

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO 1980 .

Fecha	Tema	Hora	Profesor
Agosto 4	Generalidades y Síntesis del Curso	18 a 21 h	M. en C. Mario Solano González
" 6	Antecedentes Históricos y Avances del Sistema de Alcantarillado	18 a 21 h	M. en I. Arnulfo Paz Sánchez
" 8	Caudal de Aguas Negras	18 a 21 h	M. en I. Gastón Mendoza Gámez
" 11	Información y Estudios	18 a 19:30 h	M. en C. Mario Solano González
	Caudal de Aguas Pluviales	19:30 a 21 h	" " " " " "
" 13	" " " "	18 a 21 h	" " " " " "
" 15	Hidráulica de Redes de Atarjeas y Colectores	18 a 21 h	Ing. Ramón Domínguez Mora
" 18	" " " " " " "	18 a 21 h	" " " " "
" 20	Optimización de Redes	18 a 21 h	Dr. Ubaldo Bonilla Domínguez
" 22	Estructuras Accesorios Especiales	18 a 21 h	M. en I. Arnulfo Paz Sánchez
" 25	" " "	18 a 21 h	" " " " " "
" 27	Materiales para las Conducciones.	18 a 20 h	Ing. Francisco Garza Maldonado
	Condiciones	20 a 21 h	" " " "
" 29	Estructurales	18 a 21 h	Ing. Gerardo Pastrana Mondragón
" 31	Métodos de Construcción	18 a 19 h	Ing. Francisco Garza Maldonado
	Presupuesto y Costo del Sistema	19 a 21 h	" " " "
Sept. 2	Operación y Mantenimiento	18 a 21 h	Ing. Cornelio Acosta Colorado



Directorio de Profesores del curso: Sistemas de Alcantarillado

Urbano 1980.

1. Ing. Cornelio Acosta Colorado
Jefe del Sistema de Distribución de Agua Potable
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
D. D. F.
Dr. Pascua No. 75
Col. Doctores
México 7, D.F.
578 98 47
2. Dr. Ubaldo Bonilla Domínguez
Secretario Académico
División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería
UNAM
5 48 09 50
3. Ing. Ramón Domínguez Mora
Coordinador de la Sección de Hidráulica
Edif. 5 Instituto de Ingeniería
UNAM
550 52 15 Ext. 3608
4. Ing. Francisco Garza Maldonado
Director General
Garza Maldonado y Asociados S. C.
Cádiz Norte No. 25
Col. Insurgentes Estremadura
México 19, D.F.
563 96 87
5. M. en I. Gastón Mendoza Gámez
Jefe de la Oficina de Desarrollo Tecnológico
Dirección General de Operación y Construcción Hidráulica
D. D. F.
Sn. Antonio Abad No. 231-8º
México 8, D.F.
578 26 74
6. Ing. Gerardo Antonio Pastrana Mondragón
Gerente General
Construcciones Técnicas Mexicanas, S.A.
Av. Chapultepec No. 318-502
México 7, D.F.
533 03 34
7. M. en I. Arnulfo Paz Sánchez
Consultor
Playa Erizo No. 63
México 13, D.F.
534.32.61

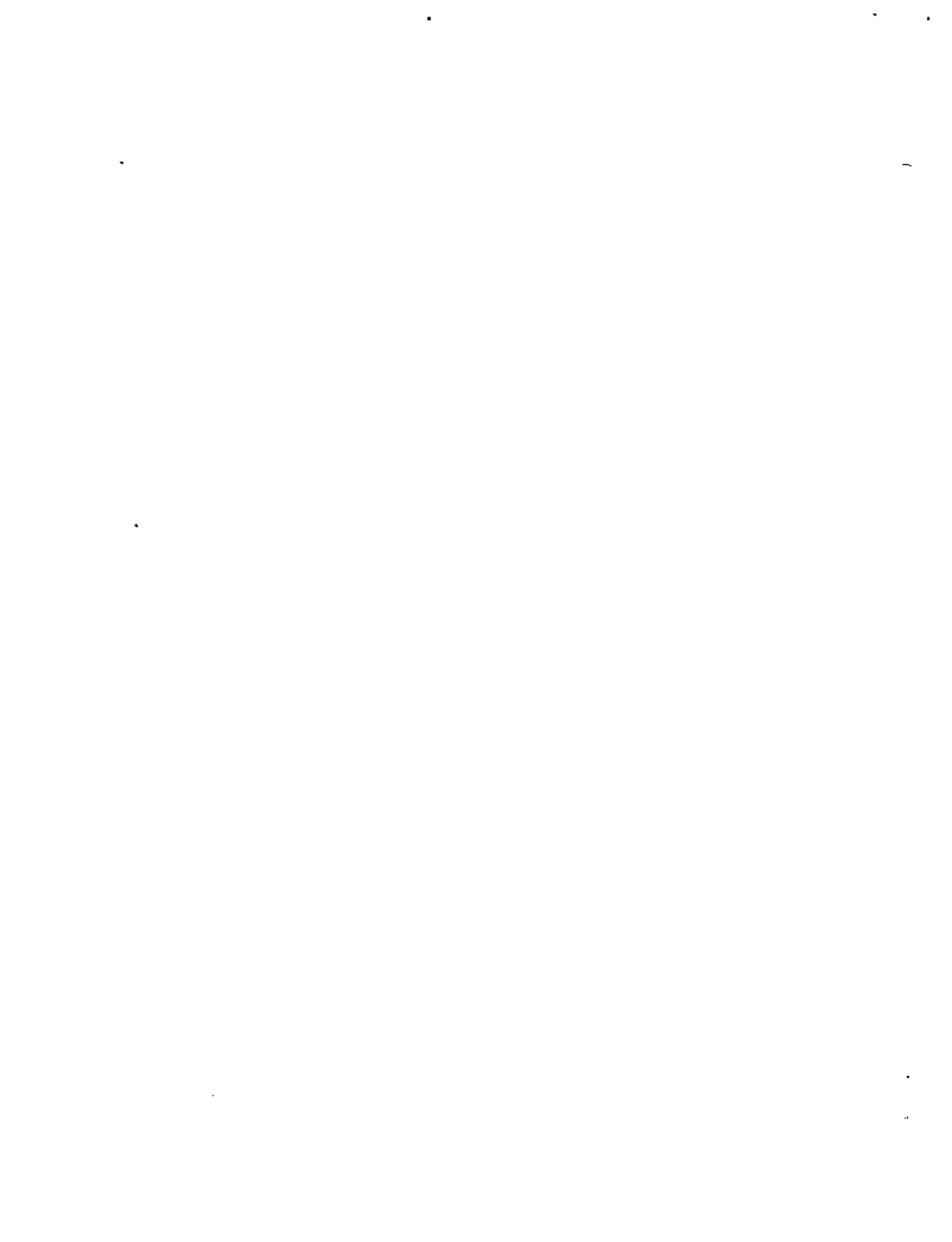
8. M. en C. Mario Solano González
Asesor
Dirección General de Saneamiento del Agua
S. S. A.
Ave. Chapultepec No. 258-6° Piso
México, D.F.
511 61 51

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: Sistemas de Alcantarillado Urbano.

FECHA: Del 4 de agosto al 2 de Septiembre, 1980.

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA				
1. Cornelio Acosta Colorado				
2. Ubaldo Bonilla Domínguez				
3. Ramón Domínguez Mora				
4. Francisco Garza Maldonado				
5. Gastón Mendoza Gamez				
6. Gerardo Pastrana Mondragón				
7. Arnulfo Paz Sánchez				
8. Mario Solano González				
9.				
10.				
<p>ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10 'edcs'</p>				



SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
Generalidades y Síntesis del curso					
Antecedentes históricos y avances del sistema de alcantarillado					
Caudal de aguas negras					
Información y estudios					
Caudal de aguas pluviales					
Hidráulica de redes de atarjeas y colectores.					
Optimización de redes					
Estructuras accesorias especiales					
Materiales para las conducciones					
Condiciones					



EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

(b)

TEMA

ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA

GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA

GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA

UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA

Estructurales

Métodos de construcción

Presupuesto y costo del sistema

Operación y mantenimiento

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	CARTELETA 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.	O T R O

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

10. Otras sugerencias:





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

GENERALIDADES Y SINTESIS DEL CURSO

ING. MARIO SOLANO GONZALEZ

AGOSTO, 1980

I N D I C E

1.-	LOS SERVICIOS URBANOS.	
1.1.-	DEFINICION.....	1
1.2.-	ORIGEN.....	1
1.3.-	TIPOS DE SERVICIOS.....	3
1.4.-	SERVICIO DE ALCANTARILLADO.....	4
1.4.a.-	ANTECEDENTES.....	4
1.4.b.-	DEMANDAS FUTURAS.....	5
1.5.-	DEFINICION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	9
1.6.-	OBJETIVOS Y BENEFICIOS DEL SISTEMA.....	10
2.-	ESTRUCTURAS DEL SISTEMA.....	16
2.1.-	LOCALIZACION DE INSTALACIONES.....	16
2.2.-	DEFINICIONES DE TERMINOS USADOS.....	17
2.3.-	INSTALACIONES ESPECIALES CONEXAS.....	18
2.4.-	TIPOS DE SISTEMA.....	20
2.5.-	EVALUACION DE LOS SISTEMAS.....	23
	UNITARIO Y DIVISOR.....	23
2.6.-	SISTEMAS MIXTOS.....	30
3.-	FASES DEL SISTEMA.....	35
3.1.-	PRELIMINAR O INVESTIGATIVA.....	35
3.2.-	PROYECTO.....	36
3.2.a.-	DESARROLLO DE LA FASE PRELIMINAR.....	37
3.2.b.-	CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.....	37
3.2.c.-	MATERIALES PARA LAS ESTRUCTURAS.....	40
3.3.-	CONSTRUCCION.....	41
3.4.-	OPERACION.....	42
3.5.-	INTERRELACION ENTRE LAS FASES.....	43
3.6.-	PARTES QUE INTERVIENEN EN LA REALIZACION DEL SISTEMA.....	44
3.6.a.-	PROPIETARIO.....	44
3.6.b.-	INGENIERO.....	46
3.6.c.-	CONTRATISTA.....	47
3.6.d.-	OTRAS PARTES.....	48
3.7.-	PAPEL QUE DESEMPEÑAN LAS PARTES.....	49

3.7.a. - FASE PRELIMINAR.....	49
3.7.b. - PROYECTO.....	49
3.7.c. - CONSTRUCCION.....	50
3.7.d. - OPERACION.....	51

INDICE DE FIGURAS

FIG. 1.-	DESAGUE URBANO SIMPLE, PLANTA Y CORTE TRANSVERSAL...	52
FIG. 2.-	CURVA DE ALTURA - FRECUENCIA.....	52
FIG. 3.-	FUNCION FRECUENCIA-ALTURAS MAXIMAS ANUALES.....	52
FIG. 4.-	ESQUEMA DE BENEFICIOS CON LOS PROYECTOS DE DRENAJE URBANO Y CONTROL DE INUNDACIONES.....	53
FIG. 5.-	FUNCION DE COSTO PARA SISTEMAS MENORES.....	53
FIG. 6.-	RELACIONES DE FRECUENCIA HIPOTETICA PARA PRECIPITACIONES EN ZONAS HUMEDAS Y SEMIHUMEDAS.....	53
FIG. 7.-	LOCALIZACION DE INSTALACIONES SUBTERRANEAS.....	54
FIG. 8.-	SISTEMA DE ALCANTARILLADO. DIAGRAMA GENERAL.....	55
FIG. 9.-	MODELO CONCEPTUAL DE OPTIMACION ECONOMICA.....	56



T E M A I
G E N E R A L I D A D E S
Y
S I N T E S I S D E L C U R S O .

