conducido, satisfaciendo las restricciones hidráulicas establecidas, por tuberías de 0.254, 0.305 ó 0.381 m de diámetro. El primer diámetro no se considera debido a la restricción 9 (obsérvese que el tramo anterior corresponde un diámetro de 0.305 m).

En la misma figura se lee una pendiente hidráulica igual a 0.0160, correspondiente al diámetro de 0.305 m. La profundidad de la clave del extremo inferior del tramo, aplicando la fórmula 3, resulta ser 0.952, inferior a 1.00 m; por tanto, se hace  $h = 1.00$  m; se aplica la fórmula 11 y se encuentra  $S_p = 0.0169$ , observándose en la figura 1 que este valor es menor a  $S_{p, \max}$  para tal diámetro, por lo que se procede a calcular la profundidad media usando la fórmula 13. El diámetro de 0.381 m no se considera, en virtud del criterio 6 c.

Con la profundidad media (1.032 m) y el diámetro de 0.305 m se entra en la figura 4 se obtiene el costo relativo por unidad de longitud en tramo (1.17), con lo que se calcula el costo acumulado hasta el nodo 12 (1,199.00).

- 3- Para el tramo 12 - 11 se considera el uso de cualquiera de dos diámetros 0.305 y 0.381 m; ambos pasan las restricciones, pero el costo acumulado del primero es menor que el del segundo.

Obsérvese que aunque un diámetro de 0.457 m podría conducir el gasto en cuestión, su costo unitario sería mayor, ya que a este diámetro correspondería también el colchón mínimo de tierra (criterio de optimización 6 c).

- 4- Al llegar al nodo 10 se tiene un punto de intersección con el ramal 2. Aquí, se suspenden los cálculos correspondientes al ramal 1 y se inician los correspondientes al ramal 2; obsérvese que al llegar al nodo 10 por el ramal 2, se debe cumplir la restricción 10.

- 5- Obsérvese que en la col. 6 aparecen numeradas las alternativas de diámetros para cada tramo de cada ramal, mientras que en la columna 15 aparece la alternativa de diámetro del tramo precedente que se liga con la del tramo en cuestión. Estas columnas se usan para determinar la ruta de costo total óptimo para la red. En el ejemplo, la alternativa más económica hasta el nodo 5 procede de la alternativa 1 hasta el nodo 10 del principal y de

la 3 hasta el nodo 3 del secundario. La alternativa más económica hasta el nodo 10 del principal procede de la alternativa 1 hasta el nodo 11, y así sucesivamente.

El uso de un árbol (figura 5) es una forma alterna de llevar el registro de los cálculos.

**Bibliografía**

1. Benillo Domínguez Ubaldo, "Diseño Optimo de Redes de Aguas Negras". Centro de Educación Continua, Facultad de Ingeniería - UNAM, México, D. F., 1977
2. Bajani J. S., Gemell, R.S. and Morlok E.K. "Optimal Design of Urban Wastewater Collection Networks", Journal of Sanitary Engineering Division, December 1972, pags. 853-867
3. Metcalf & Eddy "Wastewater Engineering". Mc Graw Hill Book Co. USA, 1972
4. Secretaría de Asentamientos Humanos Y Obras Públicas. - "Catálogo de Precios Unitarios. Costos de Excavación y Tubería". Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado. SAHOP. México, D.F.
5. Secretaría de Recursos Hidráulicos. - "Normas de Proyectos para Obras de Alcantarillados en Localidades Urbanas de la República Mexicana". Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado. S.R.H. México, D. F., 1976.

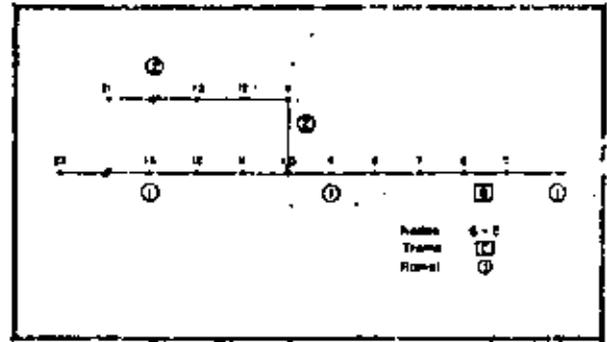


Figura 1- IDENTIFICACION DE LOS ELEMENTOS DE UNA RED DE ALcantarillado.

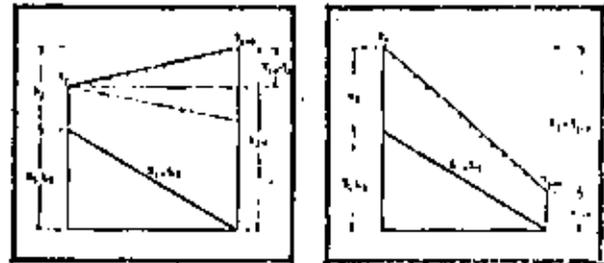


Figura 2- IDENTIFICACION DE LOS ELEMENTOS DE UNA EXCAVACION. CON. a)  $S_1 > S_2$  ; b)  $S_1 < S_2$

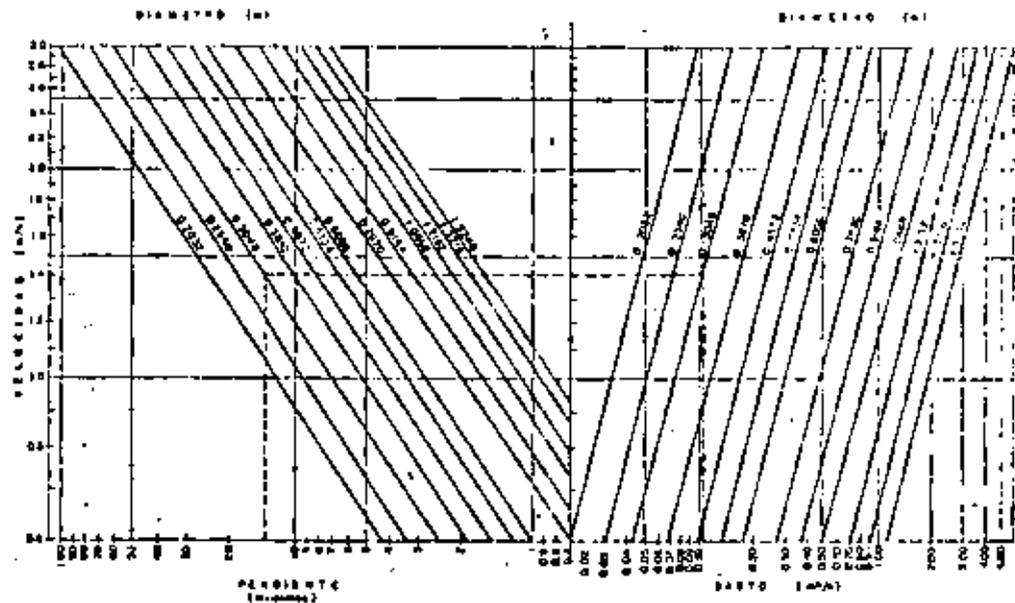


Figura 3- VELOCIDADES Y PENDIENTES FACTIBLES PARA TUBERIAS DE DIAMETROS COMERCIALES (n = 0.015)

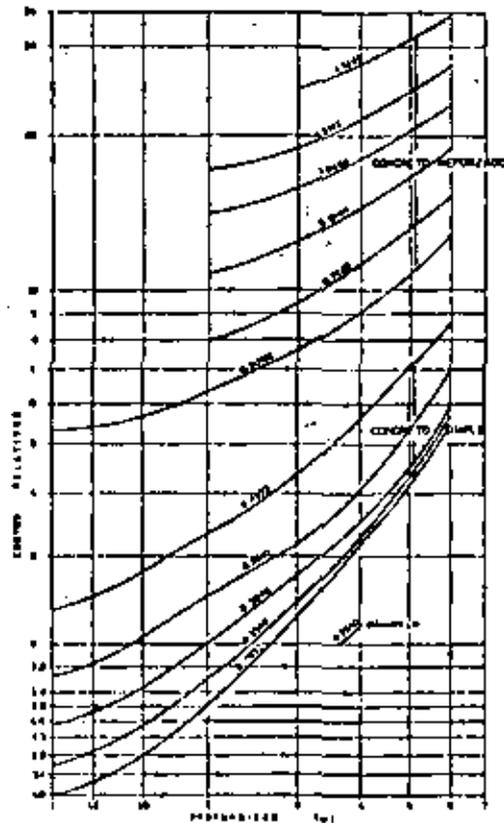


Figura 4.- COSTOS RELATIVOS POR LITRO DE LONGITUD DE TUBERIA (INCLUYE TUBERIA, ACCESORIOS Y EXCAVACION). Fuente: Del Dept. de Coordinación de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado.

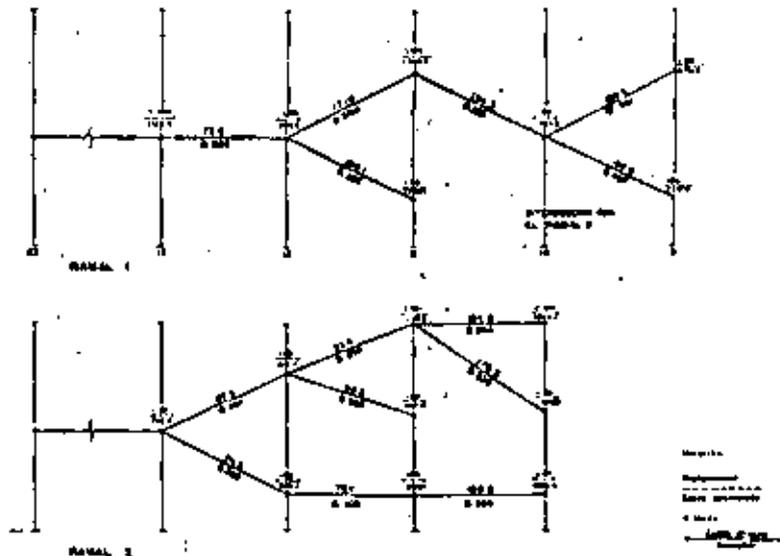


Figura 5.- DIÁMETROS PRÁCTICOS, COSTOS Y PROFUNDIDADES DE EXCAVACION DE TUBERÍAS. EJEMPLO

Tabla 1.- DATOS Y CALCULOS DE UN SEGMENTO DE RED DE ALCANTARILLADO. Ejemplo.

DATOS				CALCULOS														
N.º	Tramo	Long. (m)	Diám. (mm)	Vel. (m/s)	Q (l/s)	Q (m³/s)	Q (m³/d)	Q (m³/a)										
1	1-2	141	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
2	2-3	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
3	3-4	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
4	4-5	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
5	5-6	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
6	6-7	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
7	7-8	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
8	8-9	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
9	9-10	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
10	10-11	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
11	11-12	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
12	12-13	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
13	13-14	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
14	14-15	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
15	15-16	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
16	16-17	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
17	17-18	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
18	18-19	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
19	19-20	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
20	20-21	100	151	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**DISEÑO OPTIMO DE REDES DE AGUAS NEGRAS**

**DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ**

**JULIO, 1982**

## DISEÑO OPTIMO DE REDES DE AGUAS NEGRAS

### Introducción

El diseño de una red de recolección de aguas negras consta de tres etapas

- Selección del sitio de tratamiento y/o disposición
- Trazo de la red
- Determinación de diámetro, pendiente y profundidad, para cada uno de los tramos de la red.

En este trabajo se presenta una adaptación, para ser usada en el sistema métrico, a la modificación de Dajani S.J. (1) al método de Holland M.E. (2).

La aplicación de este método da por resultado la optimización del costo de una red una vez establecido su trazo, por lo que es recomendable realizar la comparación de los costos resultantes de distintos trazados de la red.

### Nomenclatura y unidades

- D; diámetro de tubería; L
- X; profundidad de excavación; L
- C; costo unitario de tubería e instalación; \$/L
- a, b, c,  $k_1$ ,  $k_2$ , ...; constantes
- L, longitud de tubería; L
- Q, gasto;  $L^3/t$
- u; subíndice que denota máximo, aplicado al gasto
- av; subíndice que denota promedio, aplicado al gasto
- i; subíndice que denota número de tramo
- A; área de sección recta de un tubo;  $L^2$
- V; velocidad; L/t

$n$ ; coeficiente en la fórmula de Manning

$S$ ; pendiente hidráulica

$M$ ; coeficiente de Babbitt, relación de gastos, máximo diario a medio diario

$P$ ; población; miles de habitantes

$\bar{E}$ ; elevación de clave al inicio de un tramo, L

$\underline{E}$ ; elevación de clave al término de un tramo, L

$\bar{G}$ ; elevación del terreno al inicio de un tramo, L

$\underline{G}$ ; elevación del terreno al término de un tramo, L

$K$ ; costo total de la red

$f$ ; descarga por habitante a la red; L<sup>3</sup>/t-hab.

#### Fórmulas fundamentales

Gasto de diseño. - Se considera el gasto máximo diario, obtenido multiplicado al gasto medio diario por el coeficiente de Babbitt

$$M = 5/P^{1/5} \quad ; \quad 1 \leq P \leq 412$$

$$M = 5 \quad ; \quad P < 1 \quad (1)$$

$$M = 1.5 \quad ; \quad P > 412$$

En la obtención del modelo matemático de optimización solamente se considerará la primera de estas fórmulas. Su aplicación en los dos casos restantes es, obviamente, más sencilla.

Por tanto, como

$$Q_u = M Q_{av}$$

y

$$Q_{av} = Pf$$

considerando (1), resulta

$$Q_u = 5 Q_{av}^{4/5} f^{1/5}$$

(2)

Velocidad y diámetro.- La fórmula de Manning puede escribirse

$$v = \frac{k_2}{n} D^{2/3} S^{1/2} \quad (3)$$

y el gasto

$$Q = k_1 D^2 v$$

por tanto, combinando ambas fórmulas resulta

$$D = \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/8} S^{-3/16} Q^{3/8}$$

como para un tramo i

$$S_i = \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \quad (4)$$

considerando además (2), resulta que

$$D_i = 5^{3/8} \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/8} \left\{ \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \right\}^{-3/16} Q_{av_i}^{3/10} f^{3/40} \quad (5)$$

la sustitución de (5) en (3) conduce a

$$v_i = \left( \frac{k_2}{n} \right)^{3/4} (5)^{1/4} \left( \frac{1}{k_1} \right)^{1/4} \left( \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \right)^{3/8} Q_{av_i}^{1/5} f^{1/20} \quad (6)$$

Excavación.- La profundidad media de un tramo de tubería está dado por

$$x_i = \frac{1}{2} \left[ (\bar{G}_i - \bar{E}_i) + (\underline{G}_i - \underline{E}_i) \right] = \frac{1}{2} \left[ \bar{G}_i + \underline{G}_i - (\bar{E}_i + \underline{E}_i) \right] \quad (7)$$

Costo de construcción.- El costo de construcción, por unidad de longitud de tubería de red de alcantarillado, es función, esencialmente, de los cuadrados del diámetro de la tubería y de la profundidad de excavación

$$C = a + bD^2 + cX^2 \quad (8)$$

El cuadrado del coeficiente de correlación múltiple para esta ecuación es mayor que 0.9; aproximadamente el 80% del costo de construcción de una red corresponde a las tuberías y su instalación, el 15% a la construcción de pozos de visita, y el resto a otros conceptos.

#### Modelo de optimización

La optimización de una red de alcantarillado consiste en la determinación de los diámetros de las tuberías y de las profundidades de las excavaciones que deben realizarse, para cada tramo, de manera que se satisfagan los requisitos de la red a un costo mínimo. El modelo consta pues de dos partes que deben satisfacerse simultáneamente, la minimización de la función de costos (función objetivo), y la satisfacción de las especificaciones para la red (restricciones).

Función objetivo.- La sustitución de (5) y (7) en (8) conduce a:

$$K = \sum_{i=1}^n (aL_i + \left[ b(5)^{3/4} \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/4} Q_{av_i}^{3/5} L_i^{11/3} \right] (\bar{E}_i - \underline{E}_i)^{3/8} + \frac{cL_i}{4} (\bar{G}_i + \underline{G}_i)^2 - \frac{cL_i}{2} (\bar{G}_i + \underline{G}_i) (\bar{E}_i + \underline{E}_i) + \frac{cL_i}{4} (\bar{E}_i + \underline{E}_i)^2 \quad (9)$$

Expresión que debe ser minimizada para el conjunto de valores

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i), (\bar{E}_i + \underline{E}_i).$$

Restricciones.- Las restricciones a que se sujeta una red varían según las especificaciones establecidas por cada ciudad o municipio, sobretodo en lo que se refiere a los diámetros mínimos permitidos; en todo caso, el diseño de la red debe satisfacer las siguientes:

Diametro mínimo.- Considerando (5)

$$D_{\min_i} \geq 5^{3/8} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^{3/8} \left(\frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i}\right)^{-3/16} Q_{av_i}^{3/10} f^{3/40}$$

de donde

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (5)^2 D_{\min_i}^{-16/3} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^2 L_i Q_{av_i}^{8/5} f^{2/5}} \quad (10)$$

Velocidades.- Considerando (6)

$$V_{\max} \leq \left(\frac{k_2}{n}\right)^{3/4} (5)^{1/4} \left(\frac{1}{k_1}\right)^{1/4} \left(\frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i}\right)^{3/8} Q_{av_i}^{1/5} f^{1/20}$$

de donde

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \geq (5)^{2/3} \left(\frac{n}{k_2}\right)^{-2} k_1^{-2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/30} L_i V_{\max_i}^{3/3}} \quad (11)$$

Similarmente

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (5)^{-2/3} \left(\frac{n}{k_2}\right)^2 k_1^{-2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/30} L_i V_{\min_i}^{8/3}} \quad (12)$$

Colchón de tierra.-  $\bar{G}_i - \underline{E}_i \geq H_{\min}$ , por lo tanto

$$\boxed{2\bar{G}_i - (\bar{E}_i - \underline{E}_i) - (\bar{E}_i + \underline{E}_i) \geq 2 H_{\min}} \quad (13)$$

Esta restricción es suficiente en el caso en que la pendiente del terreno sea mayor que la del tramo de tubería, en caso contrario deberá escribirse una restricción para cada extremo del tramo.

Progresión de diámetros.- El diámetro de cualquier tramo de tubería debe ser igual o mayor que cualquiera de los tramos que fluyen a el:

$$D_i \geq D_{i-1}$$

Aplicando (5) a esta desigualdad, se obtiene

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) - \frac{L_i}{L_{i-1}} \left( \frac{Q_{av_i}}{Q_{av_{i-1}}} \right)^{8/5} (\bar{E}_{i-1} - \underline{E}_{i-1}) \geq 0} \quad (14)$$

Profundidad de clave. -  $\bar{E}_i \leq \underline{E}_{i-1}$  , o sea

$$\boxed{(\bar{E}_i + \underline{E}_i) + (\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (\bar{E}_{i-1} + \underline{E}_{i-1}) - (\bar{E}_{i-1} - \underline{E}_{i-1})} \quad (15)$$

Punto de descarga. - Cualquier lateral "j" que llegue al punto de descarga, lo hará con una elevación de clave igual o mayor que la que tenga la clave de la línea principal "i" en ese punto.