1.- LOS SERVICIOS URBANOS.

1.1. DEFINICION.- Los servicios urbanos son los bienes y las actividades que se proporcionan a los habitantes de la urbe para lograr la convivencia. Los servicios los proporcionan los particulares autorizados para ello y, principalmente, el gobierno, cuando los servicios no deben ser fuente de utilidad o constituyen un servicio social. Es lógico que los servicios urbanos se hayan iniciado con la ciudad y que el crecimiento de ambos sea un fenómeno tan reciente como el crecimiento económico. (1)

1.2. ORIGEN.- El origen de esos enjambres urbanos que son las ciudades ha sido consecuencia de varios factores que se fueron sucediendo. La ciudad no es una forma innata de organización humana y su evolución corresponde, con mucha exactitud, a los diferentes medios utilizados por el hombre para dominar a la naturaleza a fin de asegurar su 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.

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

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.

De 1 800 a 1 890 transcurre el período del 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, ya 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 aun policiales para cuando solfa surgir la necesidad de someter a los huelguistas. Permanecen fuera de la atracción urbana sólo las industrias del sector primario, en razón de la pesadez de sus instalaciones y la liga con las zonas mñneras 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.

1.3. TIPOS DE SERVICIOS.

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

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

2) 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) De obras de infraestructura. (Abastecimiento de agua, eliminación de aguas negras y pluviales, energía eléctrica y comunicaciones).

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

6) De gobierno. (Administración, control del 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.

1.4. SERVICIO DE ALCANTARILLADO.

1.4.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 aun 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 energéticas. En las últimas décadas ha tomado lugar un incremento creciente de

urbanizaciones, asociado con cambios que crean nuevos problemas, lo que requiere de nuevas soluciones aun para los más viejos problemas que ya se consideraban resueltos. La agudización de la concentración de habitantes provenientes de zonas rurales ya 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, debido a que su disponibilidad es cada vez más limitada.

1.4.b. DEMANDAS FUTURAS. - En el país del norte, la inversión anual para la rehabilitación de obras de abastecimiento y alcantarillado se estima en 110 mil millones ⁽¹⁾ de dólares (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 2 500 para obras de alcantarillado y 1 000 millones para el tratamiento de aguas negras. Para 1975 las condiciones de servicio, según el Departamento de Comercio de ese país, son:

Población con servicio de agua	185.4	Millones de hab.
" sin " "	38.0	" " "
" con " alcantarillado	157.6	" " "
" sin " "	65.8	" " "
Población total:	223.4	" " "

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

(1) Urban Water Reserce Research, First Report Sep. 1968.

A. S. C. E. Urban Hydrology Research Council, New York, N. Y.:

En nuestro país las condiciones son críticas y se resumen en la siguiente forma, según el censo de 1970.

	Millones de habitantes.	
Con servicio de agua. (incluyendo con hidrante público.)	29.491	61.1%
Sin servicio de agua.	18.734	38.9%
Pob. Total.	<u>48.225</u>	<u>100.0</u>
Con alcantarillado.	19.872	41.5%
Sin alcantarillado.	28.352	58.5%
Población Total.	<u>48.225</u>	<u>100.0</u>

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 2 000. 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.	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 1 500	2.63	80.0	78.2
(D.F.) 364	Global D.F.	6.64	82.9	74.2
97 580		48.22	61.1%	38.9%

El abastecimiento de agua potable, el alcantarillado, el reúso 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 2 000, los servicios de agua potable al 95% de la población urbana y al 70% de la población rural (localidades de menos de 2 500 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, y sin subsidios que fomenten el derroche de agua. Esto requiere una inversión total, hasta el año 2 000 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 de 1973 varían entre \$ 250 y \$ 2 000; los costos promedio por distintos conceptos se anotan en seguida.

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 - 2 000

Inversiones:

En agua potable	206.1	miles de millones de pesos
Alcantarillado.	<u>108.9</u>	" " "
Total:	315.0	miles de millones de pesos.

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

Ingenieros.	4 500
Técnicos y administrativos.	41 600
Operarios.	<u>83 200</u>
Total:	129 300

En cuanto a recursos materiales, la tuberfa necesaria sin incluir la requerida para conjuntos industriales, será:

Periodo	Miles de Km. de Tuberfa.	
	Agua Potable	Alcantarillado.
1975 - 1976	5.9	2.9
1977 - 1982	35.5	28.1
1983 - 1990	47.8	61.1
1991 - 2000	<u>87.1</u>	<u>78.8</u>
Total:	176.3	171.0

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 servicios de agua potable y alcantarillado. De acuerdo con el examen preliminar de este problema se concluye que es.

urgente capacitar y entrenar a muchos miles de personas en labores técnicas y administrativas, así como formar y capacitar 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 ascienden a 103,174 millones de pesos de 1975 y recursos humanos en cantidad de 25 506, de los cuales 22 649 deben ser operarios con nivel de instrucción de primaria a preparatoria y 2 857 requieren licenciatura o maestría.

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

1.5. DEFINICION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

Como todo sistema, el de Alcantarillado es un conjunto de partes y, coordinadamente, estas desempeñan, cada una, su función correspondiente. Este conjunto trabaja con 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 disposición final.

Las aguas sobrantes pueden ser negras o sea desechos líquidos; pluviales, o sean las escurridas como consecuencia de la precipitación pluvial, y las corrientes superficiales que cruzan la zona urbana.

La recolección de las aguas sobrantes se hace por medio de accesos, conductos, y demás estructuras que sirven para transportarlas. El tratamiento dependerá de la calidad de las aguas sobrantes y los requerimientos por llenar para darles el destino final. Este destino final tiende cada vez más al aprovechamiento de los caudales, en vista de que los recursos hidráulicos se van tornando insuficientes para satisfacer 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 destinado para usos industriales, riego de cultivos, infiltración para recarga de acuíferos subterráneos o para formar pantallas que eviten a estos 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 el servicio urbano como objetivo.

1.6. OBJETIVOS Y BENEFICIOS DEL SISTEMA.

El valor de los beneficios y a la vez el costo del sistema son

funciones de la capacidad de éste, es decir del tamaño de la obra, considerando, por supuesto, todas las categorías de servicio que cubre y que determinan la capacidad; primeramente se toman en cuenta los variables volúmenes de agua, la creciente necesidad de servicios para el aumento del area 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 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 ⁽¹⁾ 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.
- 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.

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

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 (1)

BENEFICIOS	COSTOS
1. - Tangibles.	1. - Tangibles
(a) Directo.	(a) Directo
Reducción de los daños por inundación en las obras de servicio público y privado.	Costos de construcción.
Reducción de la probabilidad de pérdida de vidas.	Costos de adquisición de la tierra.
Aumento del valor de la tierra.	Costo de programas no estructurados, incluyendo inundación de las zonas planas.
	Programa de evacuación y emergencia.
	Costo de administración.
(b) Indirecto	(b) Indirecto
Reducción de los trastornos en el tránsito.	Costos de primas de seguros.
Reducción en las pérdidas, renta, ventas y producción.	Incrementación de los costos de reconstrucción debido a la magnitud y alcance de los daños de inundación.
Reducción de costo de limpieza general y mantenimiento de calles.	
Reducción de costos de ayudas de emergencia.	

(1) Ibid.

(b) Indirecto

Aumento de las posibilidades para oportunidades de recreación.

II. Intangibles.

Reducción de las molestias
Aumento de la confianza en la seguridad urbana.
Alivio de los peligros a la salud.
Mejoramiento de la estética del ambiente.

(b) Indirecto

II. Intangibles
Costos ambientales y sociales.

La figura 6 es importante para distinguir los casos entre una zona lluviosa y una árida que coincidieran en valores máximos para la misma frecuencia, pero para los valores mínimos podrían ser diferentes; por ejemplo que 100 lluvias ligeras en zona húmeda correspondan a sólo una en zona desértica; por lo tanto las obras para las lluvias ligeras 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 o 30 años y en el período de retorno de las lluvias máximas de 1, 2, 5 o 10 años.

Ahora se busca el costo minimizado, aunque el método no da el mejor uso 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 tome 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 alcantarillado D_1, D_2, \dots, D_n que tienen 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 contra daños cuantiosos evidentemente basta el análisis de beneficio-costos, como en el caso de protección contra inundaciones. El cálculo que hay que considerar al mismo tiempo es la derrama del costo entre los propietarios de bienes que se libran de daños y la venta de los terrenos que, con las obras, se pueden utilizar por ya no ser inundables.

En cambio, en las obras menores de alcantarillado, en las que como se vio interviene la conveniencia, la estética y 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, y la necesidad de tratamiento; en fin, en obras pequeñas la población da respuesta, por si 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 su factibilidad, y 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 tan difícil estimar ciertos 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. Generalmente, como en el caso de inundaciones, se reconoce de inmediato el daño a la propiedad; pero esta sólo 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 discutible en las últimas cuatro.

2. - ESTRUCTURAS QUE COMPONEN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

2.1. 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. Las atarjeas descargan en conductos mayores que se denominan colectores. Atarjeas y colectores constituyen la red de recolección o de alcantarillado. Alcantarilla es el nombre general del conducto cerrado o cubierto y es el diminutivo de alcántara que significa puente chico. La energía que se aprovecha para el escurrimiento es el potencial que brinda la topografía 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 elevado 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 emisor que la lleva a su destino o sitio de disposición 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.

2.2. DEFINICIONES DE TERMINOS USADOS. - Antes de seguir adelante conviene dejar establecidas las definiciones principales de los términos que se utilizan en los sistemas de alcantarillado, los cuales se enlistan a continuación. (1)

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 poluyéndolas 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 poluídas con una gran proporción de sustancias de desechos de 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 o sea 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.

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

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, atarjea 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 remantan 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 que tienen la misma función de los pozos de visita en donde se requieren mayores dimensiones.