$\underline{E}_i \leq \underline{E}_j$  , o sea

$$\boxed{-(\bar{E}_i - \underline{E}_i) + (\bar{E}_i + \underline{E}_i) + (\bar{E}_j - \underline{E}_j) - (\bar{E}_j + \underline{E}_j) \leq 0} \quad (16)$$

### Procedimiento

La solución de las ecuaciones 9 a 16 se realiza substituyendo la función objetivo (que no es lineal) por una suma de funciones lineales de un nuevo conjunto de variables obtenidas descomponiendo la parte no lineal de la función original en un número de aproximaciones lineales, tras de lo cual se pueden aplicar las técnicas ordinarias de programación lineal.

Una vez determinados los valores de  $(\bar{E}_i - \underline{E}_i)$  y  $(\bar{E}_i + \underline{E}_i)$  que minimizan el costo total del sistema, mediante el uso de las ecuaciones respectivas se determinan los diámetros, profundidades, etc, para la alternativa más conveniente. Este procedimiento da por resultado diámetros teóricos, que normalmente no existen en el mercado; obviamente, en la práctica deberá tomarse el próximo diámetro superior comercial.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

METODO DE APROXIMACION LINEAL PARA EL PROBLEMA DE  
PROGRAMACION CUADRATICA EN EL DISEÑO DE REDES DE  
AGUAS NEGRAS

DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

SEPTIEMBRE, 1982

METODO DE APROXIMACION LINEAL PARA EL PROBLEMA DE PROGRAMACION CUADRATICA EN EL DISEÑO DE REDES DE AGUAS NEGRAS

Introducción.

En la sección Diseño Optimo de Redes de Aguas Negras se estableció la función y las restricciones del problema de optimización correspondiente, ecuaciones (9) a (16). Se observa que, si bien las restricciones son lineales, la función objetivo es cuadrática, es decir, no lineal; para esto podemos recurrir al método de aproximación lineal tratado por S. Charnes y C. Lemke en 1954 y que constituye una técnica de aproximación lineal al problema original para aplicar, después, el método simplex de programación lineal.

Modelo de programación cuadrática del problema de redes de aguas negras.

Las ecuaciones (9) a (12) del Diseño Optimo de Redes de Aguas Negras, pueden transformarse para dar las siguientes relaciones: sean

$$(17) \quad x_i = \bar{E}_i - \underline{E}_i$$

$$x'_i = \bar{E}_i + \underline{E}_i$$

$$1^W_i = cL_i/4$$

$$2^W_i = -\frac{cL_i}{2}(\bar{G}_i + \underline{G}_i)$$

$$3^W_i = b \cdot 5^{11/4} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^{3/4} Q_{av_i}^{3/5} L_i^{11/8}$$

$$4^W_i = aL_i + \frac{cL_i}{4} (\bar{G}_i + \underline{G}_i)^2$$

de la función objetivo y

$$(18) \quad \begin{aligned} 1^B_i &= 5^{22/3} D_{\min_i}^{-16/3} \frac{n}{k_1 k_2} {}^2 L_i Q_{av_i}^{8/5} f^{5/2} \\ 2^B_i &= \left[ 5^{-22/9} \left( \frac{n}{k_2} \right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i \right] v_{\max_i}^{8/3} \\ 3^B_i &= \left[ 5^{-22/9} \left( \frac{n}{k_2} \right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i \right] v_{\max_i}^{8/3} \\ 4^B_i &= 2 \bar{G}_i - 2H \min \\ 5^B_i &= - \frac{L_i}{L_{i-1}} \left( \frac{Q_{av_i}}{Q_{v_{i-1}}} \right)^{8/5} \end{aligned}$$

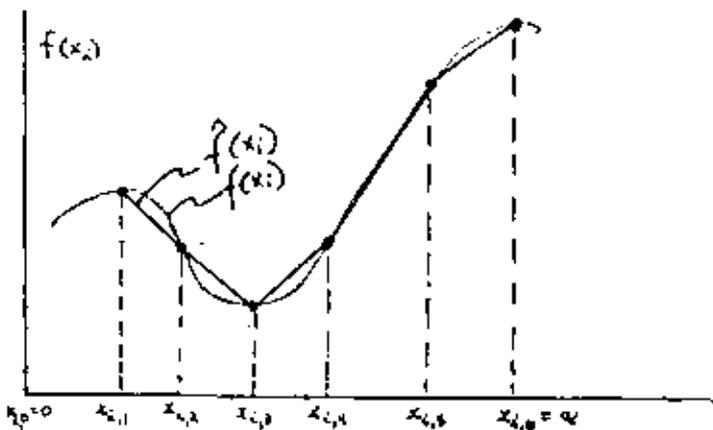
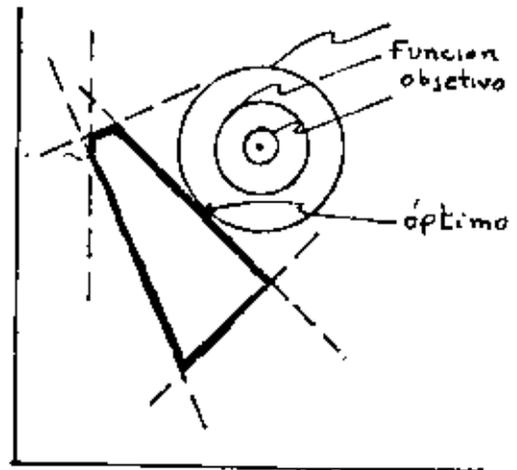
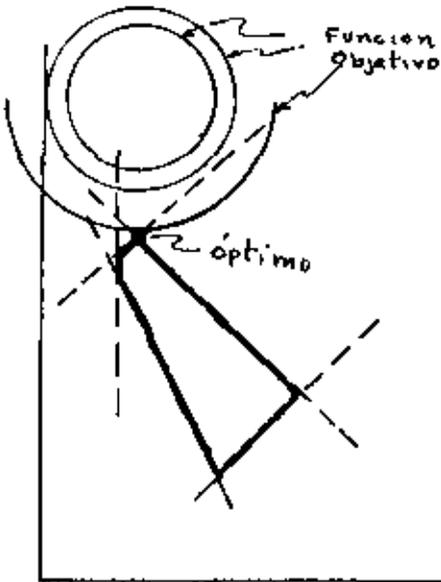
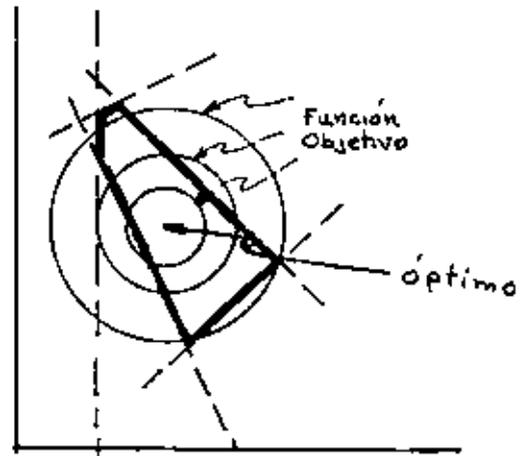
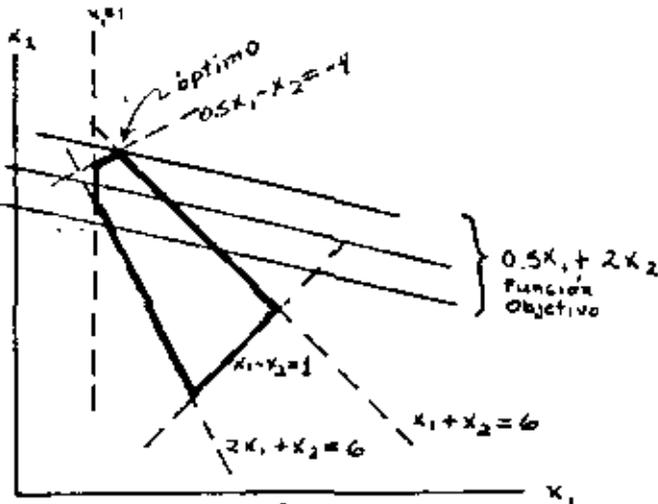
de las restricciones. Con (17) y (18) se obtiene una forma abreviada del problema dado por las ecuaciones (9) a (16)

$$(19) \quad \text{Min} \sum_{i=1}^N {}^4 W_i + {}^3 W_i x_i + {}^2 W_i x'_i + {}^1 W_i x_i^2$$

sujeto a las siguientes restricciones

$$\begin{aligned} x_i &\leq \frac{1}{2} ( {}^1 B_i + {}^3 B_i ) \\ x_i &\geq {}^2 B_i \\ x_i + x_i^1 &\leq {}^4 B_i \\ x_i + {}^5 B_i x_{i-1} &\geq 0 \\ x_i + x'_i - x'_{i-1} + x_{i-1} &\leq 0 \\ -x_i + x'_i + x_j - x'_j &\leq 0 \\ x_j &> 0 \\ i &= 1, \dots, N \quad \text{y} \quad j = 1, \dots, L \end{aligned}$$

El modelo dado por (19) constituye la forma particular del problema de programación no lineal de una red de alcantarillado,



con restricciones lineales y la función objetivo en forma cuadrática; además, tiene  $2N$  variables y a lo menos  $5N$  restricciones, siendo  $N$  el número de tramos de la red de aguas negras y  $L$  el número de laterales que llegan al destino final.

#### Breves conceptos de programación lineal y no lineal.

Si en el planteamiento de un programa la función objetivo es lineal, para el caso de dos variables la fig 1 da una idea de como encontrar la solución óptima para un problema como el siguiente:

restricciones:  $x_1 + x_2 \leq 6$

$$x_1 - x_2 \leq 1$$

$$2x_1 + x_2 \geq 6$$

$$0.5x_1 - x_2 \geq -4$$

$$x_1 \geq 1 \quad x_2 \geq 0$$

función objetivo:

$$\max z = 0.5 x_1 + 2 x_2$$

En la fig 1 se ve claro que la función objetivo forma una familia de rectas, de la que se debe escoger una que satisfaga las restricciones del problema. La zona que se forma con las restricciones se llama Zona de SOLUCIONES FACTIBLES. Esta zona es aquella en que se cumplen las restricciones a las que se sujeta el problema y por lo tanto contiene a las soluciones factibles; la zona forma un polígono llamado también Polígono Convexo. La solución óptima se encuentra, por lo tanto, en uno de los vértices de dicho polígono; si alguna de las restricciones fuese paralela a la función objetivo, la solución no sería única y estaría formada por una combinación lineal de los puntos correspondientes a

los vértices colocados sobre esa recta o arista.

La ilustración anterior se ha realizado en el plano, ahora bien si se trabajaran tres variables, la zona de soluciones factibles estaría dentro del volumen de un polihedro y la función objetivo sería una familia de planos. Cuando se tiene  $m$  variables el problema y la zona de soluciones factibles, con sus aristas y vértices, están en el espacio  $m$ ; la función objetivo, en lugar de ser una recta o un plano, es ahora un hiperplano en el espacio  $m$ .

La teoría de optimización nos conduce al método iterativo algebraico llamado simplex. Este método asegura que un recorrido de un vértice a otro, a través de las aristas del polígono de soluciones factibles, converge a una donde se encuentra el óptimo.

Por otro lado, si la función objetivo es cuadrática se puede tener alguna de las tres siguientes situaciones: el óptimo se encuentra dentro del polígono de soluciones factibles, fig. 2; el óptimo está en un vértice, fig. 3; y el óptimo está en una arista, fig. 4.

Para encontrar el óptimo en un problema de programación cuadrática se puede aplicar el método de aproximación lineal o el que desarrolló Wolfe. Aquí se presenta el primer método y que se presta al caso en que se tienen funciones con términos con una sola variable.

#### Método de aproximación lineal

Se considera que la función  $\Sigma_4 W_i + 3 W_i x_i + 2 W_i x_i' + 1 W_i x_i'^2$ , está compuesta de  $f(x_i)$  y  $f(x_i')$  tales que

$$(20) \quad f(x_i) = 3 W_i x_i$$

$$f(x_i') = 2 W_i x_i' + 1 W_i x_i'^2$$

$$(21) \quad z = \sum_4 W_i + f(x_i) + \hat{f}(x'_i)$$

donde  $x_i$  y  $x'_i$  están definidas en el intervalo  $0 \leq x \leq a$ .

Se seleccionan  $r+1$  puntos de  $x_{i,k}$  tales que  $x_{i,0} = 0$ ,  $x_{i,1} < x_{i,2} < \dots < x_{i,r} = a$  en el intervalo  $0 \leq x \leq a$  y no se necesita que las

$x_i$  estén igualmente espaciadas. Para cada  $x_{i,k}$  se calcula una

$\hat{f}(x_{i,k})$  tal que, los puntos  $(x_{i,k}, f(x_{i,k}))$  y  $(x_{i,k+1}, f(x_{i,k+1}))$

se conectan por una línea recta, lo cual es una aproximación lineal a  $f(x_i)$  en el intervalo  $0 \leq x_i \leq a$  colocando una rejilla en los

puntos  $x_{i,0}, x_{i,1}, \dots, x_{i,r}$ , fig. 5.

Entonces la función objetivo se reemplaza por la forma

$$(22) \quad \min \sum_{i=1}^N \frac{1}{4} W_i + \hat{f}(x_i) + \hat{f}(x'_i)$$

de tal manera que el problema (19) será tratado como

$$(22') \quad \min \sum_{i=1}^N \frac{1}{4} W_i + \hat{f}(x_i) + \hat{f}(x'_i)$$

sujeto a las restricciones

$$x_i \leq \frac{1}{2} ( {}_1B_i + {}_3B_i )$$

$$x_i \geq {}_2B_i$$

$$x_i + x'_i \leq {}_4B_i$$

$$x_i + {}_5B_i x_{i-1} \geq 0$$

$$x_i + x'_i - x'_{i-1} + x_{i-1} \leq 0$$

$$-x_i + x'_i + x_j - x'_j \leq 0$$

$$x_j > 0$$

$$i = 1, \dots, N \text{ y } j = 1, \dots, L$$

Cuando  $x_i$  está en el intervalo  $x_{i,k} \leq x_i \leq x_{i,k+1}$ , se aproxima

$f(x_i)$  por medio de  $\hat{f}(x_i)$  a través de

$$(23) \quad f(x_i) = f(x_i) + \frac{f(x_{i,k+1}) - f(x_{i,k})}{x_{i,k+1} - x_{i,k}} (x_i - x_{i,k})$$

entonces  $x_i$  en cualquier intervalo se puede escribir como

$$x_i = \Lambda x_{i,k+1} + (1 - \Lambda) x_{i,k}$$

para alguna  $\Lambda \in \{ \Lambda / 0 \leq \Lambda \leq 1 \}$ . Por lo tanto, de  $(x_i - x_{i,k}) = \Lambda \cdot$

$(x_{i,k+1} - x_{i,k})$ , se puede concluir que (23) puede expresarse

como

$$(24) \quad \hat{f}(x_i) = \Lambda f(x_{i,k+1}) + (1 - \Lambda) f(x_{i,k})$$

Existe una  $\Lambda_k$  y  $\Lambda_{k+1}$  únicas tales que para el intervalo

$$x_{i,k} \leq x_i \leq x_{i,k+1}$$

$$(25) \quad x_i = \Lambda_k x_k + \Lambda_{k+1} x_{k+1}$$

$$\hat{f}(x_i) = \Lambda_k f(x_{i,k}) + \Lambda_{k+1} f(x_{i,k+1})$$

$$\Lambda_k + \Lambda_{k+1} = 1 \quad \text{y} \quad \Lambda_k \geq 0, \quad \Lambda_{k+1} \geq 0$$

y para el intervalo completo  $0 \leq x_i \leq a$

$$(26) \quad x_i = \sum_{k=0}^r \Lambda_k x_{i,k}$$

$$\hat{f}(x_i) = \sum_{k=0}^r \Lambda_k f(x_{i,k})$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_k = 1 \quad \Lambda_k \geq 0 \quad \forall_k$$

Entonces el problema (22') se trata como

$$(27) \quad \min \sum_{i=1}^N \left[ 4W_i + \sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} f(x_{i,k}) + \sum_{k=0}^r \Lambda_{1,k} f(x'_{i,k}) \right]$$

sujeto a las restricciones

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} - \frac{1}{2} (1B_i + 3B_i)$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} \geq 2B_i$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda_{i,k} x'_{i,k} \leq 4B_i$$

$$5B_i \sum_{k=0}^r \Lambda_{i-1,k} x_{i-1,k} + \sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} \geq 0$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda_{i,k} x_{i-1,k} - \sum_{k=0}^{r'} \Lambda'_{i-1,k} x'_{i-1,k} + \dots$$

$$\dots \sum_{k=0}^r \Lambda_{i-1,k} x_{i-1,k} \leq 0$$

$$-\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^r \Lambda_{j,k} - \sum_{k=0}^{r'} \Lambda_{j,k} x_{j,k} \leq 0$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} = 1 \quad \Lambda_{i,k} \geq 0 \quad \forall_i \text{ y } \forall_k$$

en donde

$x_{i,k}$ , de  $k=0$  a  $k=r$ , es la rejilla que define una recta del punto

$(x_{i,k}, f(x_{i,k}))$  a  $(x_{i,k+1}, f(x_{i,k+1}))$  para toda  $k$ , como aproxima-

ción a  $f(x_i)$ ; y las  $\Lambda_{i,k}$  son ahora las variables de un problema de programación lineal.

Por lo tanto el problema ( 27 ) puede ser resuelto por el método simplex de programación lineal cuyos valores de  $\Lambda$  de la solución óptima son substituidos en las ecuaciones ( 26 ) para conocer el programa óptimo  $x_i^*$ ,  $x'_i^*$ .