2.3. INSTALACIONES ESPECIALES CONEXAS.- En los párrafos anteriores se mencionan los elementos esenciales de una red

de alcantarillado. Existen otras instalaciones que en algunos casos son también indispensables, no solo en la red sino en cualquier parte del sistema. Como tales se mencionan las 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 recolectar 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 pueden 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 ó características propias se usan con frecuencia para completar las clasificaciones básicas de las alcantarillas.

2.4. - TIPOS DE SISTEMAS.

También, a menudo se hace necesario clasificar los sistemas en su integridad, en contraste con la clasificación 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 disposición final se hace para una sola clase de aguas sobrantes; así, un sistema puede ser exclusivo para las aguas negras, aun 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 drenaje 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 genéricos 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 bajo 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 alcantarillado 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 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 sólo 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 determinan una buena elección. Ambos pues, pueden ser igualmente buenos en circunstancias diversas y muchas veces la combinación de los dos puede ser mejor aún.

2.5. EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS UNITARIO Y DIVISOR.

Para establecer una comparación, recuérdese que el gasto pluvial en relación con el de aguas negras es muy grande, quizá 100 ó 150 veces mayor. Asimismo, se procura que las alcantarillas para aguas negras nunca deban trabajar a presión, pero los conductos de aguas de lluvia en casos de máximos aguaceros, aunque momentáneamente, funcionan como tubos forzados; es decir que las alcantarillas 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 indican algunas ventajas e inconvenientes de ambos sistemas.

1o. - AUTOLIMPIEZA. - Una alcantarilla que sólo 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 material de origen mineral.

En el sistema unitario, la amplitud de las alcantarillas origina que la corriente en tiempo de secas sea muy lenta, sobretodo si son circulares y se favorezca

por tanto, el depósito de azolves, que va 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 putrecible se adhiere en las paredes y queda 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 lo verifican, pero en tiempo de secas es más caro debido a que el volumen de agua que se requiere presenta dificultades en su obtención, además de que las obras de lavado presentan problemas especiales.

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 conducto 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; también, en este tipo de tubos es más fácil obtener superficies interiores tersas y hacer 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 piezas chicas permite mayor rapidez y maniobras más sencillas en la construcción de un alcantarillado para aguas negras. En los conductos chicos es indicado usar 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 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 un sistema 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 dá 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, algunas veces su aprovechamiento, por ejemplo para lavado de atarjeas, para irrigación, etc. En este caso es pertinente recoger las aguas por sistemas separados 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 algún lugar lejano, 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, las disposiciones especiales de desborde en un sistema combinado, tales como 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 sólo 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 sensible mente 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 tiene 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.

14o. - **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 consiste fundamentalmente en

una red de alcantarillas especialmente calculadas solo para aguas negras, por lo que los conductos son de pequeña sección, comparados con las que se requieren para aguas de lluvia. Si, por condiciones especiales, en un poblado la evacuación de estas 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 este 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 embargo, 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 negras; asimismo, según las condiciones superficiales puede ser que la red de atarjeas se simplifique mucho, así como también que 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 económico que el de doble red de tuberías.

15o.- FINANCIAMIENTO. - Otro factor decisivo en la elección de un sistema es la posibilidad de arbitrarse 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 costo; 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.

2.6. - 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 sólo 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 sólo reaccionan cuando los peligros son inminentes y cuando dejan una dolorosa experiencia, y así es menor mal dejar una obra completa, aun 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.

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

CUADRO COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.
SISTEMA

ASPECTOS	SEPARADO		COMBINADO	
	Ventajas	Inconvenientes.	Ventajas	Inconvenientes.
AUTO LIMPIEZA	Mejor velocidad-Menos azolves-Pocos detritus minerales-Menos-adherencias.		Adaptación de la Plantilla.	Córriente de estiaje-Adherencias-Fluctuaciones de gasto.
LAVADO.	Mayor facilidad-Menor volúmen de agua-Menor costo.	Todo el año.	Efectuado por las lluvias-Solo unos meses.	Instalaciones costosas:Obtención del agua.
LIMPIEZA MECANICA.	Usualmente más sencilla y menos costosa.	Dificultad en remover ciertas obstrucciones Facilidad de obstruccionarse.	Efectuada por los trabajadores directamente.	
VENTILACION.	Mejor tiro y arrastre de gases-Renovación de aire.		Mejor difusión de los gases.	
IMPERMEABILIDAD.	Más asequible.			
CONSTRUCCION.	Manejo de piezas Chicas-Circulares.		Mejor acabado interior.	
DEFECTOS.		Imperfecta	Facilidad de	
REPARACIONES.	Fáciles-Rápi-	Frecuente	Facilidad de	

SISTEMA

ASPECTOS	SEPARADO		COMBINADO.	
	Ventajas	Inconvenientes.	Ventajas	Inconvenientes.
	pidas y baratas en reposiciones.	Ruptura de pavimentos.	Trabajo por el interior y menor posibilidad de ruptura de pavimentos.	
EMISARIO.	Menos costoso un colector sanitario- Diversos sitios de vertido.		Para un mismo vertido mejor un solo emisario.	
FUNCIONAMIENTO.		Conexiones indebidas.		Fluctuaciones de corriente.
APROVECHAMIENTOS.	Empleo de aguas de lluvias no contaminadas.			
TRATAMIENTO.	Aislar las aguas negras.		Sistema de desborde.	
CONDICIONES ESPECIALES.	Para topografía accidentada- Si hay bombeo- para pequeños poblados.		Para lugares planos. Centros populosos.	
Costo.	Mejor si hay escurrimiento superficial.	Más elevado cuando son dos redes.	Más económico que dos tuberías.	
FINANCIAMIENTO.	Más factible construir la red de aguas negras.	Peligro de dejar una obra incompleta.	Obra completa.	Su alto costo.

3.- FASES DEL SISTEMA.

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

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 gran importancia de esta fase no puede exagerarse, 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.
- d) Disposición general del sistema propuesto con la indicación de las etapas de evolución que cumplan las condiciones finales, cuando el proyecto sea de tal naturaleza que se justifiquen las etapas de evolución.

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

e) Establecimiento de los criterios de ingeniería y dimensionamiento preliminar del proyecto, que permitan preparar los costos de construcción y de operación con suficiente 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 preliminares de ingeniería no constituyen un trabajo de detalle del proyecto o del plan con el cual pueda construirse el sistema, ni es necesario detallarlos para cumplir con el objeto de la fase preliminar o de investigación.

3.2. PROYECTO. - La fase del proyecto llega hasta tener los planos detallados, las cantidades de obra, los métodos y los programas de construcción que sirvan de base para el concurso de postores que coticen la construcción del sistema y para encargar la realización. La fase de proyecto consiste esencialmente en desarrollar el plan preliminar disponible hasta los detalles adecuados para el concurso y la construcción; incluye todo 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.

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.

3.2. 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 los 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.

3.2. b) CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.- Las estructuras de que consta el sistema para cumplir su cometido se analizan, como todas 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 solicitud 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 resuelven la hidrología y la ingeniería sanitaria para obtener el modelo que ligue 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 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 a uso de computadoras; con análisis mas complejos, pero esta complejidad puede optimarse. (1)

Muchas técnicas en uso actual, tal como la que aplica el llamado método empírico o el racional, debe 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. Se justificaban en épocas cuando únicamente había disponibles datos hidrológicos escasos y las computadoras electrónicas no eran conocidas. Bajo estas condiciones los métodos de

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

análisis simples para proyectos sencillos eran lo mejor; además era lo único disponible. Sin embargo, la manejabilidad de la computación utilizable fué obtenida de la aplicación 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 mas sofisticados. Sin embargo, se advierte que la factibilidad de uso de técnicas muy sofisticadas no justifican por si 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 sofisticación 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 sofisticación.

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 sofisticación que representa la técnica óptima. (Fig. 9). El concepto de lo óptimo en este tipo de análisis ha sido presentado en varias publicaciones con la diferencia de que la variable considerada fue la precisión de los datos mas que el grado de sofisticación.

En este contexto, el costo de la precisión de los datos fue

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

3.2. 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 se deben garantizar las condiciones para el servicio del sistema en cuanto a periodo 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 requieran 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 al 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 completo 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 el 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 del 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, y la supervisión y los reemplazos de maquinaria que se deban efectuar. La tarifa a 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 haya 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 a los planos y especificaciones impropriamente preparados pueden conducir a confusiones en la construcción, a costos más elevados, a fallas del sistema para cumplir las funciones deseadas

o a 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 o el manejo incompetente en 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 DEL SISTEMA

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:

3.6. a. - PROPIETARIO. - 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 distintos grupos, dependiendo de la unidad de organización y de las leyes que controlan las operaciones:

a) El ayuntamiento de la ciudad o las corporaciones similares que 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 ó 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 coinciden 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 (I I U) 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 area atendida por el distrito.

Los planes de recuperación de fondos de los dos primeros tipos son generalmente formulados y reclamados 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~~^{se} ~~supedita~~.

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

3.6.b. - 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; y 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 ingeniería calificado.

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 el "ingeniero".

La ingeniería para los sistemas de alcantarillado a menudo puede ser desempeñada por una organización oficial que forme parte de la unidad gubernamental o por organizaciones privadas de ingeniería contratadas por el

propietario de la obra específica. También la ingeniería para los sistemas de alcantarillado, en muchos casos, es una unión de ambas organizaciones.

3.6.c. - 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 llevadas 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 esté a base de comisión.

3.6.c. - 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 ocasionalmente 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 que 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 de 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.

3.7.a.- 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 guía al hacer sus decisiones.

3.7.b. - PROYECTO. - La fase de proyecto, hasta la ocasión de solicitar y recibir proposiciones de concursantes para la construcción, tiene la intervención del propietario y del ingeniero. El proyecto preparado por el ingeniero 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.

3.7.c. - CONSTRUCCION. - La fase de la construcción 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 en que, según su opinión, la decisión requerida sea favorable al contratista mas bien que 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 de lo preliminar y proyecto evidentemente minimará los problemas que sin duda son encontrados en la fase de la construcción.

3.7.d. - 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.

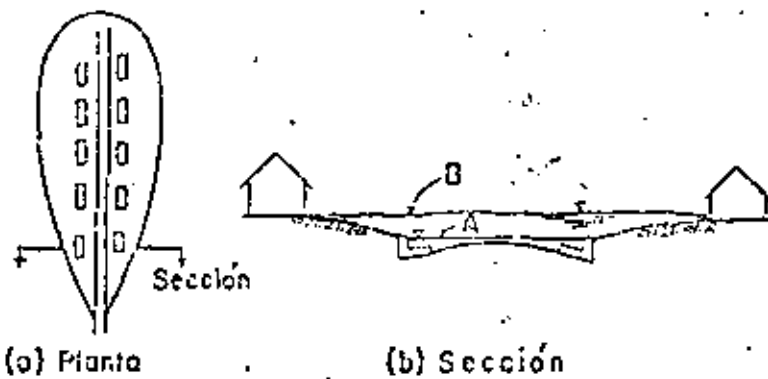


FIG. 1.-DESAGUE URBANO SIMPLE, PLANTA Y CORTE TRANSVERSAL.

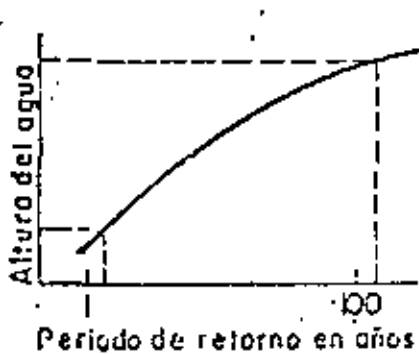


FIG. 2.-CURVA DE ALTURA - FRECUENCIA

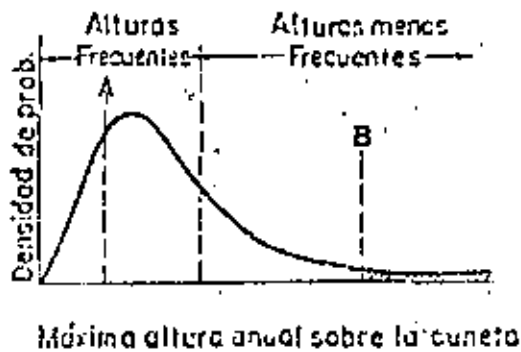


FIG 3.-FUNCION FRECUENCIA-ALTURAS MAXIMAS ANUALES.

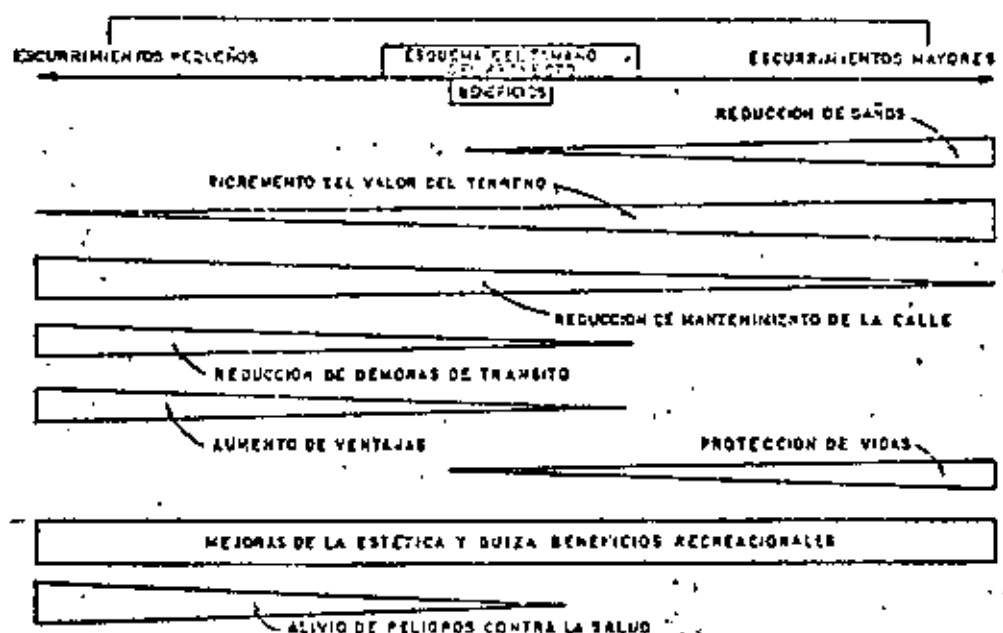


FIG.4.- Esquema de beneficios con los proyectos de drenaje urbano y control de Inundaciones.

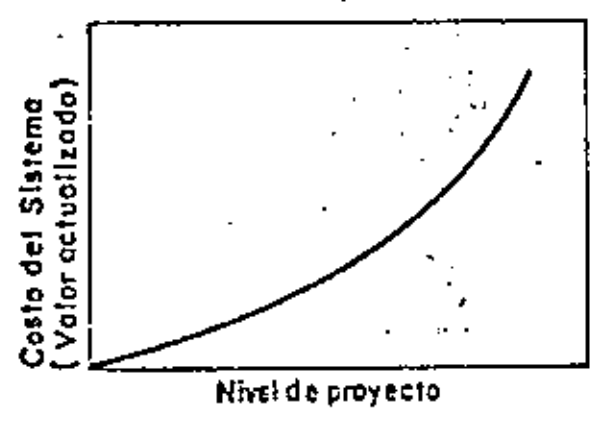


FIG. 5.- Función de costo para sistemas menores UDFC en una cuenca hidrológica.

11/6

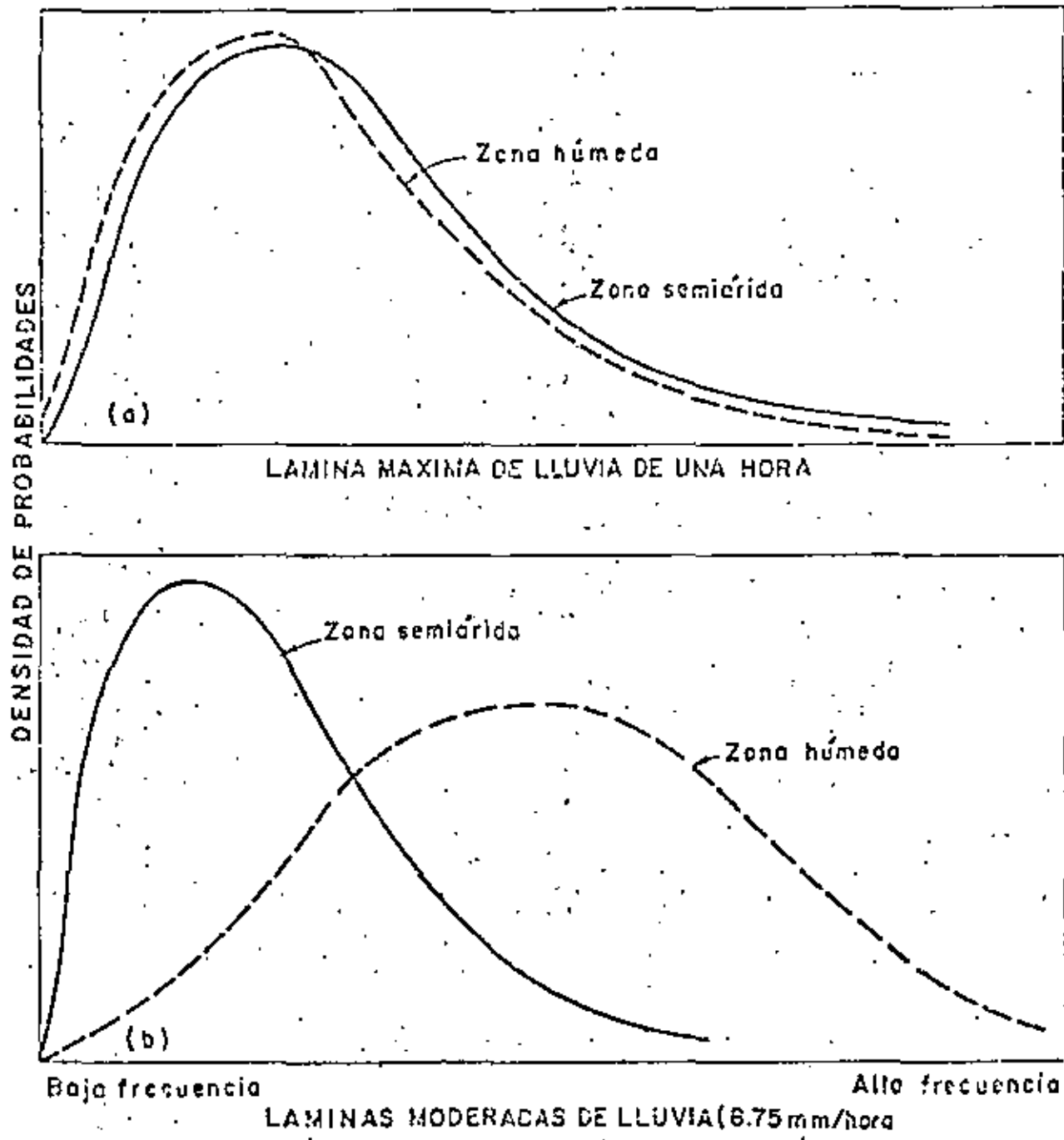


FIG. 6.-
RELACIONES DE FRECUENCIA HIPOTETICA PARA
PRECIPITACIONES EN ZONAS HUMEDAS Y SEMI-
ARIDAS: (a) MAXIMO ANUAL DE PRECIPITACION;
(b) FRECUENCIA DE TORMENTAS MODERADAS.

SISTEMA DE ALCANTARILLADO. DIAGRAMA GENERAL.