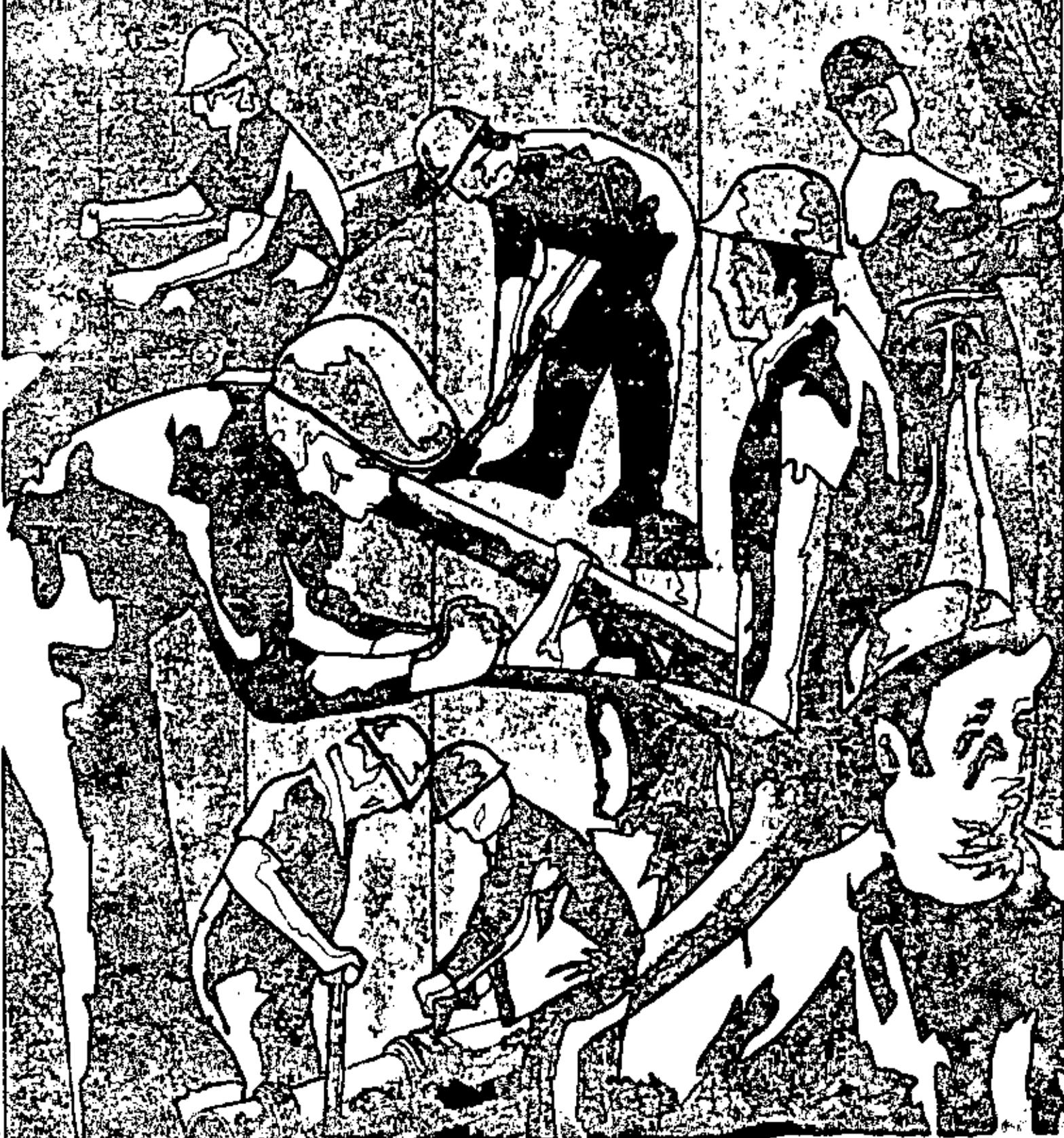
Un programa de computadora para el problema de programación lineal puede encontrarse en la referencia 4.

REFERENCIAS

1. H.M. Wagner, Principles of Operations Research, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, c) 1969.
2. G. Hadley, Nonlinear and Dynamic Programming, Addison-Wesley Publishing Company, Inc. c) 1964.
3. G. Hadley, Linear Programming, Addison-Wesley Publishing Co., Second Printing 1967.
4. J.L. Kuester and J.H. Mize, Optimization Techniques with Fortran, McGraw-Hill Book Co., c) 1973.



la última palabra en conducción  
de fluidos a presión

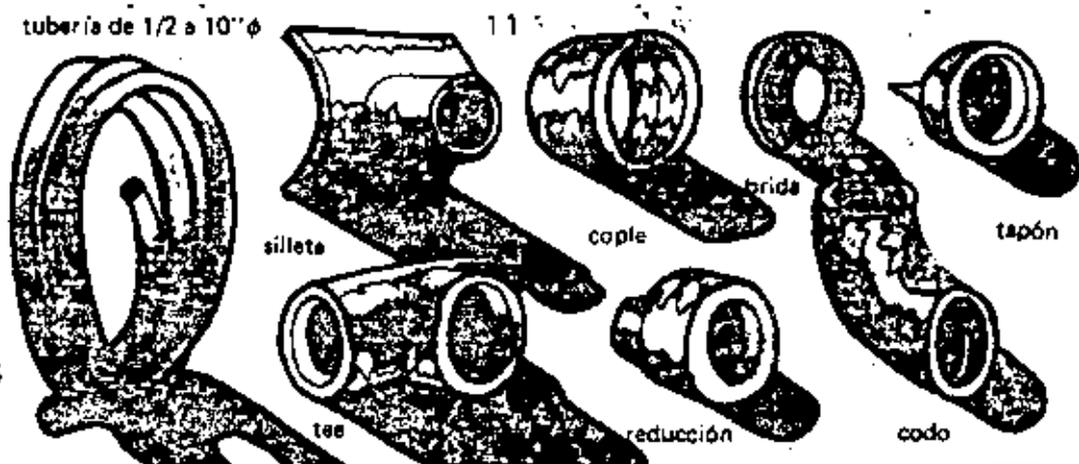




tubería de 1/2 a 10"  $\phi$

## el sistema completo para resolver sus necesidades de conducción de fluidos

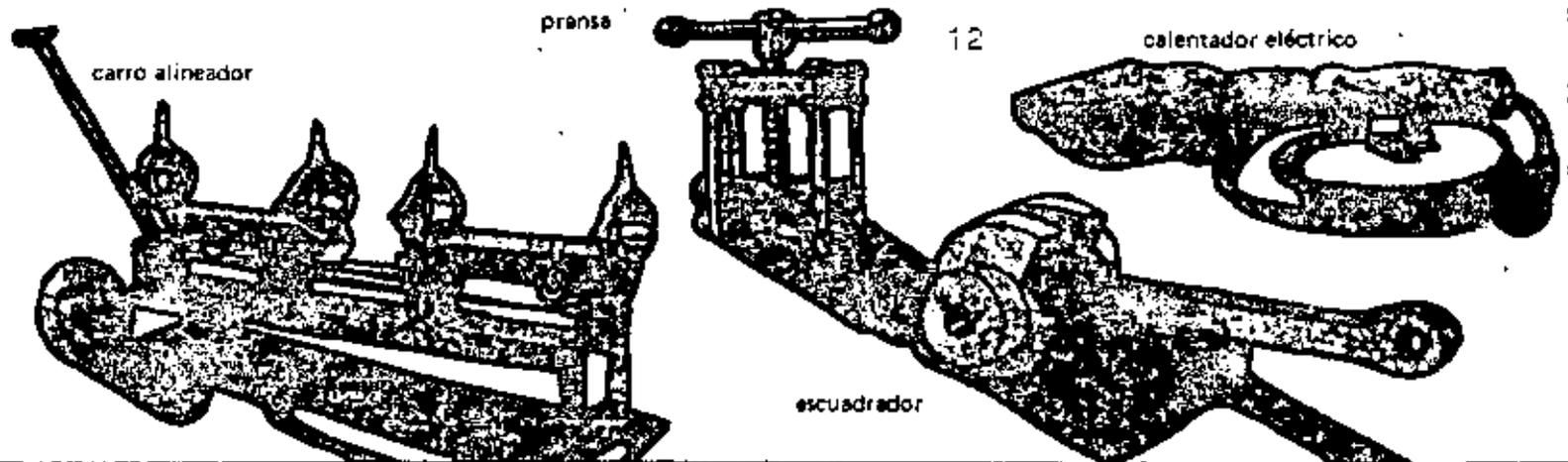
Elaborado a base de polietileno PE-2344 para termofusión.



## Características

- 1 RAPIDEZ DE INSTALACION**  
Su presentación en rollos de 150 mts. (hasta 2"  $\phi$ , 10 mts en diam. mayores) y su exclusiva unión por TERMOFUSION permite instalar 4800 mts. de 2"  $\phi$  diarios por cuadrilla.  
Su sistema de conexión fuera de zanja acelera su tendido.
- 2 FACILIDAD DE MANEJO**  
EXTRU-PAK pesa 8 veces menos que el acero cédula 40, 3 veces menos que el asbesto cemento.
- 3 MANTENIMIENTO NULO**  
Resistencia a todo tipo de corrosión y ataque de innumerables agentes químicos.  
Acabado espejo interior de  $n=0.008$  "manning". 50 años de vida útil. 10 años de resistencia a intemperie.
- 4 COMPRESIBILIDAD**  
EXTRU-PAK puede comprimirse hasta cerrar el flujo por medio de la prensa repetidas veces, recuperando su forma posteriormente sin alteración de sus propiedades. Elimina válvulas de seccionamiento.
- 5 ECONOMIA**  
Eliminación de conexiones para cambio de dirección en todos los diámetros.  
Perfiles de excavación 60% menores.  
Menor costo de instalación.  
No hay desperdicio.
- 6 SEGURIDAD**  
Márgenes de seguridad mayores que PVC y A.C.  
Su resistencia mecánica le permite soportar todo tipo de golpes sin estrellarse.  
Su unión por TERMOFUSION es 100% hermética y mas resistente que la misma tubería. Resiste 600% de elongación.

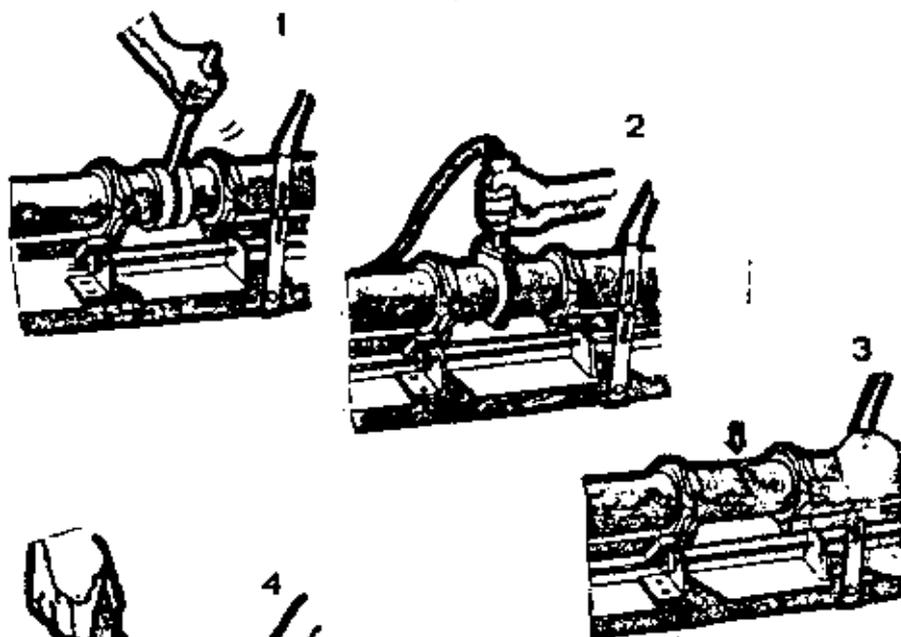




## instalación

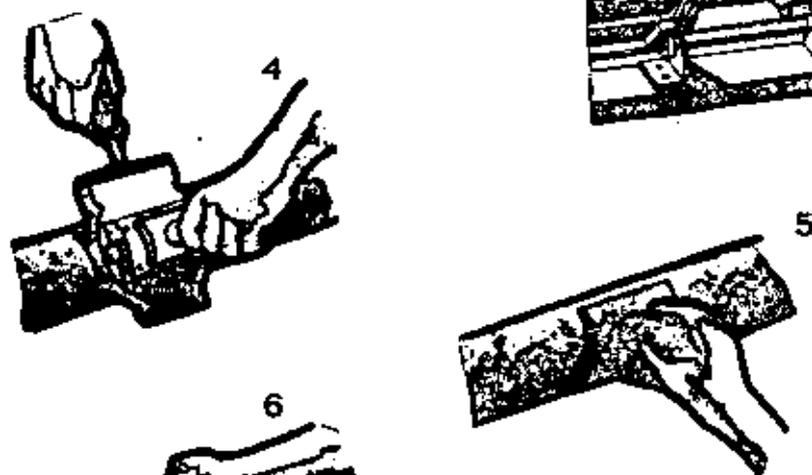
### UNION A TOPE

- 1** Se coloca la tubería en el carro alineador y se escuadra.
- 2** Una en los extremos de la tubería el calentador, aplique presión sostenida hasta que se forma un anillo de material fundido. Sosténgalo durante el tiempo de calentamiento.
- 3** Retire el calentador, junte los extremos y manténgalos con presión durante el tiempo de enfriamiento.



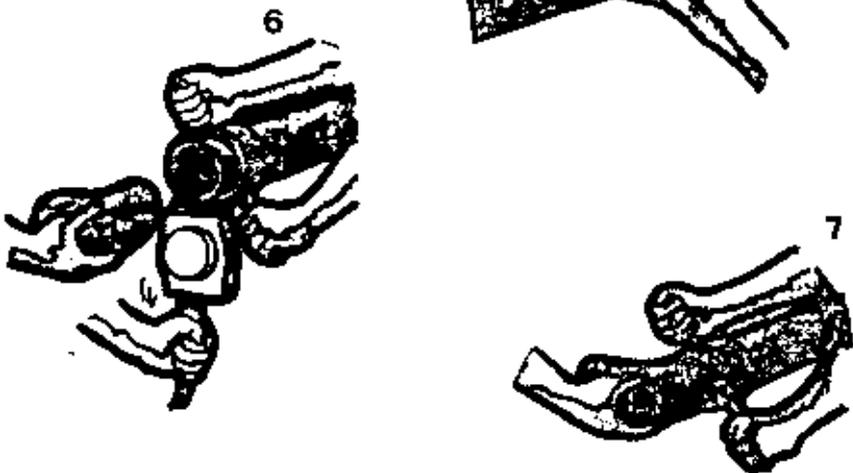
### UNION DE SILLETA

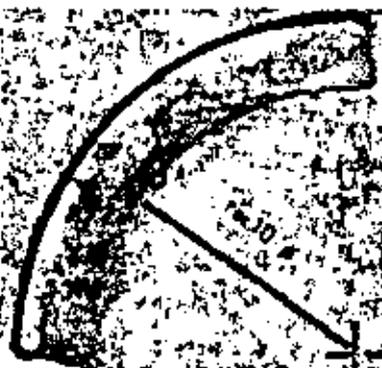
- 4** Coloque el calentador las caras combinadas de contacto correspondientes al diámetro. Presione el calentador contra la tubería y la silleta en el punto deseado. Sosténgalo mientras se forma un anillo de material fundido en la base de la silleta y pasa el tiempo de calentamiento.
- 5** Retire el calentador, y con la mano presione la silleta contra la tubería durante el tiempo de enfriamiento. Taladre y continúe la línea.



### UNION SOCKET

- 6** Coloque en el extremo de la tubería la pinza o anillo frío que sirve de tope. Ubíquelo el calentador entre la tubería y conexión, presiónelo durante el tiempo de calentamiento.
- 7** Retire el calentador, introduzca la tubería en la conexión contra el tope y sosténgala durante el tiempo de enfriamiento.





13

**EXTRU-PAK**

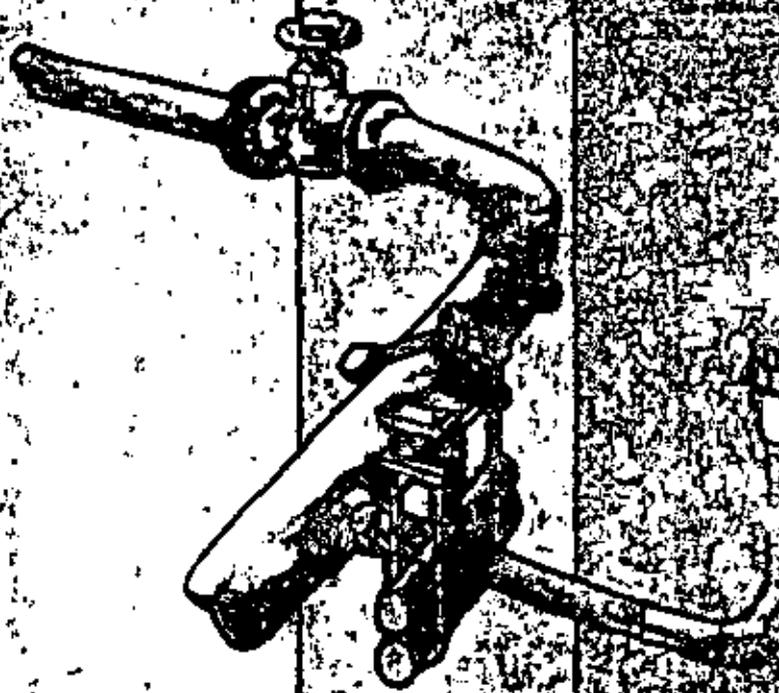
**PRESIONES PARA TUBERIA**

RD	Presión de Factor 3	Presión de Factor 2	Presión de Factor 1
9"	14.7 KPSI	9.8	4.9
11"	12.0	8.0	4.0
13 1/2"	9.8	6.5	3.3
17"	7.9	5.3	2.6
21"	6.0	4.0	2.0
27"	3.7	2.5	1.2

Factor de seguridad 3.  
 Aplicado a líneas subterráneas en terreno estable. Fluido a no más de 37°C por termofusión únicamente.

**PERFILES DE EXCAVACION PARA EXTRU-PAK**

Diámetro tubería	ZONA SUBURBANA Ancho-Profundidad	ZONA URBANA Ancho-Profundidad
4"	25 CMS.	30
6"	30	35
8"	30	40
10"	40	50



**Extru-pak "conecta"**

Accesorios tales como bridas, transitorias y tuerca unión modificada. Permite conectar el sistema EXTRU-PAK a cualquier tubería existente, sea cobre, acero, asbesto o PVC.

**Extru-pak está aprobado**

Con las normas DGN E-18 (73)  
 DGN E-43 (73) ASTM 2234-66  
 ASTM D-1248 y ASTM 2513



PARA INFORMACION Y ASESORIA TECNICA CONSULTE A NUESTRAS OFICINAS DE VENTAS  
 MEXICO, ELECTRON 16, ESQ. CON NEUTRON NAUCALPAN DE JUAREZ, EDO. DE MEXICO TEL. 518-73-00 CON 3 LINEAS TEL. 500-10-60 CON 30 LINEAS  
 MONTERREY, N. L. BLVD. DIAZ ORDAZ KM. 33 APARTADO POSTAL 1141 TEL. 48-10-60 CON 30 LINEAS TELEFONOS 208-20-20  
 GUADALAJARA, JAL. RIO NILO 475 SECTOR REFORMA TEL. 17-62-65 CON 3 LINEAS



MANUAL TECNICO  
**EXTRU-PAR**

LA ULTIMA PALABRA EN CONDUCCION DE  
AGUA POTABLE Y GAS NATURAL.

3	Introducción
	<b>Información Técnica</b>
6	<b>Material</b>
6	Dimensionales
7	Presión de Trabajo
7	Presión de Reventamiento
7	Espesores de Pared
8	Diagrama de Computación de Cargas de Rellenos en Zanja
9	Resistencia Química
9	Resistencia al Ataque de Roedores
9	Resistencia a la Compresión
	Resistencia a la Deformación Bajo Carga
11	Zanjado Especificaciones
11	Soporte y Relleno
11	Flujo
11	Atraques
13	Enrollabilidad y Flexibilidad
13	Expansión Térmica
13	Límites de Temperatura
13	Termofusión
13	Compatibilidad
14	Resistencia de la Tubería Extru-Pak al Ataque de Agentes Químicos
	<b>Tubería, Conexiones, Herramientas y Accesorios</b>
18	Tubería para Agua Potable y Usos Industriales
19	Conexiones de Polietileno para Termofusión
19	Herramientas de Taladro
20	Herramientas de Fusión
21	Herramientas de Taladro
22	Herramientas de Fusión
23	Accesorios
24	Accesorios

**EXTRU-PAK** es un sistema total integrado por tubería, conexiones de polietileno, accesorios y herramientas.

Fue desarrollado en Alemania, perfeccionado en E. U. A. e implantado en México por **EXTRU-MEX, S. A.** empresa miembro del Grupo Protexa.

**EXTRU-PAK** puede ser empleado de muy diversas maneras, entre las cuales podemos mencionar la conducción de agua potable, desechos industriales, aplicaciones agrícolas y ganaderas, drenaje, etc., además, reúne ciertas características que lo hacen ser la última palabra:

**Termofusión:**

Unión a base de calor.

**Flexibilidad:**

Permite su presentación en rollos.

**Ligereza:**

Pesa 8 veces menos que el acero y 3 veces menos que el asbesto cemento.

**Compresibilidad:**

Permite nuevas derivaciones sin interrupción de servicio.

**Instalación:**

Rápida y sencilla.

**Mantenimiento:**

Nulo, no hay corrosión.

**Resistencia:**

Requiere zanjado poco profundo, sin plantilla, permitiendo un ahorro de 50% en excavación.

**Economía:**

Elimina conexiones innecesarias.

El sistema **EXTRU-PAK** cubre todos los requerimientos y controles de calidad que especifica la Dirección General de Normas en su Norma Oficial de calidad DGN E-18-1969 ampliación del 4 de Septiembre de 1973 "Tubos de Polietileno para Conducción de Fluidos a Presión".

Así mismo cuenta con el Sello Oficial de Garantía, Registro No. 184 del 10 de Septiembre de 1973.

Se ajusta también a las especificaciones ASTM-D 2239-65 "Polyethylene Pipe SDR-PR Design" y ASTM D-1248 "Polyethylene Moulding & Extrusion Materials" y ASTM D 2513-68 "Standard Specification for Thermoplastic Pressure Pipe Tubing and Fittings".

# INFORMACION TECNICA

40  
30  
20  
15  
10

400  
300  
200

90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
15  
10

100

LONGITUD EN METROS

0.5  
0.4  
0.3  
0.2  
0.1

# MATERIAL

16

La tubería y conexiones Extrú-Pak se elaboran a base de la resina de Polietileno PE 2344, pudiendo asimismo elaborarse con PE 3344 y PE 4344.

Su clasificación técnica-comercial de acuerdo a las especificaciones DGN-E-18 1969 es la siguiente:

PE 2344

Tipo II:  
Grado 3:

Densidad entre mínima 0.926 gms. x c.c.  
Características de resistencia y flexibilidad.

Esfuerzo de diseño:  
Clase C:

44.29 Kg/Cm.<sup>2</sup>  
Negro a base de negro de humo al 2-3%.

## Propiedades Físicas de EXTRU-PAK a base de PE 2344

Indice de Fusión:	0.150 — 0.200 G/Min.
Resistencia a la Tensión:	211 kg/cm <sup>2</sup> .
Expansión Lineal:	14 x 10 <sup>5</sup> cm/cm/°C.
Elongación Máxima:	500%.
Temperatura de distorsión (4.6 Kg/cm <sup>2</sup> )	65°C.
Temperatura de ablandamiento Vicat:	112°C.
Módulo de Elasticidad:	5,200 Kg/cm <sup>2</sup> .

### Dimensionales:

Estas se calcularon de acuerdo con la fórmula aceptada internacionalmente en la recomendación ISO R-161 para tubos de plástico para conducción de fluidos a presión y según la norma DGN E-18 1969 (ampliación del 4 de septiembre de 1973).

$$S = \frac{P(d-e)}{2e}$$

$$RD = \frac{d}{e}$$

$$2 S/P = RD - 1$$

$$2 S/P = \frac{d}{e} - 1$$

DONDE:

d— Diámetro exterior tipo, en mm.

P— Presión de trabajo en Kg/cm<sup>2</sup>.

e— Espesor mínimo de pared en mm.

RD— Relación de dimensiones.

S— Esfuerzo de diseño o fuerza por unidad de área en la pared del tubo en corte transversal al eje del mismo. (44.29 Kg/cm<sup>2</sup> en PE-3344).

RD— Esta relación entre diámetro exterior y espesor de pared nos permite conocer la presión de trabajo para la cual fué diseñada una tubería en particular.

En el sistema EXTRU-PAK la tubería se fabrica en 4 diferentes RD (tabla I).

### Diámetro exterior:

Es importante recordar que EXTRU-PAK conserva constante el diámetro exterior, y las variaciones de espesor afectan al diámetro interior exclusivamente. Este sistema es el mismo que se sigue en tuberías de PVC y de acero (IPS) Tabla I.

## TABLA I

Medida Nominal		Diám. Exterior tipo	Tolerancias para Diferente RD
Pulg.	M.M.	MM.	MM.
1/2	13	21.3	± 0.2
3/4	19	26.7	± 0.2
1	25	33.4	± 0.2
1 1/4	32	42.2	± 0.3
1 1/2	38	48.3	± 0.3
2	50	60.3	± 0.3
3	75	88.9	± 0.4
4	100	114.3	± 0.4
6	150	168.3	± 0.6

**TABLA II**

RD --	9
RD --	13.5
RD --	17
RD --	21

**Presión de trabajo**

Cumpliendo las especificaciones de la materia prima usada en la fabricación de la tubería y las dimensiones especificadas para ellos, la tubería está apta para trabajar

**Factores de seguridad:**

Según las condiciones de operación de la tubería se aplicará un factor de seguridad igual a 3 ó 4 veces la presión de trabajo para llegar a la presión de ruptura.

El factor 3 (F3) se aplicará en líneas subterráneas en terreno esta-

a las presiones especificadas en la tabla III calculadas con la fórmula ISO R-161 y aproximadas a números normales (norma DGN-R 51-1966). Tabla III-A, III-B.

ble. Fluidos a no más de 37°C, unión por termofusión.

El factor 4 (F4) se aplicará en líneas expuestas a movimientos de terreno o tráfico pesado, líneas a intemperie o con fluidos a más de 37°C.

**TABLA III**

RD	PRESION MAXIMA DE TRABAJO EN Kg./Cm. <sup>2</sup> S = 44.29 (Kg./Cm. <sup>2</sup> )	
9	F4 = 11.1	F3 = 14.7
3.5	F4 = 7.1	F3 = 9.4
17	F4 = 5.5	F3 = 7.3
21	F4 = 4.4	F3 = 5.9

**TABLA III A**

PRESION MINIMA DE REVENTAMIENTO  
EN Kg/cm<sup>2</sup> a 23°C ENTRE 60 y 90 SEG.

RD	PRESION MINIMA DE REVENTAMIENTO S = 177.2 (Kg./Cm. <sup>2</sup> )
9	44.3
13.5	28.3
17	22.1
21	17.6

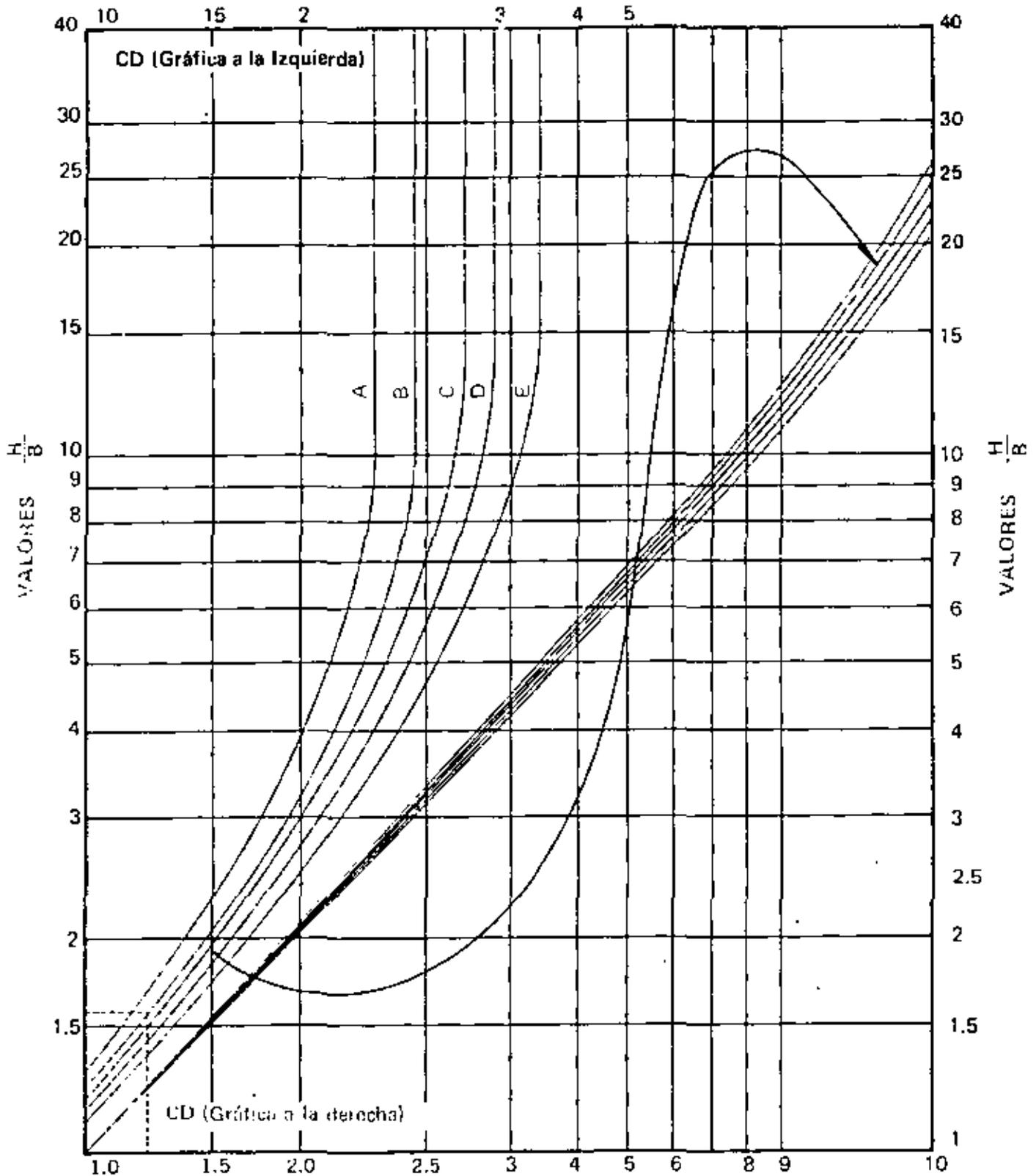
**TABLA III B**

ESPEORES DE PARED Y TOLERANCIA

MEDIDA NOMINAL		DIAMETRO TIPO	EXT. RD 17 MIN. TOL.	RD 13.5 MIN. TOL.	RD 9 MIN. TOL.
Pulg.	mm.	mm	mm	mm	mm
1/2	13	21.3			2.3 + 0.5
3/4	19	25.7			3.0 + 0.5
1	25	33.4			3.7 + 0.5
1 1/4	32	42.2	2.5 + 0.5	3.1 + 0.5	
1 1/2	38	48.3	2.8 + 0.5	3.6 + 0.5	
2	50	60.3	3.5 + 0.5	4.5 + 0.5	
3	75	88.9	5.2 + 0.6	6.6 + 0.8	
4	100	114.3	6.7 + 0.8	8.5 + 1.0	
6	150	168.3	9.9 + 1.2	12.6 + 1.5	

# TABLA IV 20

## DIAGRAMA DE COMPUTACION DE CARGAS DE RELLENOS EN ZANJA



VALORES DE  
COEFICIENTE CD.

- A- GRANULADO Y FALTA DE COHESION
- B- GRAVA Y ARENA
- C- MATERIAL HUMEDO Y FANGOSO
- D- ARCILLA O LODO ESPESO
- E- ARCILLA SATURADA

0.7370  
0.8237  
0.8670  
0.9104  
0.9537

# COMPORTAMIENTO

21

## Resistencia al reventamiento por presión hidráulica interna:

La presión hidráulica interna mínima que debe resistir un tubo antes de reventar, considerando que ésta se logre en un lapso de tiempo no menor de 60 ni mayor de 90 segundos, está contenida en la Tabla III-A (DGN E-16).

## Resistencia Química:

Pruebas de exposición en laboratorio, así como aplicaciones en la práctica, han demostrado que la tubería EXTRU-PAK posee resistencia al efecto de una amplia gama de productos químicos aplicados o naturales. (Ver relación de los más comunes en la página 15).

El contenido de plomo y cadmio en la tubería de PE es nulo, habiéndolo sido determinado de acuerdo a la Norma Oficial del Método de Prueba DGN E-12-1968.

## Resistencia al ataque de roedores:

La fragilidad que inicialmente demostró la tubería de PE al ataque de roedores, ha sido subsanada mediante la adición a la resina de un repelente especial que le permite resistir la presencia de roedores y disuadirlos de su ataque. Esta sustancia no afecta el sabor ni olor de los líquidos que conduzca la tubería.

## Resistencia a la compresión:

La tubería EXTRU-PAK puede comprimirse hasta detener el flujo sin cambio significativo en sus propiedades físicas.

En pruebas de laboratorio, la compresión de la tubería se ha efectuado repetidamente en el mismo lugar sin que se haya producido un cambio permanente.

En la práctica, la herramienta que se utiliza para esta compresión es una prensa EXTRU-PAK de uso sencillo, que nos permite eliminar válvulas que únicamente se proyectan para reparación o uso esporádico.

## Resistencia a la deformación bajo carga:

La tubería rígida o semi-rígida sufre daño al presentarse una deflexión entre el 1 y el 3%, por lo que el diseño de dichas tuberías no es dictado tanto por la presión de trabajo requerida, sino por la carga que debe soportar sin esrellarse.

Contrario a la tubería rígida, la tubería EXTRU-PAK no se estrecha o raja, aún bajo deflexión del 100%, debido a su particularidad de deformarse o comprimirse sin aumento proporcional de esfuerzo, permitiendo que la presión interna se oponga a la externa gradualmente.

La deflexión que se puede presentar en la tubería EXTRU-PAK se clasifica en elástica (reversible) y plástica (irreversible). De aquí que el daño resulte sólo si la deflexión que ocasione la carga exceda el límite elástico del material.

El límite tolerable de deformación que una tubería puede presentar dentro de los márgenes de aceptación es de 5%, una defor-

mación mayor implica una reducción del área de flujo.

La fórmula de Marston es la utilizada para el cálculo de las cargas sobre tubería rígida de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Wc = Cd. w. B^2$$

\*Sin embargo, la deformación en tubería flexible es muy variable por la gran combinación de factores resultantes de deformación, carga, y materiales, por lo que la fórmula conservadora más aceptada para la tubería de polietileno EXTRU-PAK es:

$$Wc = Cd. w. B. D.$$

De donde:

$$Wsi = \frac{Wc}{2T}$$

Nos resulta:

$$D_{Max} = 0.005 \frac{Wc}{Ec} \frac{Dm^3}{T}$$

\*Dr. W. Imhoff, Dr. E. Röttner, M.E. Gaube-Abwassol-Kanäle and Hartpolyathylen (Kunststoffe 1967).

---

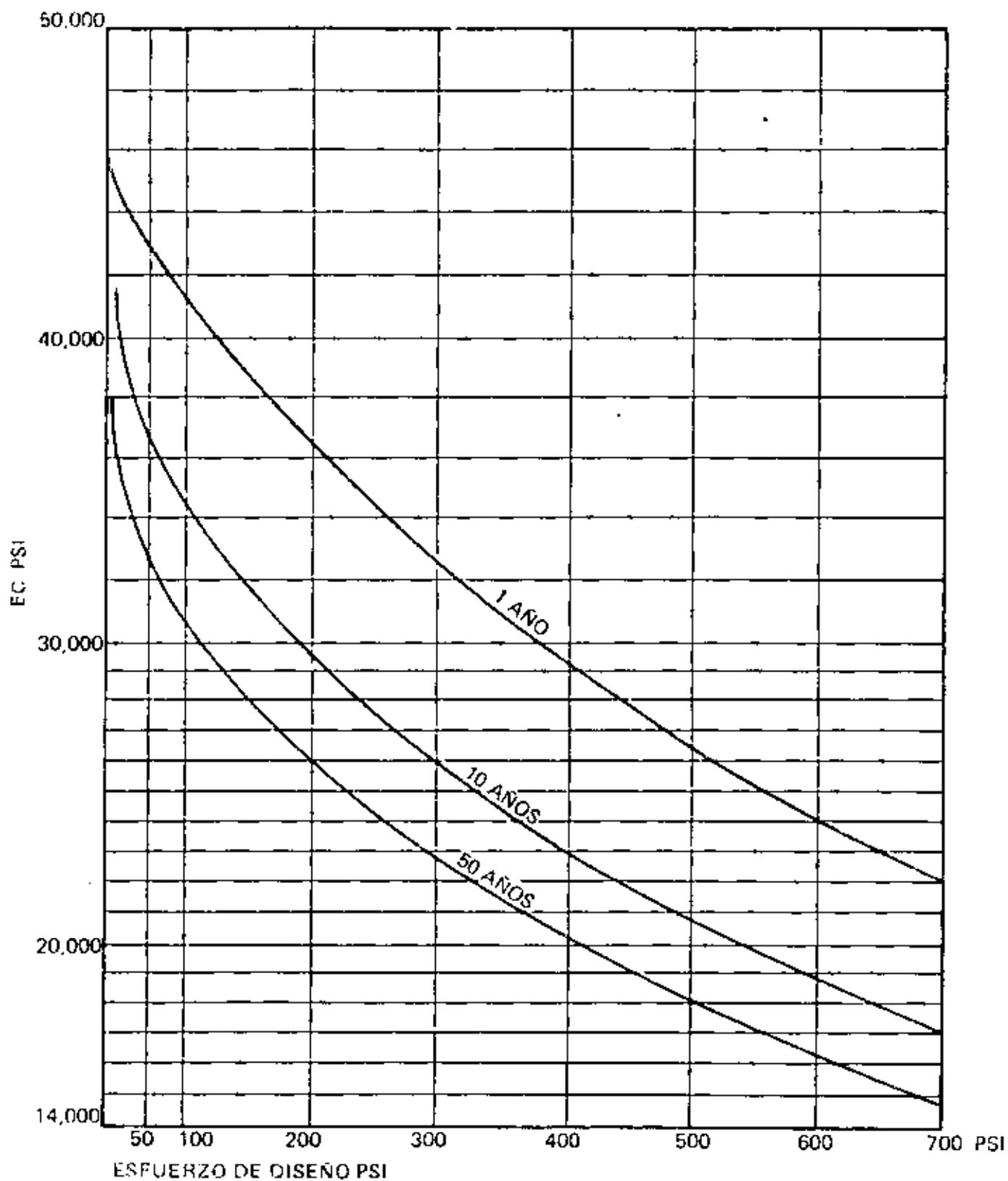
D max	=	Deformación de la tubería.
Wc	=	Carga en la tubería (libras x pie de tubería).
Wsi	=	Carga de la tubería (libras x pulgada cuadrada).
Cd	=	Coefficiente de carga en zanja.
B	=	Ancho de la zanja (en pies).
D	=	Diámetro exterior de la tubería (en pies).
Dm	=	Diámetro real de la tubería (D-T en pies).
T	=	Espesor de pared (en pies).
Ec	=	Módulo de elasticidad relacionado a tiempo, ya que no es estático.
W	=	Peso del material de relleno.