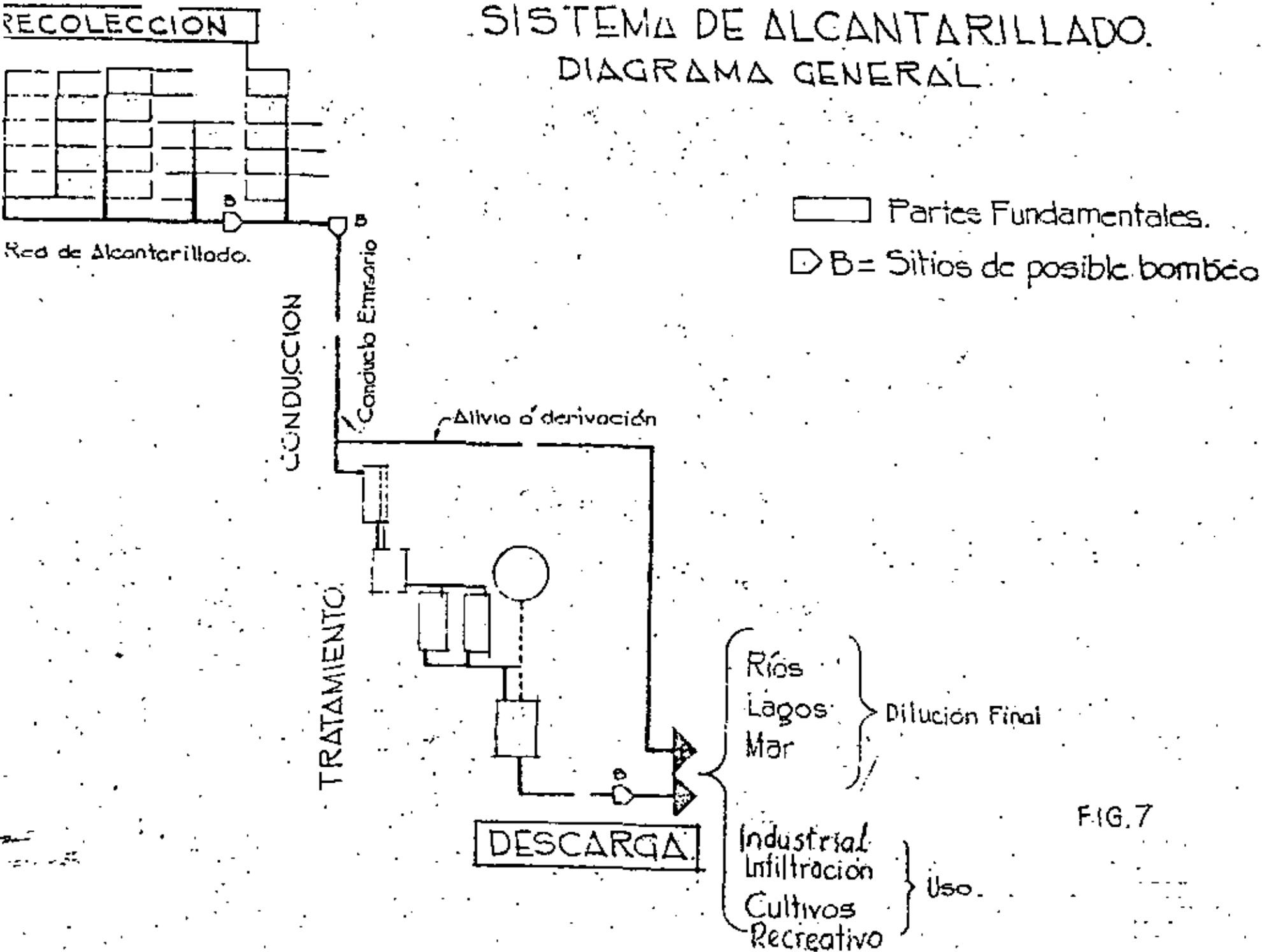


FIG. 7

53-

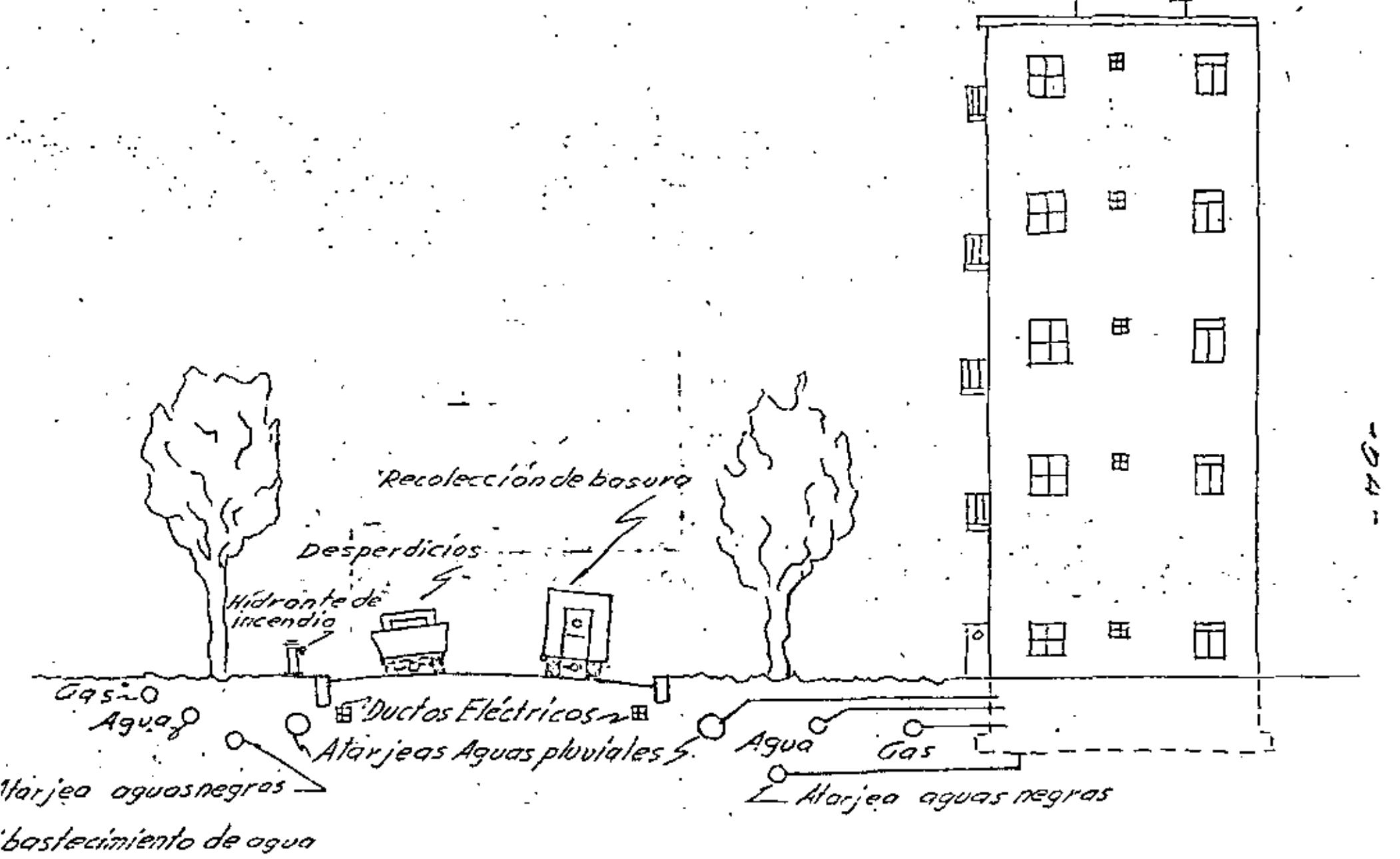
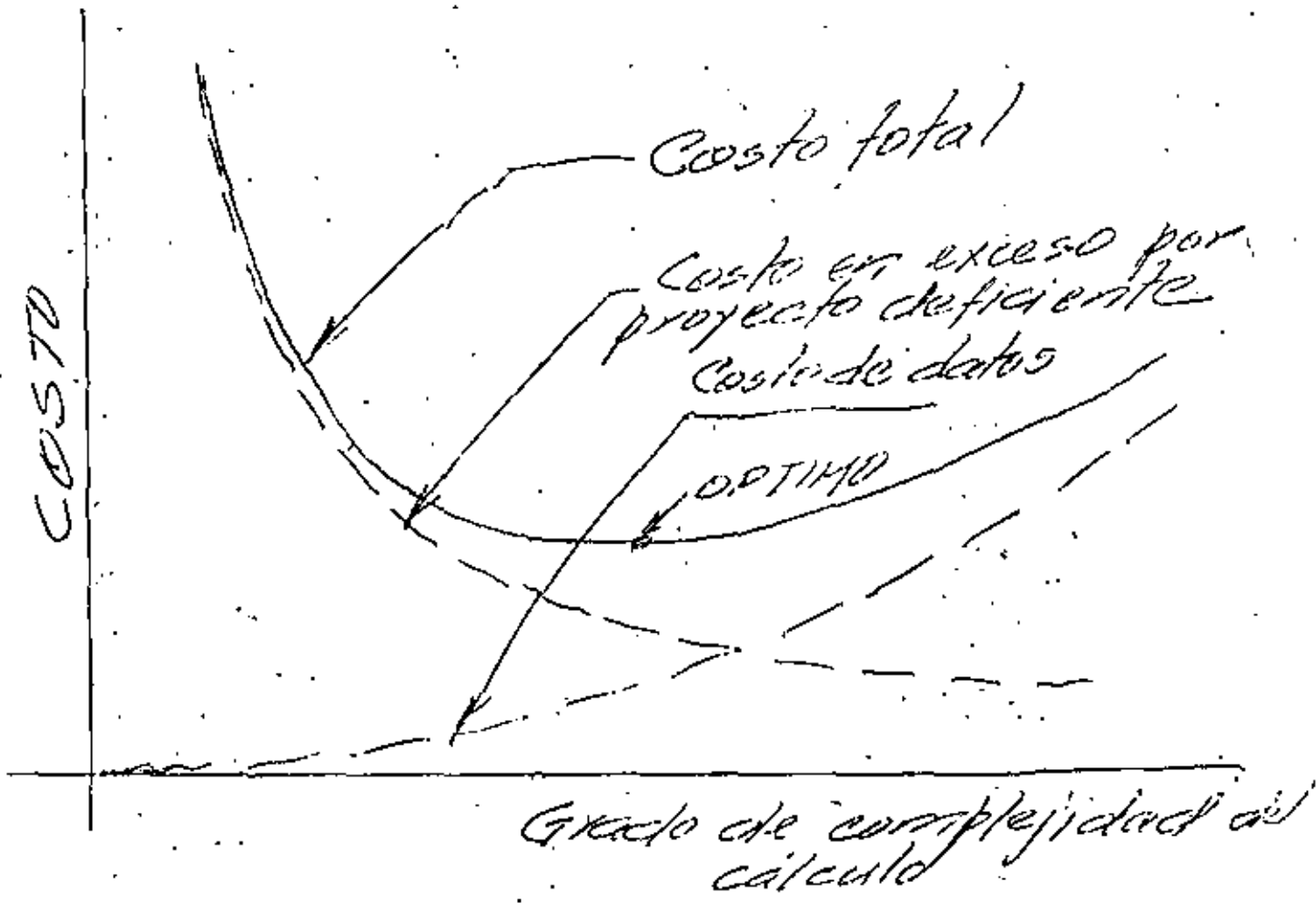


FIG 8

Localización de instalaciones subterráneas



Modelo Conceptual de Optimización Económica

FIG. 9



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

CAUDAL DE AGUAS NEGRAS

ING. GASTÓN MENDOZA GAMEZ

AGOSTO, 1980

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 cons
tante.

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

donde

k_g constante de la tasa de crecimiento geométri
co

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

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

.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

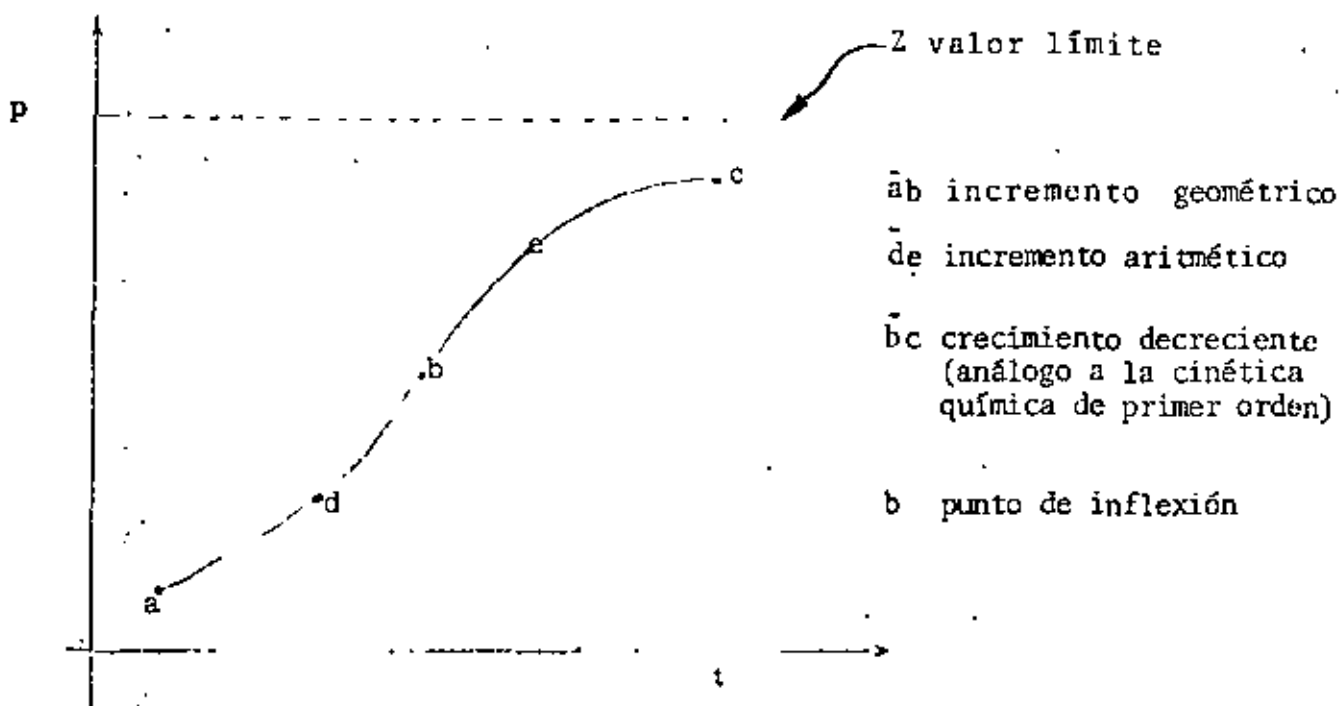
K_d constante de la tasa decreciente

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

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 extrapolar 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_r	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 esto, 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 juegos 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 persona 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 ²
Clima acondicionado	100 a 500 l/persona

Consumos comerciales

Restoranes	25 l/día/comida
Bares	40 l/día/m ² de área
Hoteles	120 l/día/huésped
Hospitales	250 l/día/cama
Centros comerciales	6 l/día/m ² área
Edificios de oficinas	3 l/día/m ² 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 ³ /barril
Acero	250 m ³ /ton larga
Pulpa de papel	14-220 m ³ /ton larga
Automóviles	38 m ³ /unidad
Termoeléctrica	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., Brásil	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 m 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 comunmente 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 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 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-costo. 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 alcantarillado 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, m³/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.

Lauría (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). Manne (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 $m^3/día$ 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 $K(XD)^a$. 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

TABLA PARA EL RAYADO LOGISTICO

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	-1.151	+1.151	+7.55
98	0.0203	-1.693	+1.693	+8.465
99	0.0101	-1.993	+1.993	+9.975

SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Papel para resolver graficamente problemas de poblacion mediante el método logístico

$\frac{P}{Z} \cdot 100$

														99
														98
														96
														95
														94
														92
														90
														85
														80
														70
														60
														50
														40
														30
														20
														10
														5

ANOS

Relación de flujo mínimo a pico al flujo promedio diario

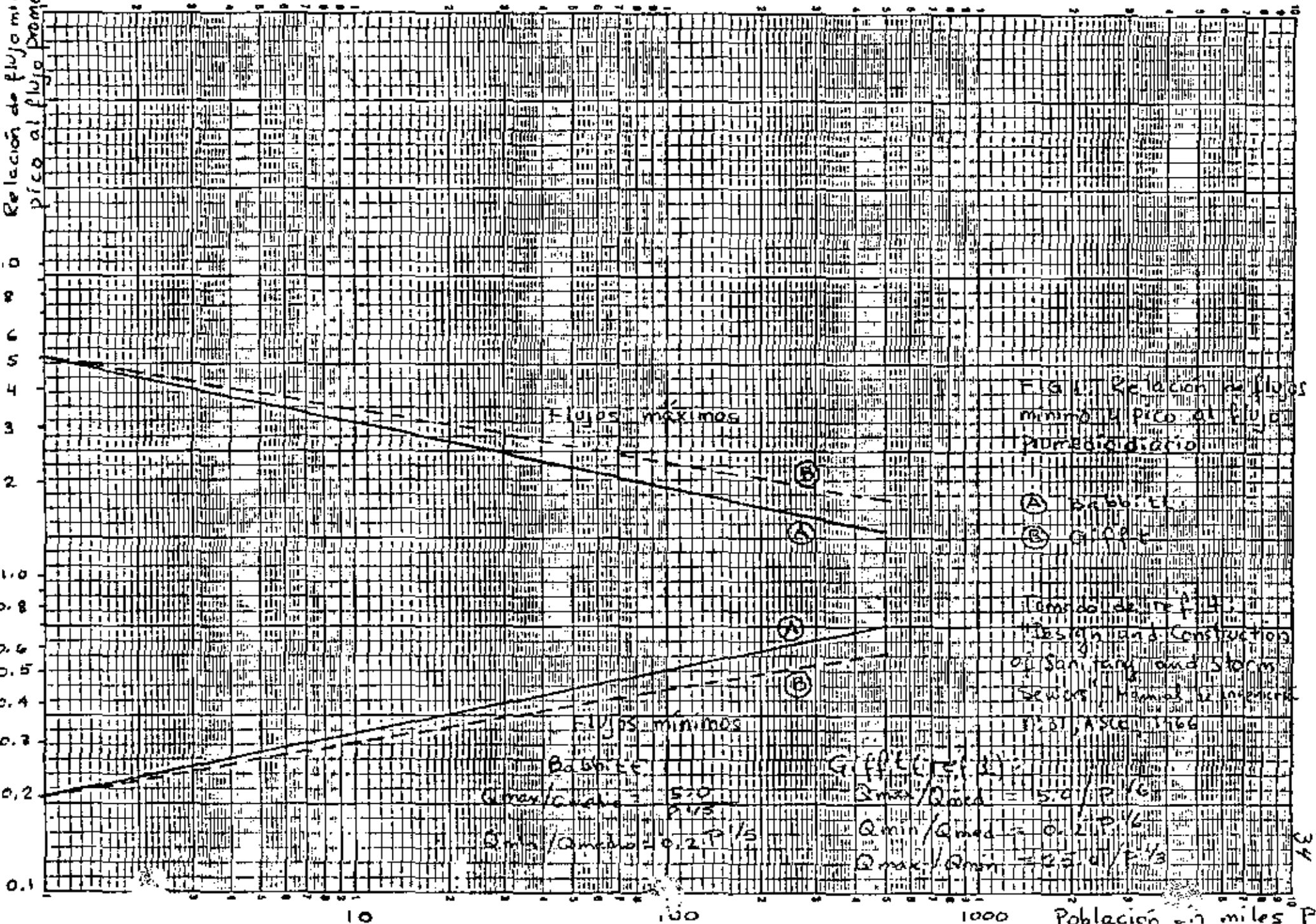
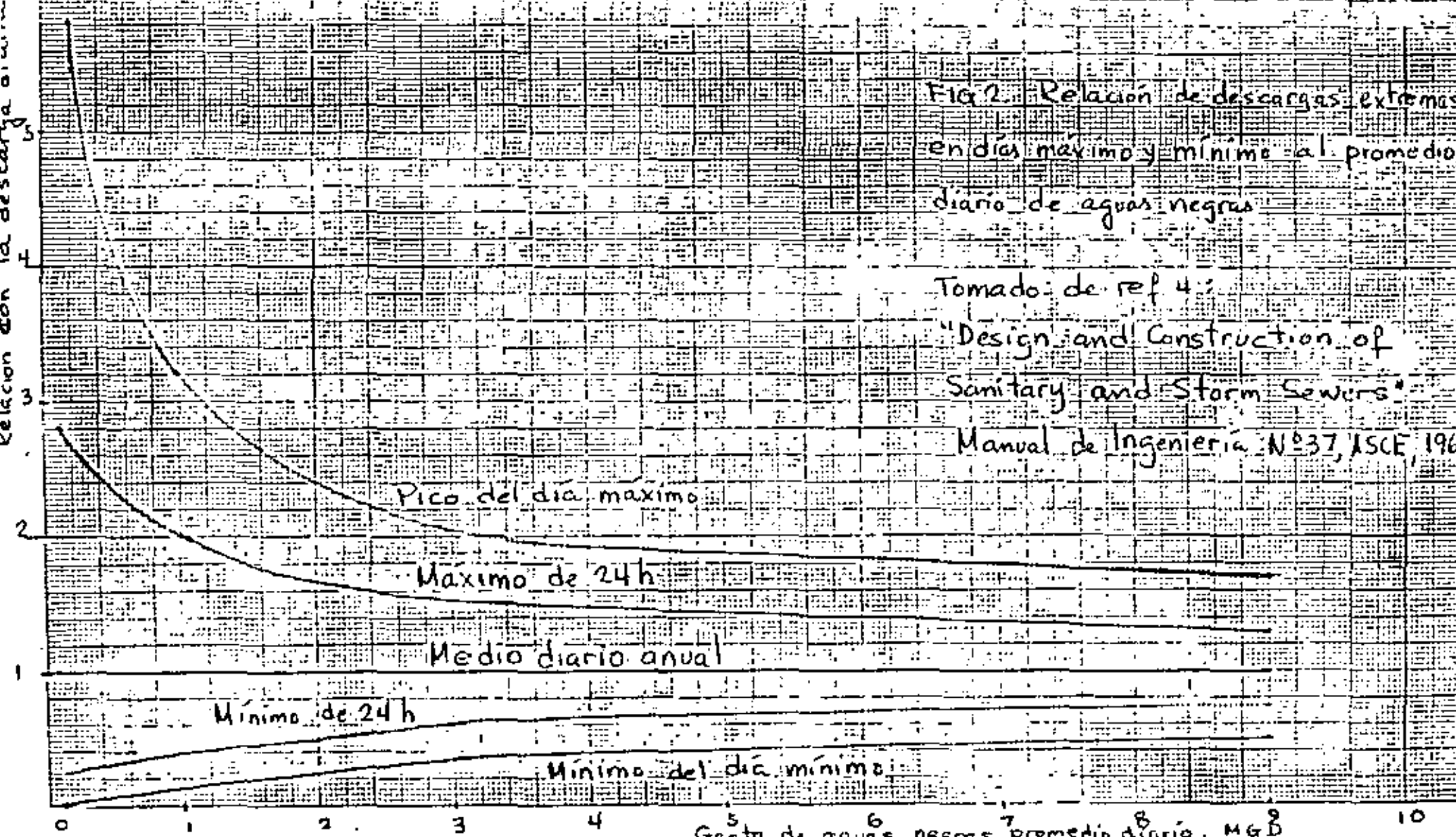