---

Los valores de W se proporcionan en la Tabla IV  
Los valores de Cd se localizan en la Tabla IV  
Los valores de Ec se localizan en la Tabla V

# TABLA V

22



Veamos un Ejemplo:

Queremos conocer la deformación que sufrirá una tubería EX-TRU-PAK Rd-11 de 100mm. Ø después de 50 años. La profundidad de excavación es de 60 cms. y el ancho de la zanja será de 40 cms. El material de relleno es grava y arena.

- D = 4,500 Pulg. = 0.34 Pies.
- T = .395 Pulg. = 0.03 Pies.
- H = 2 Pies.
- B = 1.3 Pies.
- W = 0.8237
- $\frac{H}{B} = \frac{2}{1.3} = 1.53.$

En la tabla IV seguimos la línea "B" y leemos el valor del coeficiente Cd. que es 1.2 y el valor de W=.8237.

$$Wc=Cd.w.B.D. = 1.2 \times .8237 \times 1.3 \times 0.34 = 0.43$$

Para conocer el valor x pulgada cuadrada:

$$Wsi = \frac{Wc}{2.T} = \frac{0.43}{2 \times 0.03} = 7.1 \text{ PSI}$$

Buscamos en la tabla VII el factor Ec para 50 años:

$$Ec = 36,000 \text{ PSI}$$

$$Dm = D - T = 0.34 - 0.03 = 0.31$$

Ahora utilizamos la fórmula de máxima deformación:

$$D_{max} = 0.005 \frac{Wc}{Ec} \frac{Dm}{T} 3 = 0.005 \frac{0.43}{36000} \frac{0.31}{0.03} 3 = 0.0040 \text{ pies}$$

C en relación al diámetro:

$$D_{max} = \frac{0.00402}{0.34} \times 100\% = 1.18\%$$

formación calculada aumentará al ser mayor la temperatura, por lo que hay que utilizar un factor de corrección FT.

$$D_{max} = Ft \times 73.4^\circ F.$$

Los factores de corrección son las siguientes:

La deformación de la tubería plástica es afectada por el tiempo y la temperatura, por lo que, si el líquido conducido tiene una temperatura mayor a 73.4°F, la de-

*TEMPERATURA	73.4°	80°	90°	100°	110°	120° F
FT	1.0	1.1	1.2	1.37	1.52	1.74

Asumiendo que la temperatura de operación fuera de 110°F. (43.3°C.) aplicamos el factor, y nos resulta:

$$D_{max} = 1.52 \times 1.18 = 1.79\% \text{ de formación a 50 años,}$$

La cual resulta dentro del límite máximo del 5%.

**Zanjado Especificaciones:**

Por su comportamiento bajo carga, y por el hecho de que su unión por termofusión se efectúa fuera de zanja, las secciones de

excavación requeridas difieren de las tradicionales, con un ahorro aproximado del 40-50% por este concepto.

Sólo cuando por reglamentación esté indicada una profundidad mayor a fin de no interferir con líneas de otros servicios, será necesario colocarla al nivel señalado por las autoridades respectivas.

**Soporte y relleno:**

La tubería EXTRU-PAK no requiere plantilla o encamado. Por su flexibilidad se ajusta al contorno del piso de la zanja. Sólo cuando el terreno haya sido abierto mediante explosivos y presente muchas aristas rocosas, deberá evitarse el contacto directo de éstas con la tubería.

El relleno de la zanja puede efectuarse con el mismo material de excavación sin necesidad de compactar. El compactado parcial o total solo se requerirá para proteger bases, carpetas o pisos que sean colocados sobre dicha excavación.

**Flujo:**

La tubería de polietileno tiene una pared interior tersa y por lo tanto ofrece menor resistencia a la fricción que la mayoría de las tuberías convencionales.

El coeficiente de rugosidad, según la fórmula de Manning es n = 0.009 comparado con asbesto cemento que es 0.010 y concreto 0.015.

(Worcester Polytechnic Institute.)

En pruebas efectuadas por "The National Research Council" en Ottawa, Canadá se ha determinado que un factor C (constante de Hazen & Williams) de 150 es el aplicable a la tubería normal de polietileno para conducción de líquidos, siendo su valor de 140 cuando existen uniones por Termofusión en tramos no mayores de 6 M.L. y cambia a 130 cuando se aplica a conducción de desechos y drenaje.

En conducción de líquidos, en diámetros en los que la tubería se presenta en rollos de mínimo 50 M.L. unidos por termofusión, el factor C aplicado será de 150. (Para facilitar el cálculo del flujo, se puede recurrir al Nomograma de la Tabla VI).

**Atraques:**

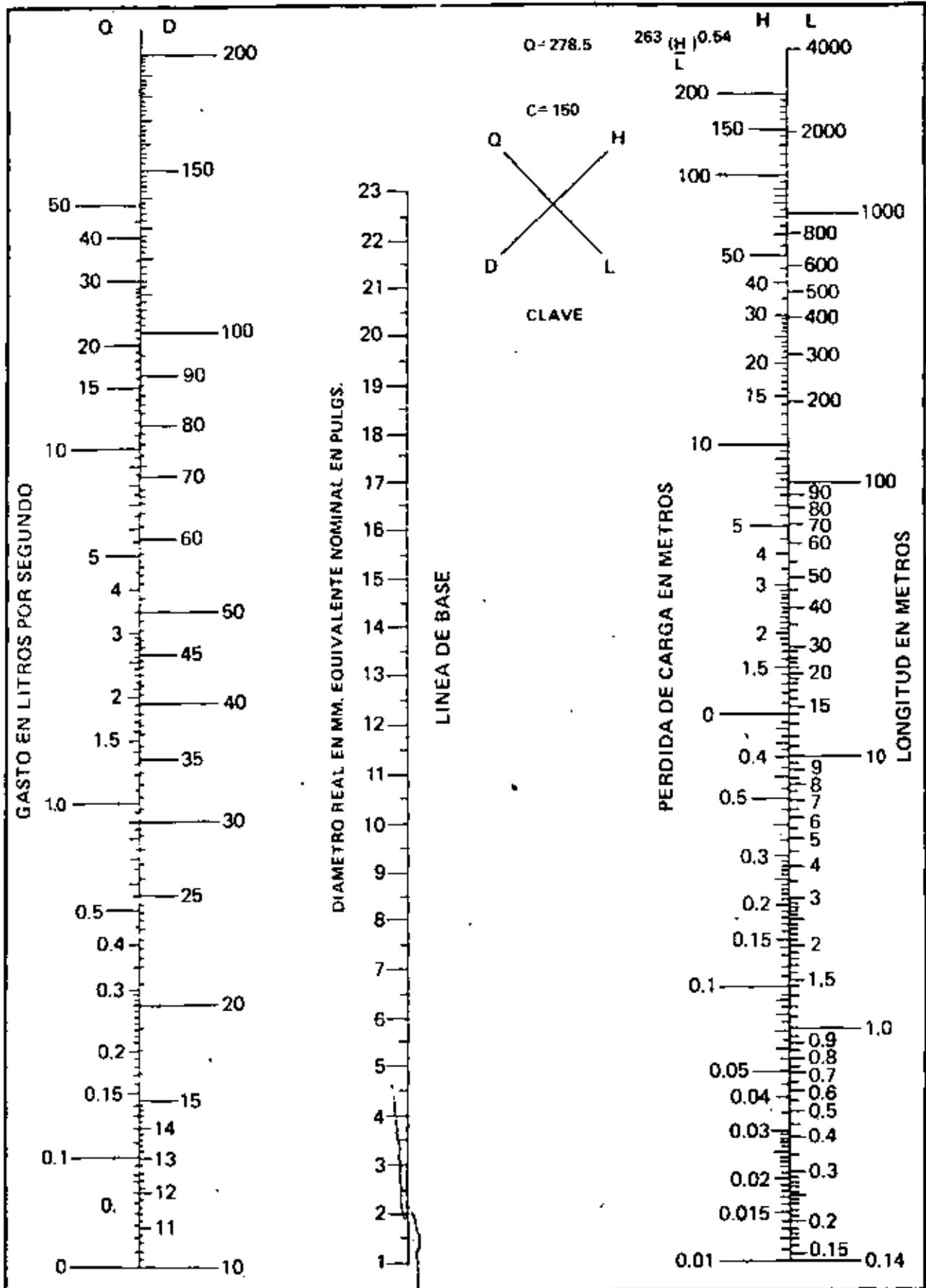
La integración de los materiales de tubería y conexiones por la termofusión, así como la sujeción proporcionada por los adaptadores bridados, hacen innecesaria la presencia de atraques dentro de los componentes del sistema EXTRU-PAK, aún cuando intervengan válvulas o piezas de FoFo, siempre que éstas sean bridadas.

**SECCIONES DE ZANJADO**

DIAMETRO DE TUBERIA	PROFUNDIDAD	ANCHO
100 mm.	0.60 m.	0.40 m.
150 mm.	0.75 m.	0.40 m.

--- \*VER TABLA VII

## NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE H&W PARA TUBERIA EXTRU-PAK<sup>r</sup> HOP



### Enrollabilidad y flexibilidad:

La tubería de polietileno EXTRU-PAK es flexible y puede enrollarse en frío. La producción se suministra en diámetros de hasta 50 mm. en rollos cuyo diámetro interior no sea menos de 20 veces el diámetro exterior de la tubería.

A falta de fuerza restrictiva, la tubería en rollos tiende a desenrollarse y puede instalarse fácilmente en zanjas rectas o enterrarse por medio de cualquier técnica convencional. La tubería puede instalarse también en un radio de curvatura no menor de 10 veces el diámetro exterior de la tubería, así, EXTRU-PAK puede colocarse junto a esquinas u obstáculos sin necesidad de conexiones para cambio de dirección.

### Expansión térmica:

La contracción o expansión en tramos de tubería es únicamente de 0.004 M. por cada 100 M.L. por °C de diferencia de temperatura. A partir de 23°C. su colocación en zanja no debe ser recta, sino serpenteada.

### Límites de temperatura:

La tubería EXTRU-PAK puede manejarse en cualquier temperatura exterior de trabajo; su transición de fragilidad es de -117°C. Arriba de dicha temperatura, tiene alta resistencia al impacto hasta 65°C, que es su temperatura de distorsión por calor.

La presión de trabajo especificada sufre variaciones al aumentar la temperatura del medio exterior o interior, por lo que hay que aplicar un factor de corrección para obtener la presión real de trabajo (Tabla VII).

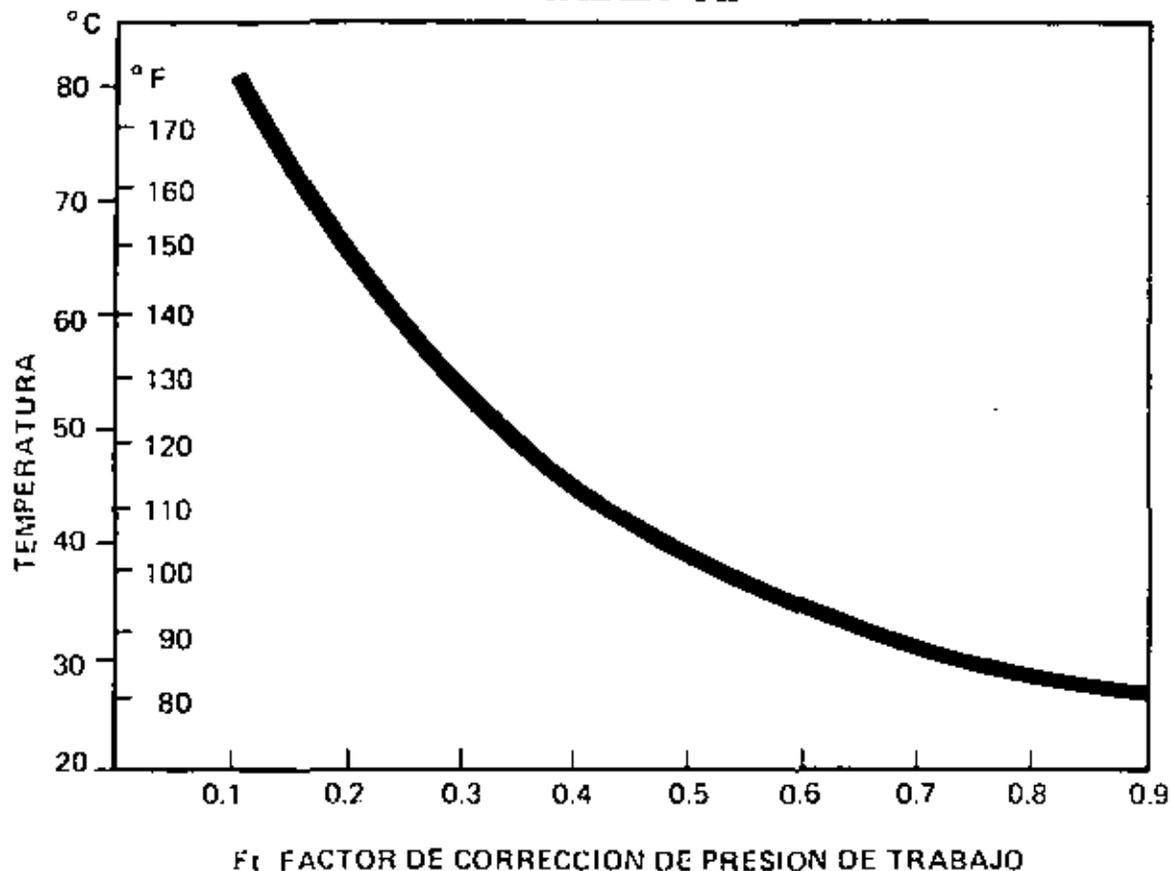
### Termofusión:

El sistema EXTRU-PAK es el único en México con la técnica de "Termofusión". Esto, es, unión de tuberías entre sí, o tubería a conexión (ver técnica de instalación) por medio de calentamiento controlado de las secciones por unir, que produce una junta más resistente incluso que la tubería misma.

### Compatibilidad:

El sistema EXTRU-PAK es compatible de interconectarse con todos los tipos de tubería y accesorios presentes en el mercado. Para este objeto, existe un "adaptador" (ver conexiones y accesorios) especial para cada necesidad de unión (brida, rosca interna o externa, soldadura o compresión) y materiales a los que se une. (PVC, Cobre, A.C., Acero).

## TABLA VII



### MPLO:

Una línea de conducción de desechos industriales estará sometida a temperatura interior de 45°C.; su presión normal de trabajo es de 7.1 Kg/cm<sup>2</sup>. ¿Cual sera la presión real a la que puede trabajar ?.

$$Pr = P \times Ft = 7.1 \times 0.43 = 3.05 \text{ Kg./cm}^2$$

Pr.- Presión real de trabajo, P.- Presión de trabajo normal. Ft.- Factor de temperatura.

# RESISTENCIA DE LA TUBERIA EXTRU-PAK AL ATAQUE DE AGENTES QUIMICOS

26

## CLAVE DE SIMBOLOS

E: Excelente  
R: Regular  
NR: No Recomendable  
I: Información no comprobada

AGENTE	23°C	60°C
Aceite de Algodón	E	E
Aceite de Castor	E	E
Aceites Minerales	E	NR
Acetato de Etilo	R	R
Acetato de Plomo saturado	E	E
Acetato de Sodio saturado	E	E
Acetona	E	E
Acido Acético al 10%	E	E
Acido Bencensulfónico	E	E
Acido Bórico diluido	E	E
Acido Bórico concentrado	E	E
Acido Bromico al 10%	E	E
Acido Carbónico	E	E
Acido Cianhídrico	E	E
Acido Cítrico saturado	E	E
Acido Clohídrico al 100%	E	E
Acido Crómico al 50%	E	R
Acido Esteárico al 100%	E	E
Acido Fluorhídrico al 60%	E	E
Acido Fórmico al 100%	E	E
Acido Fluobórico	E	E
Acido Fluosilícico concentrado	E	E
Acido Fosfórico al 30%	E	E
Acido Fosfórico al 90%	E	E
Acido Gálico saturado	E	E
Acido Glicólico al 30%	E	E
Acido Hipocloroso concentrado	E	E
Acido Láctico al 10%	E	E
Acido Láctico al 90%	E	E
Acido Metilsulfúrico	E	E
Acido Nicotínico	E	E
Acido Nítrico al 30%	E	E
Acido Nítrico al 70%	E	R
Acido Oxálico diluido	E	E
Acido Oxálico saturado	E	E
Acido Silícico	E	E
Acido Sulfúrico al 50%	E	E
Acido Sulfuroso	E	E

AGENTE	23°C	60°C
Acido Tánico al 10%	E	E
Agua Marina	E	E
Agua potable	E	E
Alcohol Amilico al 100%	E	E
Alcohol Butílico al 100%	E	E
Alcohol Etilico al 100%	E	E
Alcohol Metílico	E	E
Alcohol Propargílico	E	E
Alcohol Propílico	E	E
Alumbre concentrado	E	E
Amoniaco gas seco al 100%	E	E
Benzoato de Sodio al 35%	E	E
Bicarbonato de Potasio Saturado	E	E
Bicarbonato de Sodio saturado	E	E
Bicromato de Potasio al 40%	E	E
Bicromato de Sodio saturado	E	E
Bisulfato de Sodio saturado	E	E
Bisulfito de Sodio saturado	E	E
Borato de Potasio al 1%	E	E
Borato de Sodio	E	E
Borax frio saturado	E	E
Bromato de potasio al 10%	E	E
Bromuro de Potasio al 10%	E	E
Bromuro de Potasio saturado	E	E
Bromuro de Sodio	E	E
Butanodiol al 100%	E	E
Carbonato de Amonio	E	E
Carbonato de Bario saturado	E	E
Carbonato de Bismuto saturado	E	E
Carbonato de Calcio saturado	E	E
Carbonato de Magnesio saturado	E	E
Carbonato de Potasio	E	E
Carbonato de Sodio concentrado	E	E
Cerveza	E	E
Cianuro de Cobre	E	E
Cianuro de mercurio	E	E
Cianuro de Potasio	E	E
Cianuro de Sodio	E	E
Clorato de Calcio saturado	E	E
Clorato de Sodio Saturado	E	E
Cloruro de Aluminio diluido	E	E
Cloruro de Aluminio concentrado	E	E