FIG. 1. Relación de flujos mínimo a pico al flujo promedio diario

- (A) Babinec
- (B) Gifford

Compañía de Ingeniería
 Design and Construction
 of Sanitary and Storm
 Sewers, Manual de Ingeniería
 No. 31, ASCE, 1966

Relacion con la descarga o consumo promedio



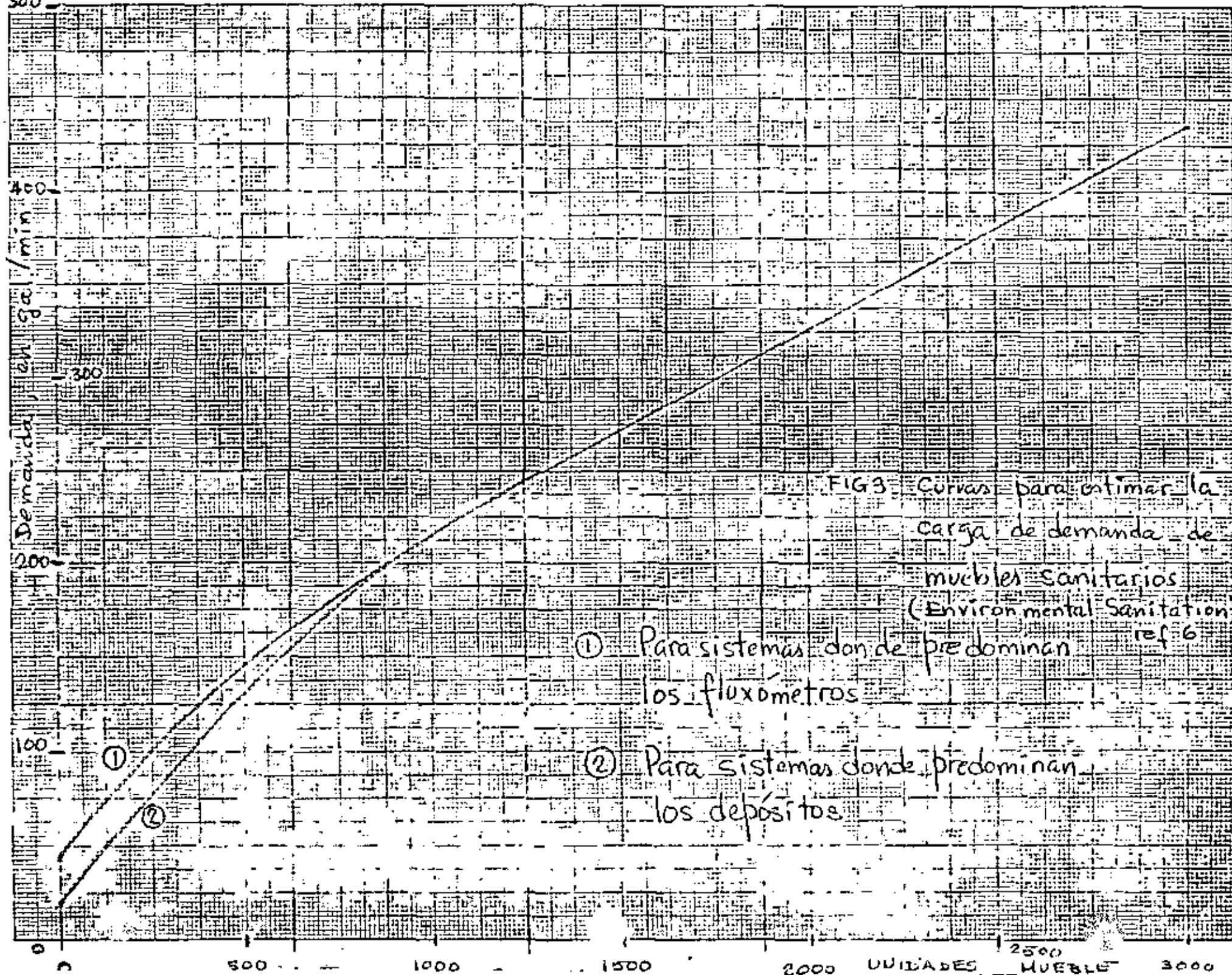
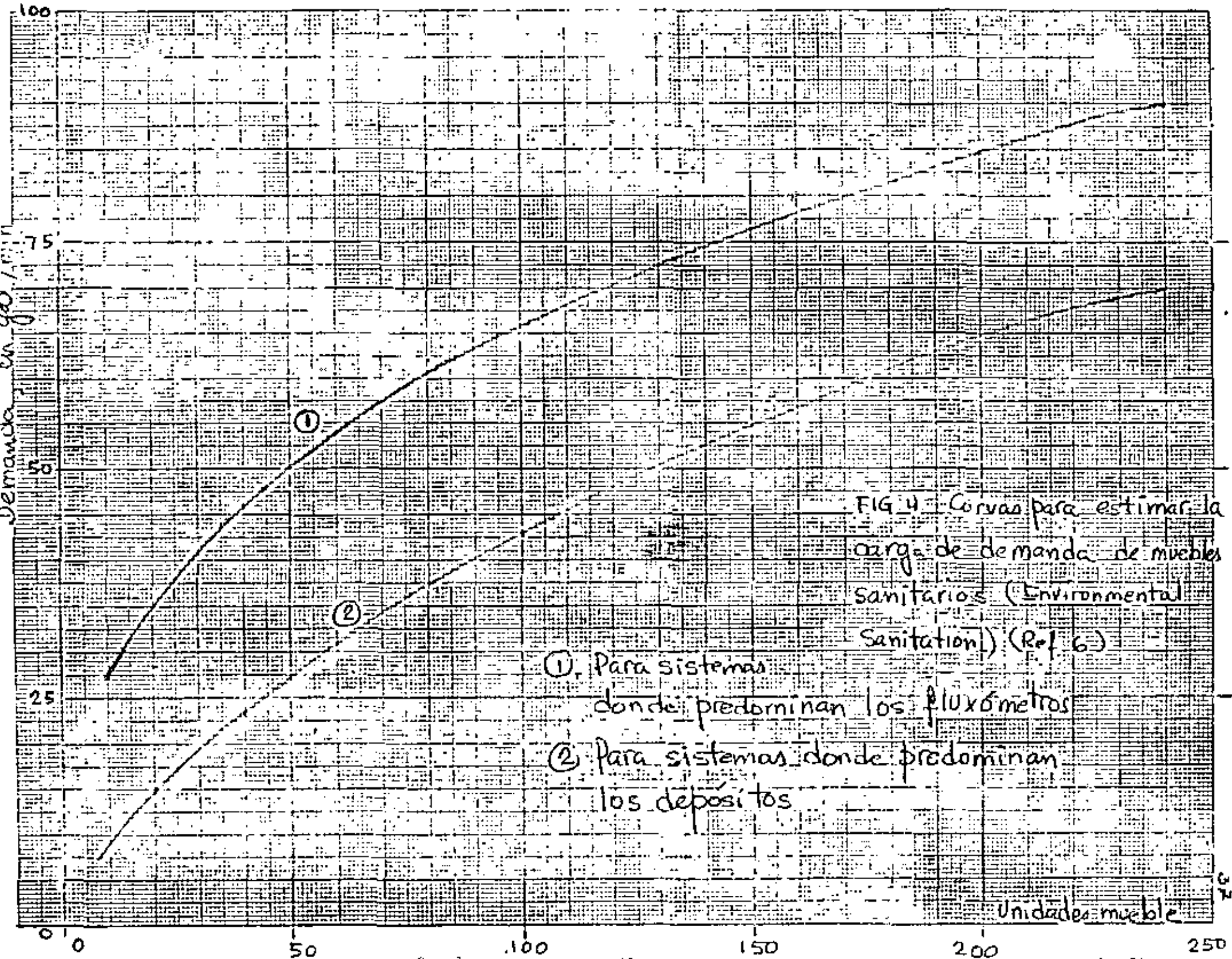


FIG 3. Curvas para estimar la carga de demanda de muebles sanitarios (Environmental Sanitation) ref 6

① Para sistemas donde predominan los fluxómetros

② Para sistemas donde predominan los depósitos



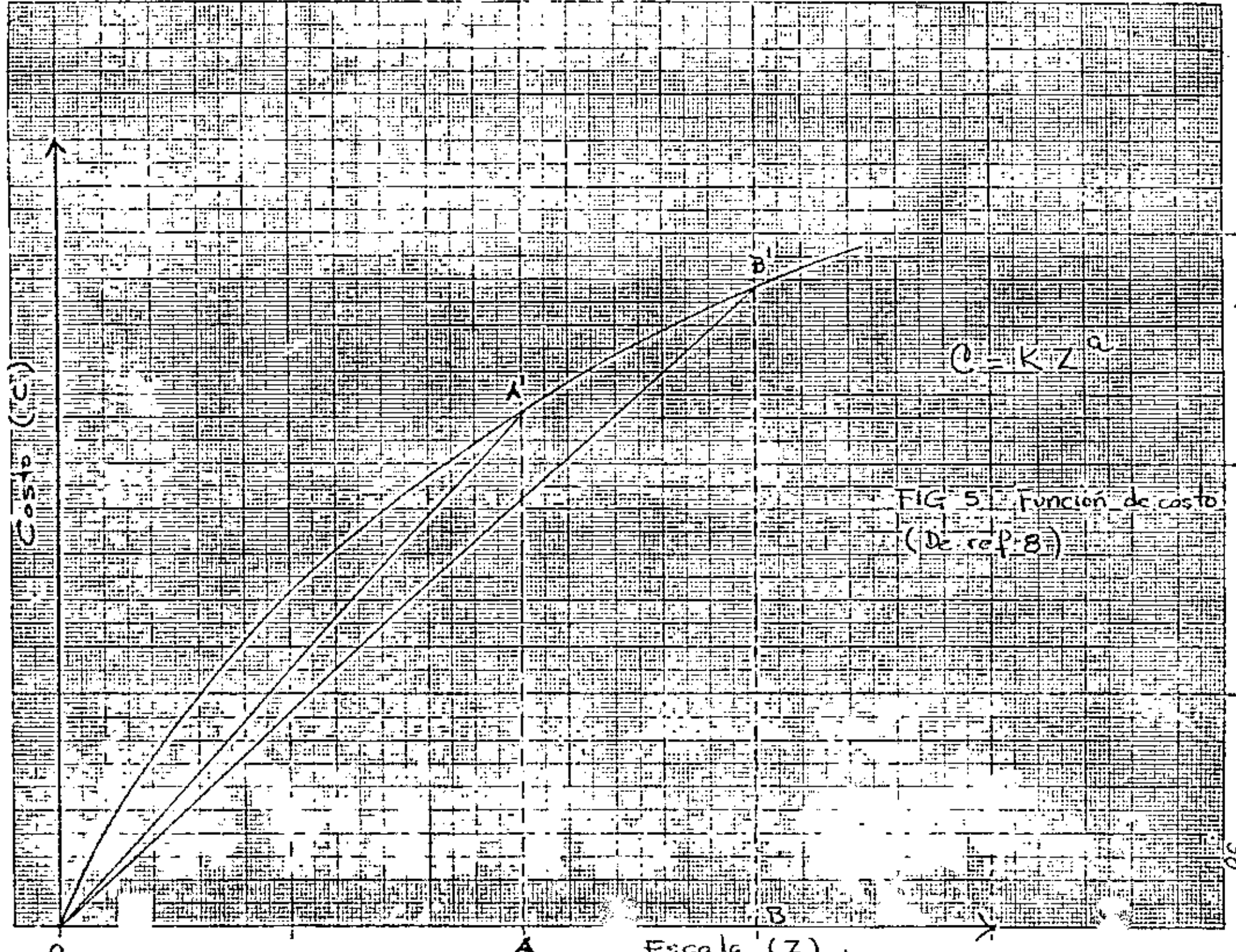


FIG 5. Función de costo
(De ref. B.)