AGENTE	23° C	60° C	AGENTE	23° C	60° C
Cloruro de Amonio saturado	E	E	Hidróxido de Bario	E	E
Cloruro de Antimonio	E	E	Hidróxido de Calcio	E	E
Cloruro de Bario saturado	E	E	Hidróxido de Magnesio saturado	E	E
Cloruro de Calcio saturado	E	E	Hidróxido de Potasio al 20%	E	E
Cloruro de Cobre saturado	E	E	Hidróxido de Sodio concentrado	E	E
Cloruro Férrico saturado	E	E	Hipoclorito de Calcio	E	E
Cloruro Ferroso saturado	E	E	Hipoclorito de Sodio	E	E
Cloruro Estañoso saturado	E	E	Jabón solución concentrada	E	E
Cloruro Estáñico saturado	E	E	Lejía al 100%	E	E
Cloruro de Magnesio saturado	E	E	Mercurio	E	E
Cloruro de Hidrógeno gas seco	E	E	Metafosfato de Amonio saturado	E	E
Cloruro de Mercurio	E	E	Monóxido de Carbono	E	E
Cloruro de Niquel saturado	E	E	Nitrato de Amonio saturado	E	E
Cloruro de Potasio saturado	E	E	Nitrato de Calcio saturado	E	E
Cloruro de Sodio saturado	E	E	Nitrato de Cobre saturado	E	E
Cloruro de Zinc saturado	E	E	Nitrato Férrico saturado	E	E
Clorato de Potasio saturado	E	E	Nitrato de Magnesio	E	E
Cromato de Potasio al 40%	E	E	Nitrato Mercurioso	E	E
Dextrina saturada	E	E	Nitrato de Niquel concentrado	E	E
Dextrosa saturada	E	E	Nitrato de Potasio saturado	E	E
Detergente sintético	E	E	Nitrato de Plata solución	E	E
Dióxido de Carbono al 100% seco	E	E	Nitrato de Sodio	E	E
Dióxido de Carbono al 100% húmedo	E	E	Perborato de Potasio saturado	E	E
Dióxido de Carbono frío saturado	E	E	Perclorato de Potasio al 10%	E	E
Emulsiones Acrílicas	E	E	Permanganato de Potasio al 20%	E	E
Emulsiones Fotográficas	E	E	Peróxido de Hidrógeno al 30%	E	E
Fermentos	E	E	Peróxido de Hidrógeno al 90%	E	R
Ferrocianuro de Potasio	E	E	Persulfato de Potasio	E	E
Ferrocianuro de Sodio saturado	E	E	Persulfato de Amonio saturado	E	E
Fluoruro de Aluminio concentrado	E	E	Sulfato de Aluminio concentrado	E	E
Fluoruro de Aluminio al 20%	E	E	Sulfato de Amonio saturado	E	E
Fluoruro de Cobre al 2%	E	E	Sulfato de Bario saturado	E	E
Fluoruro de Potasio	E	E	Sulfato de Calcio	E	E
Fluoruro de Sodio saturado	E	E	Sulfato de Cobre diluido	E	E
Formaldehído al 40%	E	E	Sulfato de Cobre saturado	E	E
Fosfato Bisódico	E	E	Sulfato ferroso	E	E
Fosfato Trisódico saturado	E	E	Sulfato de Magnesio saturado	E	E
Gas natural	E	NR	Sulfato de Niquel saturado	E	E
Gas Licuado de Petróleo	E	NR	Sulfato de Potasio concentrado	E	E
Gasolina	E	E	Sulfato de Sodio	E	E
Glicerina	E	E	Sulfato de Zinc saturado	E	E
Glicol Dietileno	E	E	Solución Fotográfica	E	E
Glicol	E	E	Solución Electrolítica	E	E
Glicol Etileno	E	E	Sulfito de Potasio	E	E
Glucosa	E	E	Sulfito de Sodio saturado	E	E
Glicol Propilénico	E	E	Sulfuro de Amonio saturado	E	E
Hidrógeno al 100%	E	E	Sulfuro de Hidrógeno	E	E
Hidroquinina	E	E	Sulfuro de Potasio	E	E
Hidróxido de Amonio	E	E	Sulfuro de Sodio	E	E
			Tetrahidrofurano	R	R
			Tiocianuro de Amonio saturado	E	E

**TUBERIA  
CONEXIONES  
HERRAMIENTAS  
Y ACCESORIOS**



81

# TUBERIA PARA AGUA POTABLE Y USOS INDUSTRIALES

29

MEDIDA NOMINAL MM.	PULG	DIAMETRO EXTERIOR MM	ESPESOR PARED MM	LARGO ROLLO MTS.	PESO GMS/M. L.
<b>RD-9</b>					
13	1/2	21.3	2.3	50 y 150	136
19	3/4	26.7	3.0	50 y 150	223
25	1	33.4	3.7	50 y 150	345
<b>RD-13.5</b>					
32	1 1/4	42.2	3.1	50 y 150	382
38	1 1/2	48.3	3.6	50 y 150	506
50	2	60.3	4.5	50 y 150	790
75	3	88.9	6.6	10 y 50	1709
100	4	114.3	8.5	10	2831
150	6	168.3	12.6	10	6175
<b>RD-17</b>					
50	2	60.3	3.5	50 y 150	626
75	3	88.9	5.2	10 y 50	1371
100	4	114.3	6.7	10	2271
150	6	160.3	9.9	10	4940
200	8	219.1	12.9	10	8400
<b>RD-21</b>					
75	3	88.9	4.2	10 y 50	1080
100	4	114.3	5.4	10 y 50	1765
150	6	160.3	8.0	10	4060
200	8	219.1	10.4	10	6890

# CONEXIONES DE POLIETILENO EXTRU-PAK PARA TERMOFUSION

30



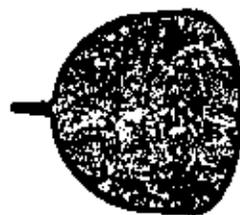
Silleta para derivación



Cople



Codo 90°



Tapón



Silleta de servicio

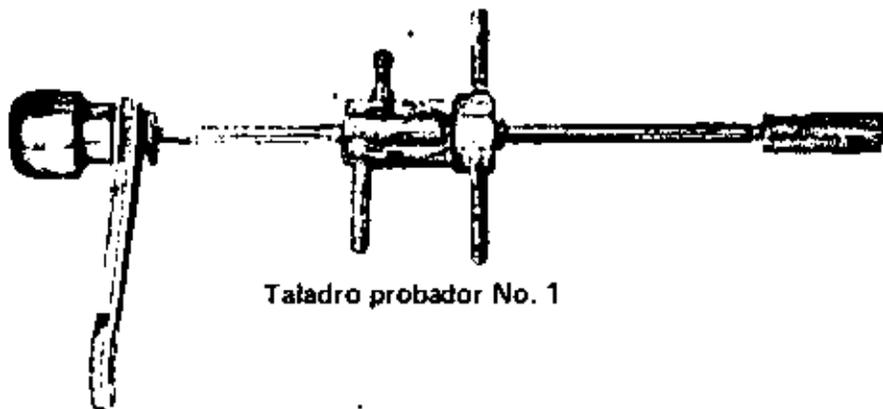


Reducción



Te

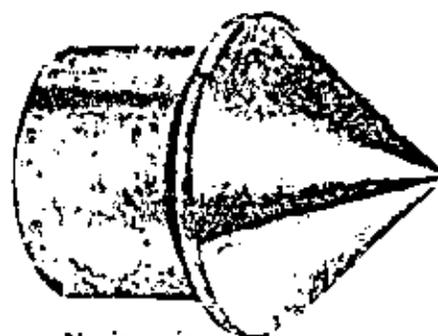
## HERRAMIENTAS DE TALADRO Y PRUEBA



Taladro probador No. 1



Broca saca bocados



Nariz guía

# HERRAMIENTAS DE FUSION

31



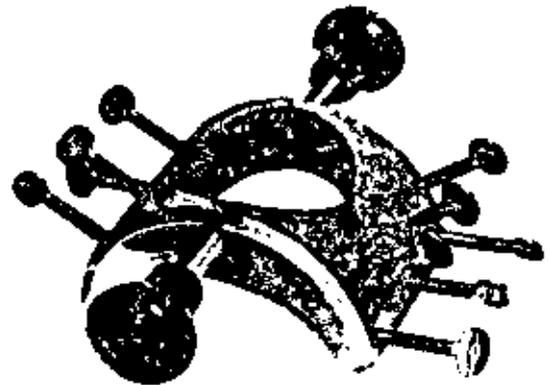
Anillo frío



Medidor de profundidad  
y biselador



Sujeta Tapón



Sujeta Silleta



Pinza sujetadora  
(1/2 y 3/4")



Escuadra extremos

# HERRAMIENTAS DE TALADRO Y PRUEBA

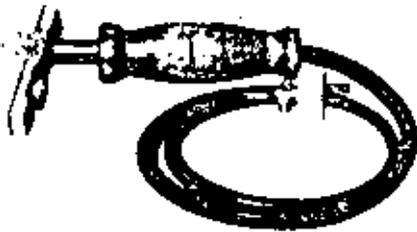
32



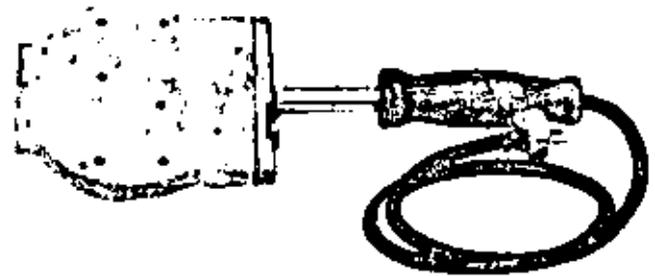
Carro alineador



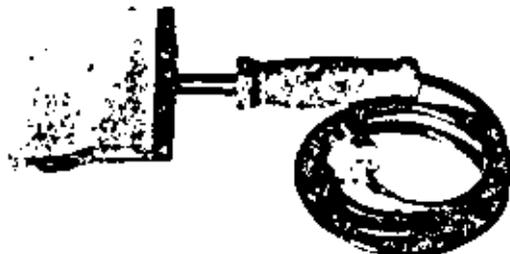
Aumentos para carro alineador



Calentador No. 1  
para corriente 110 Volts. 800 Watts



Calentador No. 2  
para corriente 110 Volts. 1500 Watts



Calentador No. 3  
para corriente 110 Volts. 2100 Watts



Caras Unión Socket

# HERRAMIENTAS DE FUSION

33



Caras combinadas



Caras silleta servicio

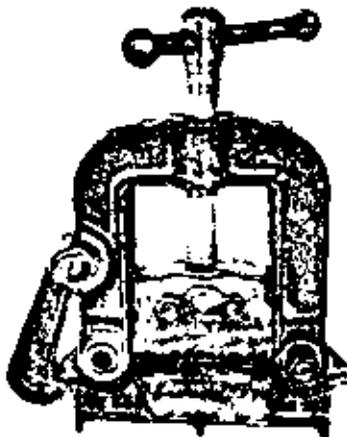


Caras silleta ramaleo

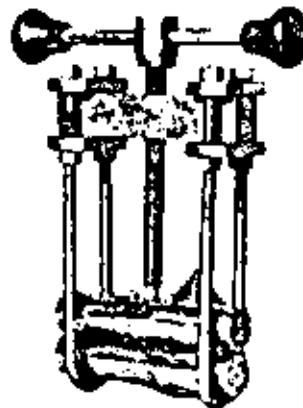


Caras para calentador No. 1 y 2

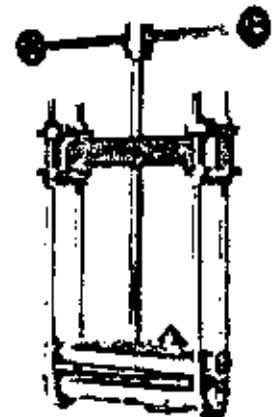
## PRENSAS INTERRUPTORAS DE FLUJO



Prensa 1/2 y 3/4"



Prensa 1" a 2"

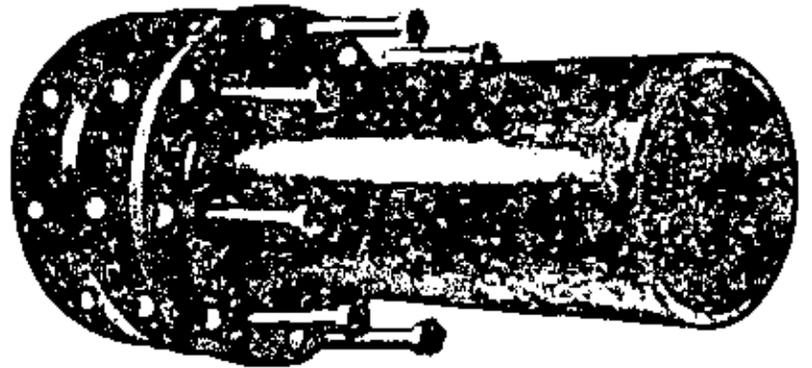
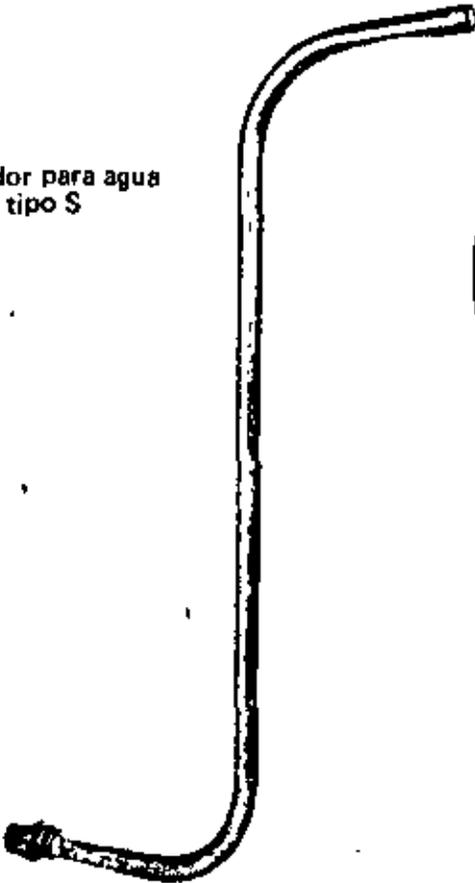


Prensa 3" y 4"

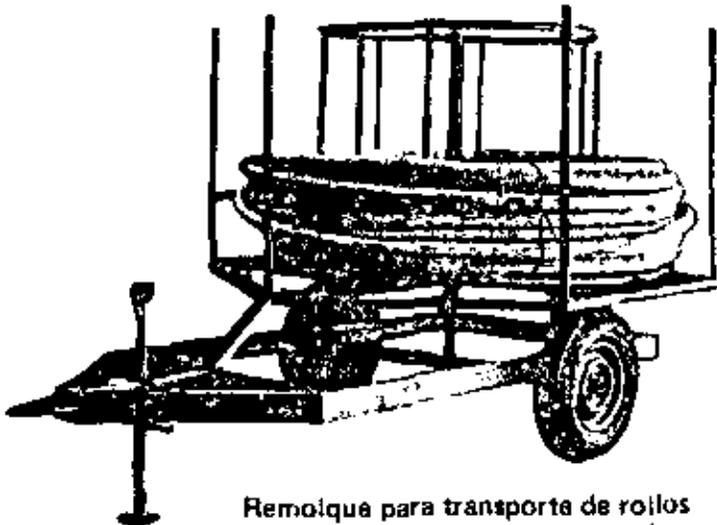
# ACCESORIOS

34

Elevador para agua  
tipo S



Adaptador Bridado de 6" PE



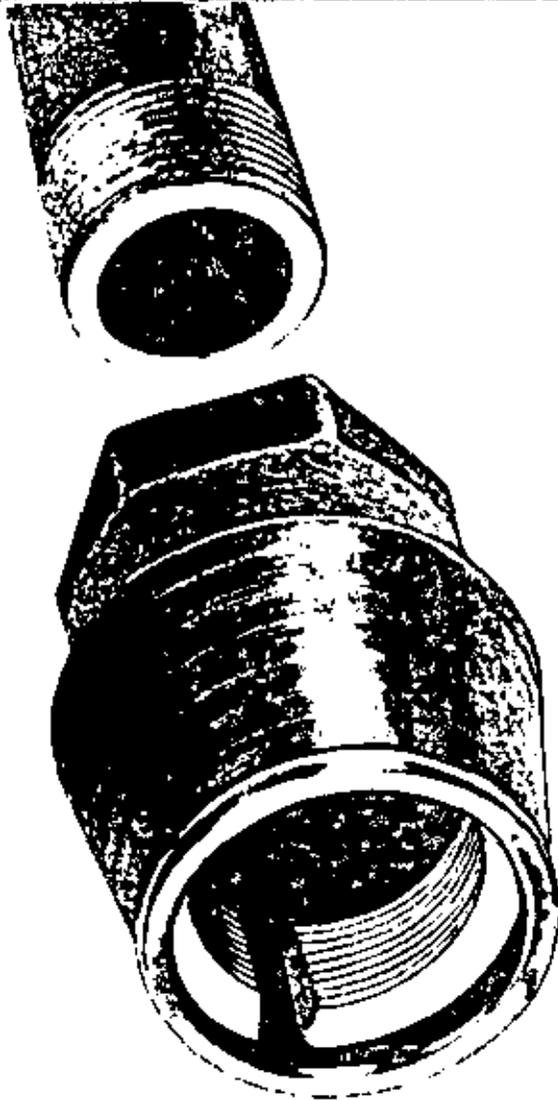
Remolque para transporte de rollos



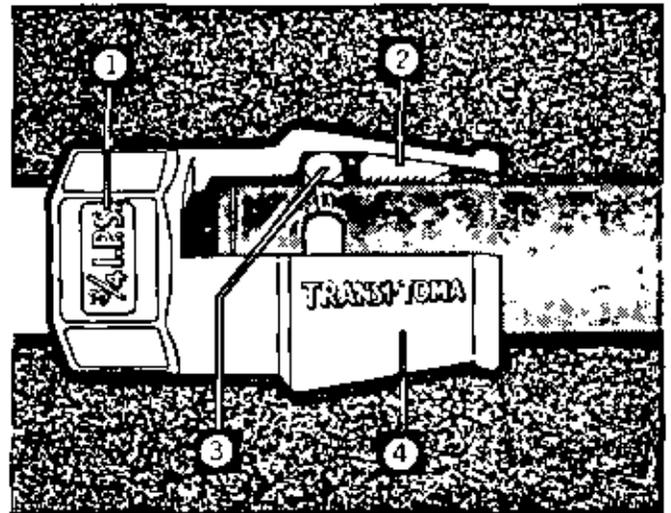
Tapón de expansión

# ACCESORIOS

25



**Adaptador Transi-Toma  
de bronce  
con extremo Rosca Hembra  
para elevador  
de toma domiciliaria  
en 13 y 19 mm. PS**



- 1.- Tipo y diámetro de entrada.
- 2.- El anillo de agarre en un sentido permite que el tubo penetre fácilmente, para después apretarlo con seguridad y prevenir que se salga.
- 3.- Un anillo elástico "O" provee un sello a prueba de goteras que resiste cualquier rango de presiones del tubo o tubería PE.
- 4.- La aleación en bronce 85-5-5-5 le proporciona máxima resistencia a la corrosión y presión de trabajo.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

METODO SIMPLEX PARA RESOLVER EL PROBLEMA  
DE PROGRAMACION LINEAL

DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

SEPTIEMBRE, 1982

# METODO SIMPLEX PARA RESOLVER EL PROBLEMA DE PROGRAMACION LINEAL

## 1.- El problema de optimización

La explicación del método simplex se acompaña con el método gráfico, dado que éste último presenta una idea intuitiva de lo que es el modelo de programación lineal y proporciona bases para comprender ciertos conceptos; se realiza, paralelamente, un ejemplo ilustrativo :

Sea el siguiente problema de programación lineal :

función objetivo :

$$\max Z = 5 x_1 + 3 x_2$$

$$\text{restricción 1} \quad : \quad 3 x_1 + 5 x_2 \leq 15 \quad \dots (1)$$

$$\text{restricción 2} \quad : \quad 5 x_1 + 2 x_2 \geq 10$$

$$\text{restricción 3} \quad : \quad x_1 \leq 4$$

$$\text{condiciones de} \quad x_1 \geq 0$$

$$\text{no negatividad} \quad x_2 \geq 0$$

En caso de que la función objetivo se sujetara a una minimización, con las mismas restricciones, se cambiaría el signo de los costos de ella para que se convierta en un problema de maximización

## 2.- Método gráfico

Trazamos las restricciones como si fuesen igualdades, en un sistema cartesiano  $x_1 - x_2$

La figura 1 exhibe la zona de soluciones factibles limitada por las restricciones y las condiciones de no negatividad. La zona mencionada tiene cuatro vértices y uno de ellos corresponderá a la combinación de valores de las variables  $x_1, x_2$  que optimizarán a la función objetivo. Como se verá más adelante, con el método simplex se recorre cada uno de los vértices hasta llegar al deseado.

La función objetivo constituye una familia de rectas con pendiente definida por los costos, pero su ordenada al origen es variable. La figura 2 muestra lo anterior

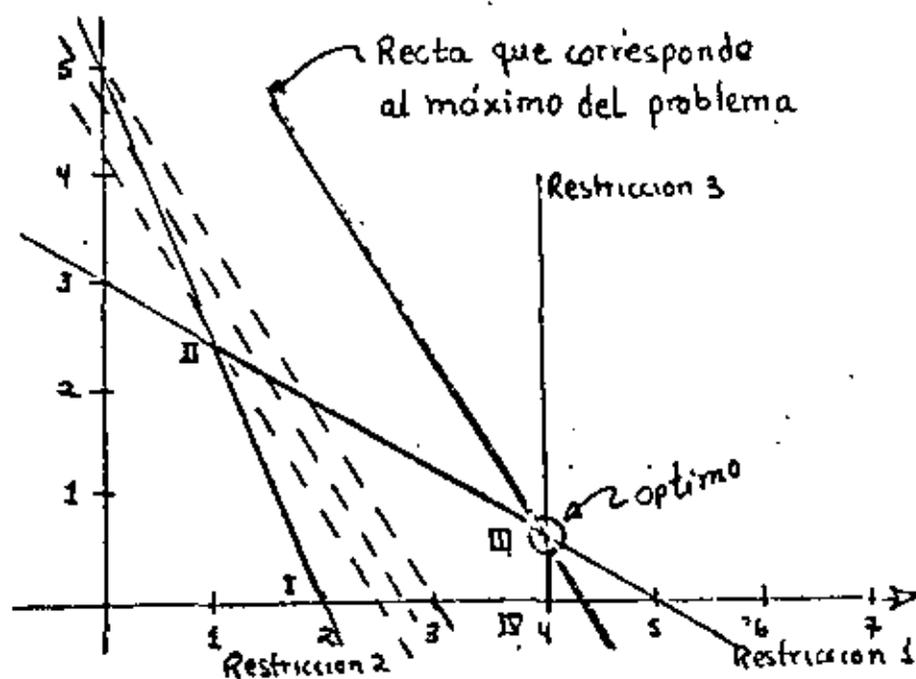


Fig. 1

Familia de rectas que forman la función objetivo y las restricciones.

Como se trata de un problema de maximización el valor máximo de la función objetivo corresponde a la recta que tiene mayor valor de la ordenada de toda la familia y que toca el vertice dado por la intersección 1 y 3.

Resolviendo las ecuaciones simultáneas dadas por las restricciones se tiene, como solución óptima,  $x_1 = 4$  y  $x_2 = 3/5$

### 3.- Método simplex

Para resolver por el método simplex el problema, se agregan las holguras necesarias para pasar todas las desigualdades a igualdades.

$$\begin{aligned} 3x_1 + 5x_2 + x_3 &= 15 \\ 5x_1 + 2x_2 - x_4 &= 10 \\ x_1 + x_5 &= 4 \end{aligned} \quad (1)$$

El método simplex garantiza que si se tiene una solución factible inicial, se llega a obtener el óptimo. En este problema se tienen  $m = 3$  ecuaciones y  $n = 5$  variables. Una solución se encuentra construyendo una solución básica que contenga  $m$  variables generadas por vectores unitarios columna y las restantes  $n - m = 2$  variables quedan con valor cero; en esas condiciones la solución queda en la columna de términos constantes.

Se utiliza una tabla como la de la figura 2 en donde las columnas  $x_1, x_2, \dots, x_n$  corresponden a los coeficientes de las respectivas variables, la columna  $\bar{b}$  a los valores de los términos constantes, v. b. a la indicación de las variables que se encuentran en la base,  $\theta$  la relación de  $\bar{b}$  entre la columna  $x_i$  seleccionada para que entre a formar parte de la base y la columna  $\bar{c}$  son los costos de las variables en la base.

$\bar{c}$	$\theta$	v.b.	$\bar{b}$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$
0		$x_3$	15	3	5	1	0	0
-		-	10	5	2	0	-1	0
0		$x_5$	4	1	0	0	0	1

Fig. 2

Tabla del Simplex  
para las ecuaciones 1

La columna  $\theta$  identificará el mayor valor que puede adquirir una nueva variable en la base para que no altere el signo de alguna que ya se encuentre en la misma y, como se explicó es el cociente de la columna  $\bar{b}$  entre la columna  $\theta$  variable seleccionada para entrar a la base.

Como la tabla no tiene una estructura completa de una solución básica, es decir, falta un vector columna básico, se agrega a la segunda ecuación una variable denominada variable artificial, cuyo costo es muy alto y negativo, que permite dicha estructura.

			Cos- tos	5	3	0	0	0	-M
$\bar{c}$	$\theta$	v.b.	$\bar{b}$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$
0	5	$x_3$	15	3	5	1	0	0	0
-M	2	$x_6$	10	5 *	2	0	-1	0	1
0	4	$x_5$	4	1	0	0	0	1	0
Z-C				-5M-5	-2M-3	-	+M	-	-

Fig. 3  
 Tabla de Simplex con  
 Variable Artificial  
 en la Base

\* Pivote para el método de Gauss

Para el verificar si en un momento dado se tiene la solución óptima y ver cual es la variable que no estando en la base se tendra que incorporar, en caso de no ser la tabla del valor óptimo, se utiliza el valor dado por  $Z-c$ , donde  $Z$  es la suma de los productos del costo de la variable en la base por el coeficiente de la columna de cuya variable se está calculando y  $c$  es el costo de la columna involucrada. Para la figura 3, el  $Z-c$  de la columna de la variable  $x_1$  se calculó como :

$$0 * 3 + (-M) * 5 + 0 * 1 - 5 = -5M - 5 \quad \text{Con los va-}$$

lores de  $Z-c$  de cada columna seleccionamos aquella, de los negativos, que tenga el valor absoluto más alto y que resulta ser  $x_4$ , de hecho, por ser el único negativo.

Con lo anterior se decidió meter a la base a la variable  $x_1$  y ahora es necesario ver que variable sale, entonces, nos apoyamos en la columna que corresponde a  $\theta$ , seleccionando aquel renglón que tenga la  $\theta$  más pequeña. La  $\theta$  más pequeña de la figura 3 es la de la variable artificial, la cual, cuando metamos la variable  $x_1$ , automáticamente se eliminará de la base.

Con transformaciones matriciales pasamos a la tabla equivalente del simplex, obligando que la columna de  $x_1$  se transforme en un vector unitario. Las transformaciones correspondientes conducen a la tabla de la figura 4

			Costos						
			5	3	0	0	0	-M	
$\bar{c}$	0	v.b.	$\bar{b}$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$
0	$\frac{45}{19} = 237$	$x_3$	9	0	$\frac{19}{5}$	1	$\frac{3}{5}$	0	$-\frac{3}{5}$
5	5	$x_1$	2	1	$\frac{2}{5}$	0	$-\frac{1}{5}$	0	$\frac{1}{5}$
0	0	$x_5$	2	0	$-\frac{2}{5}$	0	$\frac{1}{5}$	1	$-\frac{1}{5}$
Z-c			10		-1		-1		

Fig. 4

Tabla del Simplex  
Para el Vertice I  
de la Fig. 1

La solución de la figura 4 es  $x_1 = 2$  y  $x_2 = 0$ , para las variables legítimas,  $x_3 = 9$ ,  $x_4 = 0$  y  $x_5 = 2$  para las variables de holgura. Esta solución ya es factible y corresponde al vertice I de la figura 1.

Para saber si es el óptimo calculamos Z-c para cada columna cuya variable no esté en la base y si todos los valores son positivos, entonces, el método simplex garantiza que se tiene la solución óptima; de lo contrario se vuelve a buscar la variable que debe entrar a la base a través del valor absoluto más grande de los negativos de Z - c. La columna de la variable artificial ya no se toma en cuenta de aquí en adelante.

Después de las transformaciones aplicadas a los datos de la figura 4, obtenemos la figura 5 la cual muestra la solución del vertice II cuyo resultado es  $x_1 = 1.053$ ,  $x_2 = 2.368$ .

			Cos tos	5	3	0	0	0
$\bar{c}$	$\theta$	v.b.	$\bar{b}$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$
3	$\frac{45}{3} = 15$	$x_2$	$\frac{45}{19}$	0	1	$\frac{5}{19}$	$\frac{3}{19}$	0
5		$x_1$	$\frac{20}{19}$	1	0	$\frac{2}{19}$	$\frac{5}{19}$	0
0	$\frac{56}{5} = 11.2$	$x_5$	$\frac{56}{19}$	0	0	$\frac{2}{19}$	$\frac{5}{19}^*$	1
z-c			12.368			$+\frac{5}{19}$	$-\frac{16}{19}$	

Fig. 5

\* Pivote      Tabla del Simplex  
para el vertice II  
de la fig. 1

Como los datos de la fig. 5 no corresponden a la solución óptima ya que aún existe un  $z - c$  negativo se procede a realizar las transformaciones necesarias y obtener la fig. 6 que ya exhibe la solución óptima, dado que todos los valores de  $z - c$  son positivos. Esta solución corresponde al vertice III de la fig. 1.

$\bar{c}$	$\theta$	v.b.	Costos $\bar{b}$	5 $x_1$	3 $x_2$	0 $x_3$	0 $x_4$	0 $x_5$
3		$x_2$	$\frac{3}{5}$	0	1	$\frac{1}{5}$	0	$\frac{3}{5}$
5		$x_1$	$\frac{76}{19} = 4$	1	0	0	0	1
0		$x_4$	$\frac{56}{5}$	0	0	$\frac{2}{5}$	1	$\frac{19}{5}$
		Z-c	21.8			$\frac{3}{5}$		$\frac{16}{5}$

Fig. 6

Tabla del Simplex  
Para el Vertice III  
de la fig. 1

Se puede observar, en cada una de las tablas del simplex, el valor que esta en la intersección de la columna de costos y del renglon Z - c. Este valor corresponde a la función objetivo de la solución de cada tabla, de tal manera que la última tabla tiene como solución óptima 21.8.

## REFERENCIAS

Francisco J. Jauffred M., Alberto Moreno Bonett y J. Jesus Acosta F. METODOS DE OPTIMIZACION, Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A. 1974 México

Juan Prawda Witenberg, METODOS Y MODELOS DE INVESTIGACION DE OPERACIONES Vol. I Editorial Limusa México 1977

M. A. Murray - Lasso, E. Chicurel, APLICACIONES DE COMPUTADORAS A LA INGENIERIA. Limusa 1976.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO**

**OPTIMIZACION DE REDES**

**DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ**

**SEPTIEMBRE DE 1982**

## DISEÑO OPTIMO DE REDES DE AGUAS NEGRAS

### Introducción

El diseño de una red de recolección de aguas negras consta de tres etapas

- Selección del sitio de tratamiento y/o disposición
- Trazo de la red
- Determinación de diámetro, pendiente y profundidad, para cada uno de los tramos de la red.

En este trabajo se presenta una adaptación, para ser usada en el sistema métrico, a la modificación de Dajani 'S.J.'<sup>(1)</sup> al método de Holland M.E.<sup>(2)</sup>.

La aplicación de este método da por resultado la optimización del costo de una red una vez establecido su trazo, por lo que es recomendable realizar la comparación de los costos resultantes de distintos trazados de la red.

### Nomenclatura y unidades

D; diámetro de tubería; L

X; profundidad de excavación; L

C; costo unitario de tubería e instalación; \$/L

a, b, c,  $k_1$ ,  $k_2$ , ...; constantes

L, longitud de tubería; L

Q, gasto;  $L^3/t$

u; subíndice que denota máximo, aplicado al gasto

av; subíndice que denota promedio, aplicado al gasto

i; subíndice que denota número de tramo

A; área de sección recta de un tubo;  $L^2$

V; velocidad; L/t

$n$ ; coeficiente en la fórmula de Manning

$S$ ; pendiente hidráulica

$M$ ; coeficiente de Babbitt, relación de gastos, máximo diario a medio diario

$P$ ; población; miles de habitantes

$\bar{E}$ ; elevación de clave al inicio de un tramo, L

$E$ ; elevación de clave al término de un tramo, L

$\bar{G}$ ; elevación del terreno al inicio de un tramo, L

$G$ ; elevación del terreno al término de un tramo, L

$K$ ; costo total de la red

$f$ ; descarga por habitante a la red;  $L^3/t$ -hab.

#### Fórmulas fundamentales

Gasto de diseño. - Se considera el gasto máximo diario, obtenido multiplicado al gasto medio diario por el coeficiente de Babbitt

$$M = 5/P^{1/5} \quad ; \quad 1 \leq P \leq 412$$

$$M = 5 \quad ; \quad P < 1 \quad ( 1 )$$

$$M = 1.5 \quad ; \quad P > 412$$

En la obtención del modelo matemático de optimización solamente se considerará la primera de estas fórmulas. Su aplicación en los dos casos restantes es, obviamente, más sencilla.

Por tanto, como

$$Q_u = MQ_{av} ;$$

y

$$Q_{av} = Pf$$

considerando (1), resulta

$$\boxed{Q_u = 5 Q_{av}^{4/5} f^{1/5}} \quad ( 2 )$$

Velocidad y diámetro.- La fórmula de Manning puede escribirse

$$v = \frac{k_2}{n} D^{2/3} s^{1/2} \tag{3}$$

y el gasto

$$Q = k_1 D^2 v$$

por tanto, combinando ambas fórmulas resulta

$$D = \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/8} s^{-3/16} Q^{3/8}$$

como para un tramo i

$$s_i = \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \tag{4}$$

considerando además (2), resulta que

$$D_i = 5^{11/8} \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/8} \left\{ \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \right\}^{-3/16} Q_{av_i}^{3/10} f^{3/40} \tag{5}$$

la sustitución de (5) en (3) conduce a

$$v = \left( \frac{k_2}{n} \right)^{3/4} (5)^{11/2} \left( \frac{1}{k_1} \right)^{1/4} \left( \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \right)^{3/8} Q_{av_i}^{1/5} f^{1/2} \tag{6}$$

Excavación.- La profundidad media de un tramo de tubería está dado por

$$x = \frac{1}{2} \left[ (\bar{G}_i - \bar{E}_i) + (\underline{G}_i - \underline{E}_i) \right] = \frac{1}{2} \left[ (\bar{G}_i + \underline{G}_i) - (\bar{E}_i + \underline{E}_i) \right] \tag{7}$$

Costo de construcción.- El costo de construcción, por unidad de longitud de tubería de red de alcantarillado, es función, esencialmente, de los cuadrados del diámetro de la tubería y de la profundidad de excavación

$$C = a + bD^2 + cX^2 \tag{8}$$

El cuadrado del coeficiente de correlación múltiple para esta ecuación es mayor que 0.9; aproximadamente el 80% del costo de construcción de una red corresponde a las tuberías y su instalación, el 15% a la construcción de pozos de visita, y el resto a otros conceptos.

#### Modelo de optimización

La optimización de una red de alcantarillado consiste en la determinación de los diámetros de las tuberías y de las profundidades de las excavaciones que deben realizarse, para cada tramo, de manera que se satisfagan los requisitos de la red a un costo mínimo. El modelo consta pues de dos partes que deben satisfacerse simultáneamente, la minimización de la función de costos (función objetivo), y la satisfacción de las especificaciones para la red (restricciones).

Función objetivo.- La sustitución de (5) y (7) en (8) conduce a:

$$K = \sum_{i=1}^n \left\{ aL_i + \left[ b(5)^{11/4} \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/4} Q_{av_i}^{3/5} L_i^{11/8} \right] (\bar{E}_i - \underline{E}_i) + \frac{cL_i}{4} (\bar{G}_i + \underline{G}_i)^2 - \frac{cL_i}{2} (\bar{G}_i + \underline{G}_i) (\bar{E}_i + \underline{E}_i) + \frac{cL_i}{4} (\bar{E}_i + \underline{E}_i)^2 \right\} \quad (9)$$

Expresión que debe ser minimizada para el conjunto de valores

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i), (\bar{E}_i + \underline{E}_i).$$

Restricciones.- Las restricciones a que se sujeta una red varían según las especificaciones establecidas por cada ciudad o municipio, sobretudo en lo que se refiere a los diámetros mínimos permitidos; en todo caso, el diseño de la red debe satisfacer las siguientes:

Diametro mínimo.- Considerando (5)

$$D_{\min_i} \geq 5^{11/8} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^{3/8} \frac{(\bar{E}_i - \underline{E}_i)}{L_i} Q_{av_i}^{3/10} f^{3/40}$$

de donde

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (5)^{22/3} D_{\min_i}^{-16/3} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^2 L_i Q_{av_i}^{8/5} f^{5/2}} \quad (10)$$

Velocidades.- Considerando (6)

$$V_{\max} \leq \left(\frac{k_2}{n}\right)^{3/4} (5)^{11/2} \left(\frac{1}{k_1}\right)^{1/4} \frac{(\bar{E}_i - \underline{E}_i)}{L_i}^{3/8} Q_{av_i}^{1/5} f^{1/2}$$

de donde

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \geq (5)^{-22/9} \left(\frac{n}{k_2}\right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i V_{\max_i}^{8/3}} \quad (11)$$

Similarmente

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (5)^{-22/9} \left(\frac{n}{k_2}\right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i V_{\min_i}^{8/3}} \quad (12)$$

Colchón de tierra.-  $\bar{G}_i - \underline{E}_i \geq H_{\min}$ , por lo tanto

$$\boxed{2\bar{G}_i - (\bar{E}_i - \underline{E}_i) - (\bar{E}_i + \underline{E}_i) \geq 2 H_{\min}} \quad (13)$$

Esta restricción es suficiente en el caso en que la pendiente del terreno sea mayor que la del tramo de tubería, en caso contrario deberá escribirse una restricción para cada extremo del tramo.

Progresión de diámetros.- El diámetro de cualquier tramo de tubería debe ser igual o mayor que cualquiera de los tramos que fluyen a el:

$$D_i \geq D_{i-1}$$

Aplicando (5) a esta desigualdad, se obtiene

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) - \frac{L_i}{L_{i-1}} \left\{ \frac{Q_{av,i}}{Q_{av,i-1}} \right\}^{8/5} (\bar{E}_{i-1} - \underline{E}_{i-1}) \geq 0} \quad (14)$$

Profundidad de clave. -  $\bar{E}_i \leq \underline{E}_{i-1}$ , o sea

$$\boxed{(\bar{E}_i + \underline{E}_i) + (\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (\bar{E}_{i-1} + \underline{E}_{i-1}) - (\bar{E}_{i-1} - \underline{E}_{i-1})} \quad (15)$$

Punto de descarga. - Cualquier lateral "j" que llegue al punto de descarga, lo hará con una elevación de clave igual o mayor que la que tenga la clave de la línea principal "i" en ese punto.

$\underline{E}_i \leq \underline{E}_j$ , o sea

$$\boxed{-(\bar{E}_i - \underline{E}_i) + (\bar{E}_i + \underline{E}_i) + (\bar{E}_j - \underline{E}_j) - (\bar{E}_j + \underline{E}_j) \leq 0} \quad (16)$$

#### Procedimiento

La solución de las ecuaciones 9 a 16 se realiza substituyendo la función objetivo (que no es lineal) por una suma de funciones lineales de un nuevo conjunto de variables obtenidas descomponiendo la parte no lineal de la función original en un número de aproximaciones lineales, tras de lo cual se pueden aplicar las técnicas ordinarias de programación lineal.

Una vez determinados los valores de  $(\bar{E}_i - \underline{E}_i)$  y  $(\bar{E}_i + \underline{E}_i)$  que minimizan el costo total del sistema, mediante el uso de las ecuaciones respectivas se determinan los diámetros, profundidades, etc, para la alternativa más conveniente. Este procedimiento da por resultado diámetros teóricos, que normalmente no existen en el mercado; obviamente, en la práctica deberá tomarse el próximo diámetro superior comercial.

Referencias

- 1) Dajani, S.J. et Als., "Optimal Design of Wastewater Collection Networks". Journal of the Sanitary Engineering Division, Proceedings of the A.S.C.E., Dec. 1972.
- 2) Holland, M.E., "Computer Models of Wastewater Collection Systems". Harvard University, Cambridge, Mass. 1966.



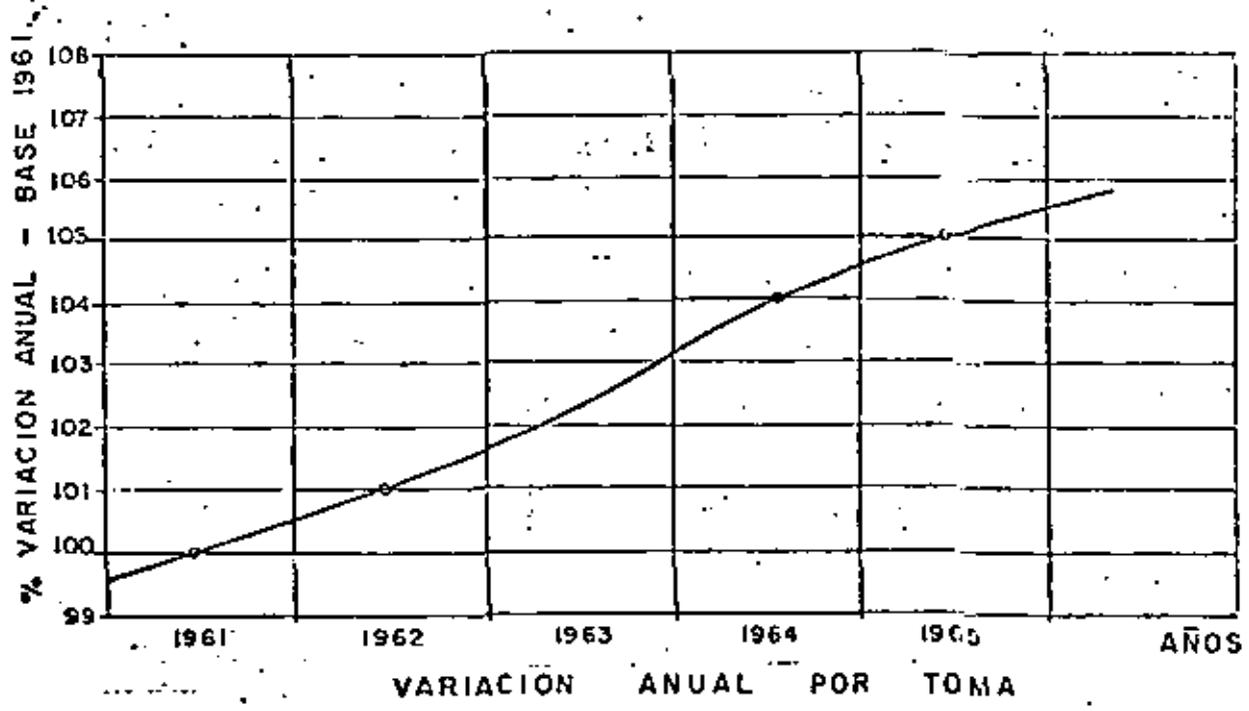
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

CAUDAL DE AGUAS NEGRAS

M en C Mario Solano González

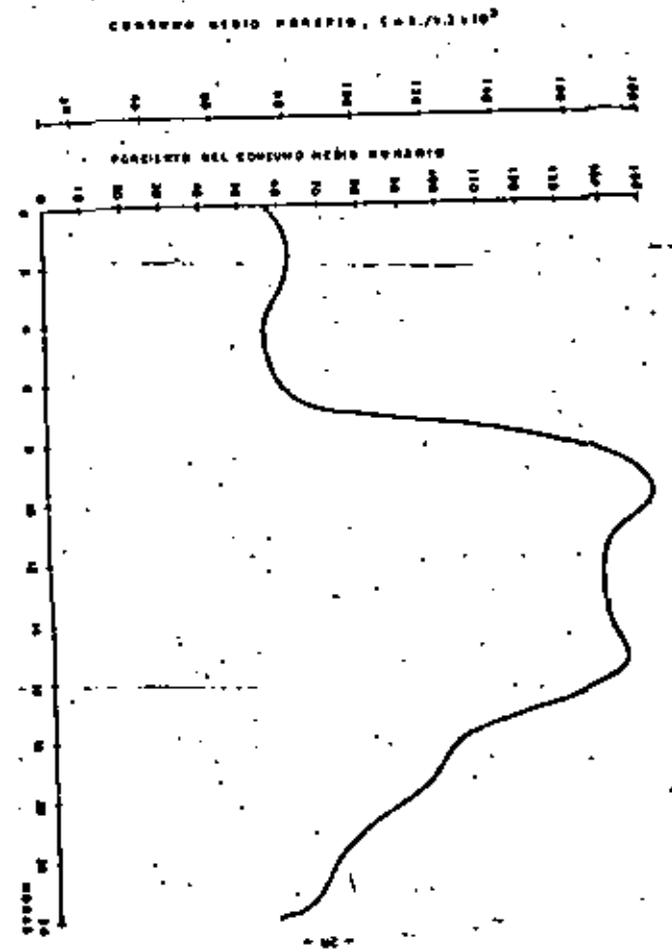
AGOSTO, 1982



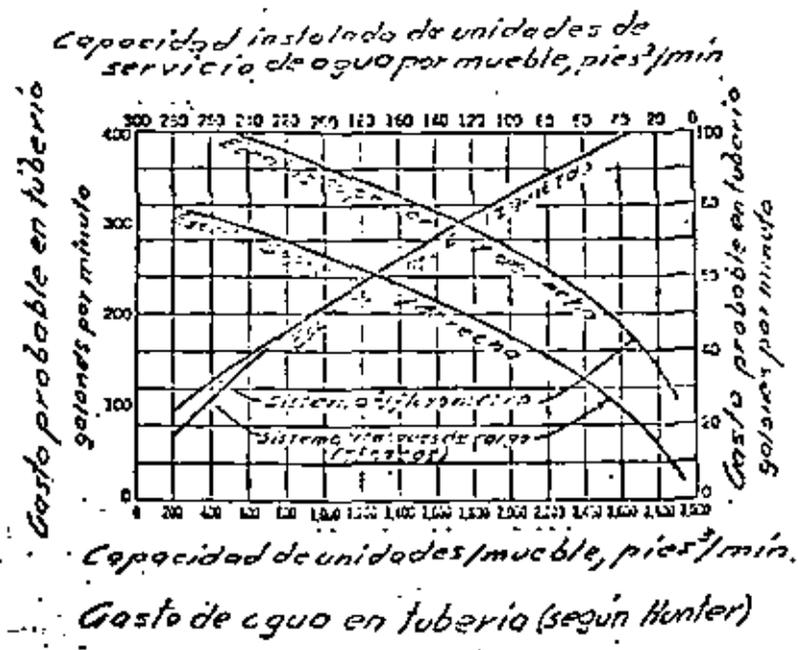
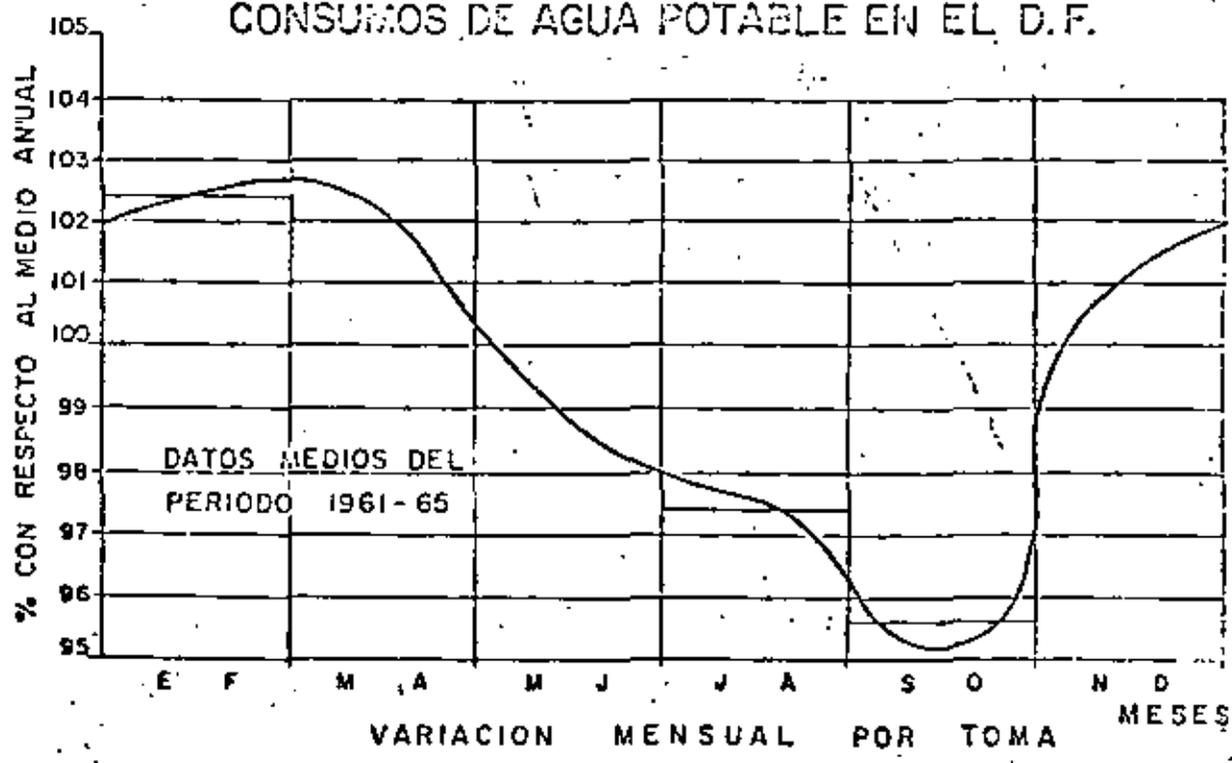
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS

YG-50-7329

ALICIA DE LOS RIOS PARA EL 20 DE DICIEMBRE DE 1961 Y 20 DE DICIEMBRE DE 1962 POR EL INGENIERO EN JEFE DE OBRAS HIDRAULICAS DEL ICA (401-914)



### CONSUMOS DE AGUA POTABLE EN EL D.F.



DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO  
URBANO AGOSTO DE 1982

EDUARDO ANGHIANO CASTAREDA  
ORIENTACION DE OBRAS  
ASFALTOS  
AV. INAM NO. 151  
AJUSCO  
COTOACAN  
MEXICO, D.F.  
573 72 44

RICARDO ARANDA CAMAYO  
CREDITO MEXICANO S.A.  
MADERO NO. 42-47  
CENTRO  
MEXICO, D.F.  
595 82 10

ISAIAS CANARCO SANCHEZ  
CONSTRUCCIONES ANA, S.A.  
COLIMA 394-2° PISO  
MEXICO, D.F.  
553 88 00

MANUEL CLAVISO URRUTIA  
STOLUN CONSTRUCTORA S.A.  
FLORESTA 29 B  
CLAVERIA  
ATECAPOTZALCO  
02080 MEXICO, D.F.  
179 15 15

EDUARDO CORONA MERECEO  
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUERRERO  
AV. DE LA JUVENTUD S/N  
CHILPANCINGO, GRO.  
3 27 41

JOSE ANTONIO CUC EK  
DIRECCION GENERAL DE INTERCAMBIO ACADEMICO

CARLOS HERNANDEZ GALLARDO  
CARCSA, CPO. CONSTRUCTOR, S.A.  
CALLE VERSALLES 37-101  
JUAREZ  
CUAUNTEMOC  
0660 MEXICO, D.F.  
592 52 54

SALVADOR MARTINEZ VIANOMONTES  
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE AGUASCALIENTES  
PRO. DE ING. CIVIL Y URBANISMO  
CENTRO TECNOLOGICO  
CDA. UNIVERSITARIA  
AGUASCALIENTES, AGN.  
3 65 05 EXT. 37

MARIO MERINO PERES  
URBANIZACIONES Y ASFALTOS, S.A.  
AV. INAM NO. 51  
PEDREGAL DE CARRASCO  
COTOACAN  
MEXICO, D.F.  
573 72 44

RIO, 49 A 001  
VILLA CORPA  
TLALPAN  
MEXICO, D.F.  
594 49 69

VICENTE EGUIA JO I D.  
SAN NIGUEL CHAPULTEPEC  
M. HIDALGO  
MEXICO, D.F.  
271 49 31

ALBERT 71 -604  
COL. FORTALES  
MEXICO, D.F.  
781 13 17

FLORESTA 35 B  
CLAVERIA  
ATECAPOTZALCO  
02080 MEXICO, D.F.

AV. JUAREZ 12  
CHILPANCINGO, GRO.  
3 21 41

LONDRES 406  
FRACC. DEL VALLE  
AGUASCALIENTES, AGN.

CALLE ANTILLAS 715-2  
FORTALES  
MEXICO, D.F.

10. NECTOR S. ORDÓÑEZ CHAVEZ  
EDIFICIO 11 INT. 7-1004  
TLATELOLCO  
CUAUNTEMOC  
06900MEXICO, D.F.  
597 30 90

11. ROBERTO ORTEGA SAPATA  
CONALEP VALLE DE ARAGON  
MIGUEL ALEMAN 117 A  
EL CHERMIZAL, ICATEPEC, EDO. DE MX.

12. ORLANDO ORTIZ RUBIANO  
CONSTRUCTORA GAR, S.A.  
AV. DE LAS PIZAS, 15 ARZA 2 B  
LONAS DE TSCANACHALCO  
33950 MEXICO, D.F.  
284 23 31

13. NICOLAS PLASCENCIA ALBITER  
URBANIZACIONES Y ASFALTOS S.A.  
AV. INAM 151  
AJUSCO  
COTOACAN  
MEXICO, D.F.  
573 71 82

14. DANIEL SANCHEZ MONTERROSA  
INMOBILIARIA Y CONSTRUCTORA M.F., S.A.  
AMORES 1402  
DEL VALLE  
E. JUAREZ  
MEXICO, D.F.  
575 53 48

15. LUIS E. RODELO ROMERO  
DIRECCION GENERAL DE INTERCAMBIO ACADEMICO

16. VICTOR M. RODRIGUEZ SANTANA  
INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE  
METROPOLITANO  
LEGARIA 252  
PENSIL  
M. HIDALGO  
MEXICO, D.F.  
399 69 22 EXT. 237

17. OSCAR N. ROIS URBANO  
UYASA  
AV. INAM 151  
PEDREGAL DE CARRASCO  
MEXICO, D.F.

18. ENRIQUE SANCHEZ CARRAJAL  
UYASA  
AV. INAM 151  
AJUSCO  
COTOACAN  
MEXICO, D.F.  
573 71 82

19. DAVID VELASCO PERES  
GUTIERREZ MENDOZA Y ASOCIADOS, S.C.  
AGUSTO RODIN 185 1° PISO  
MEXICO, D.F.

EJE LAZARO CARDENAS  
NO. 401-2-1004  
TLATELOLCO  
CUAUNTEMOC  
06900MEXICO, D.F.

RET. 2 FCO. DEL PASO  
Y V. 23 A17  
JARDIN SALBUENA  
V. CARRANZA  
15900 MEXICO, D.F.  
371 4608

AV. A. OBREGON 97  
ROMA  
MEXICO, D.F.

HONDA 207  
METROPOLITANA  
MEZANUALCOYOTE  
EDO. DE MEXICO

SUR 69 NO. 107-7  
PRADO ERMITA  
ITAPALAPA  
MEXICO, D.F.  
532 41 92

ARGENTINOS 16  
MA. C. DE CANJA N.  
A. OBREGON  
01160 MEXICO, D.F.  
271 01 91

DAMASCO 48  
R. BUSTO  
V. CARRANZA  
MEXICO, D.F.

RET. 17 S 11 DE  
J. GALINDO Y VILLA  
JARDIN SALBUENA  
MEXICO, D.F.

LEON 280 -481-A  
U. MONDALCO  
06900 MEXICO, D.F.  
357 84 95