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

M3
DIA

\uparrow
XD
 \downarrow

D

x

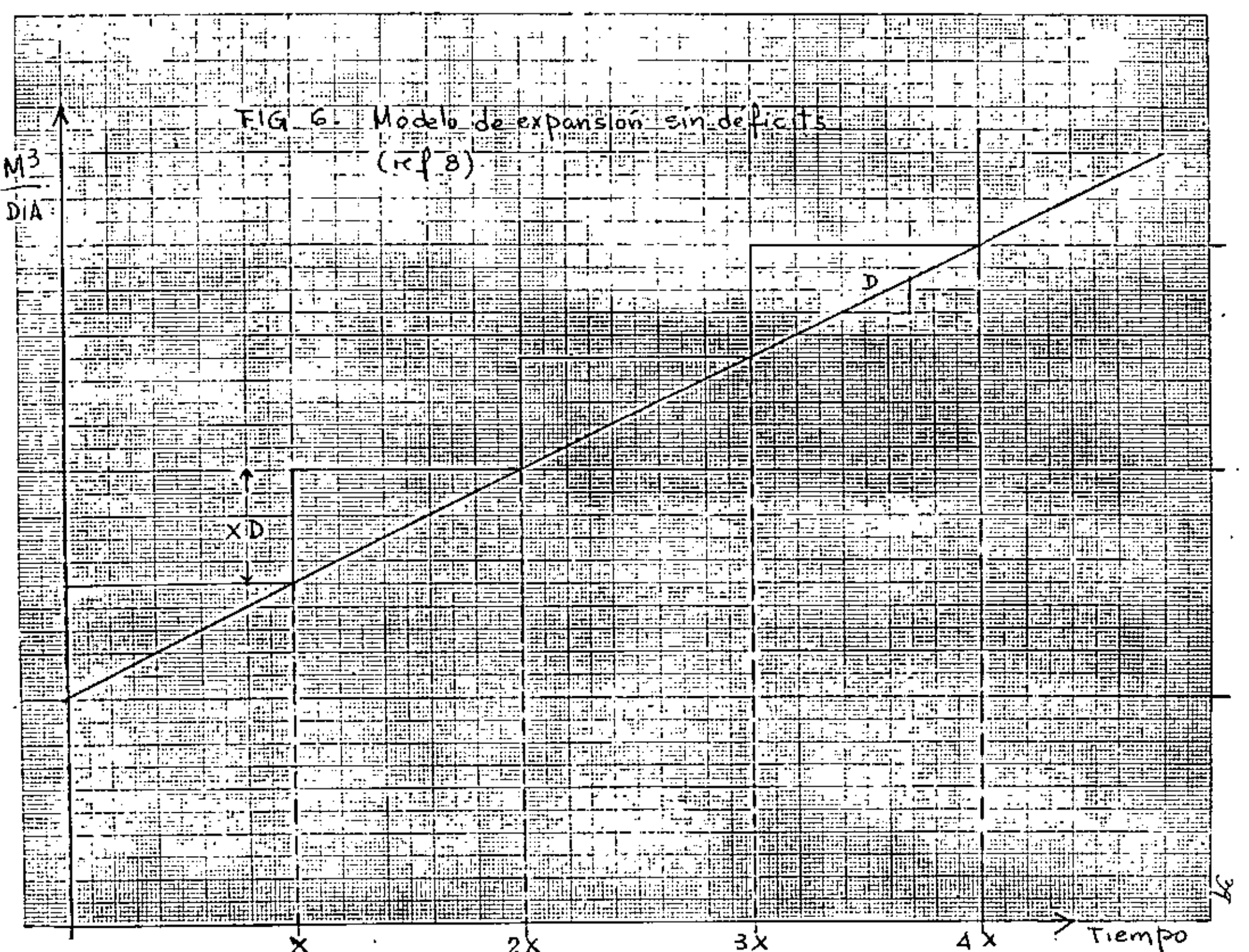
2x

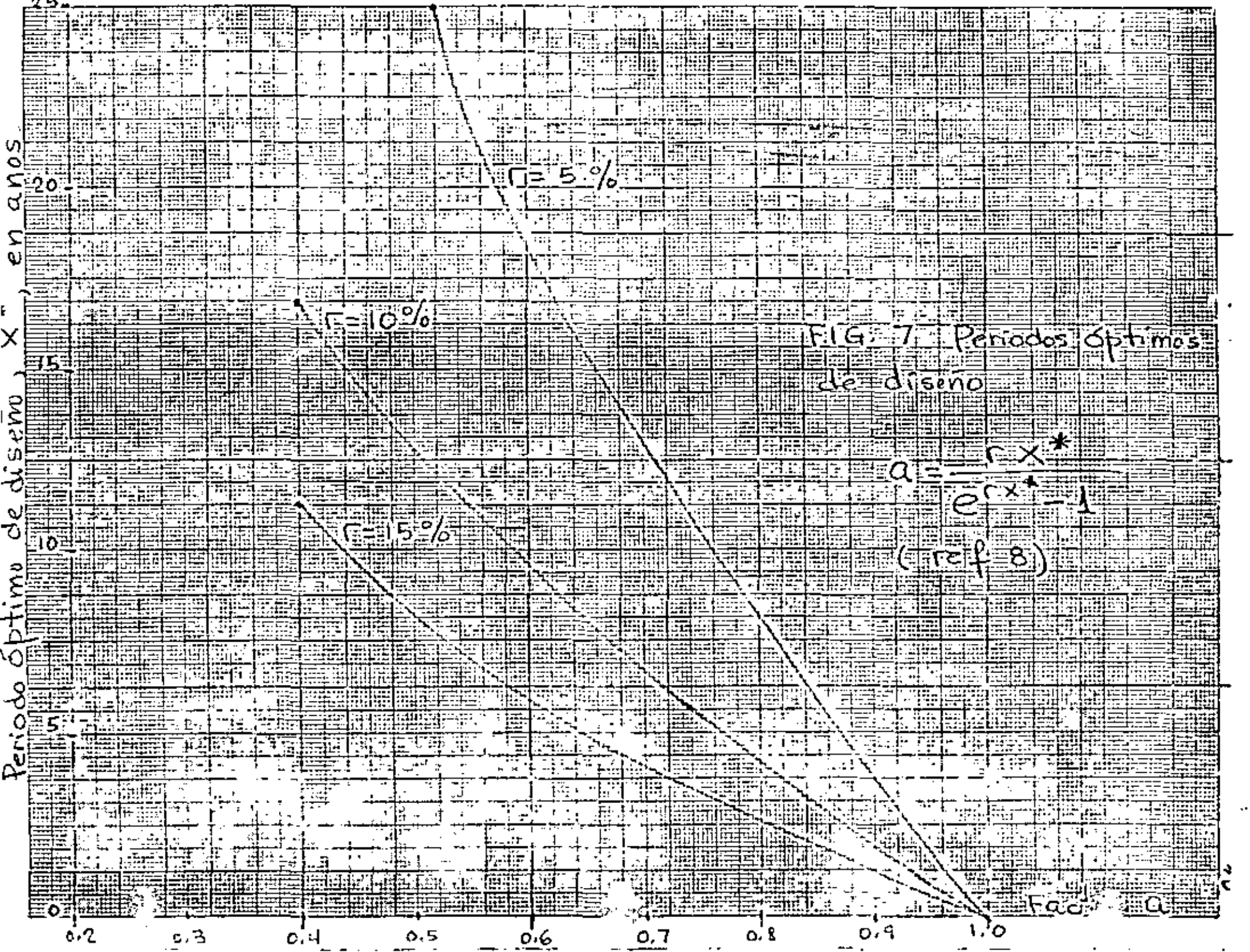
3x

4x

→ Tiempo

66









centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

INFORMACION Y ESTUDIOS

Notas tomadas del manual de la ASCE,
Design and construction of sanitary
and storm sewers

Agosto, 1980

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.- PLANOS

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 ahorrativos 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 referencia.- 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 subsuelo 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 -

dibujar numerosas obras de servicio que son conflictivas: cimientos, etc. 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 cantidad de detalles que se requieran dibujar. Las distancias que se muestran en los planos de proyecto para los pozos de visita y para las conexiones de ramal "Y" o albañales de predios deben considerarse aproximadas únicamente. Los planos de obra construida deben dar la dimensión exacta de la localización de todas las características del sistema de alcantarillado terminado.

Cuando se conocen los obstáculos fijos de estructuras 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.

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 enlistado de las distintas piezas.

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.

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 hidráulicamente 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 presentan.

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 concurra y con la aceptación de la proposición.

e) Fianza.- Previamente al otorgamiento del contrato al concursante 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 contrato 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.



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. Presuntivamente 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 permitir 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.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES
II PARTE

ING. MARIO SOLANO GONZALEZ

AGOSTO, 1980

UNITED STATES DEPARTMENT OF JUSTICE

FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION

MEMORANDUM FOR THE DIRECTOR

DATE: 10/15/54

RE: [Illegible]

BY: [Illegible]

10/15/54

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, $S = 0.001$

Área drenada, $A = 12,500$ m²

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:

$$Q = 0.5 \times 118.34^3 \times 125,000 = 2054 \text{ litros por segundo.}$$

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

3.2 METODOS 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 $Q = f (Ai^3)$, 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:

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

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:

$$Q = C_1 IA^{3/4} S^{1/4}$$

La fórmula fue 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:

$$Q = 27.78 C_1 IA^{3/4} S^{1/4}$$

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 colectorés.

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.

Quando 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:

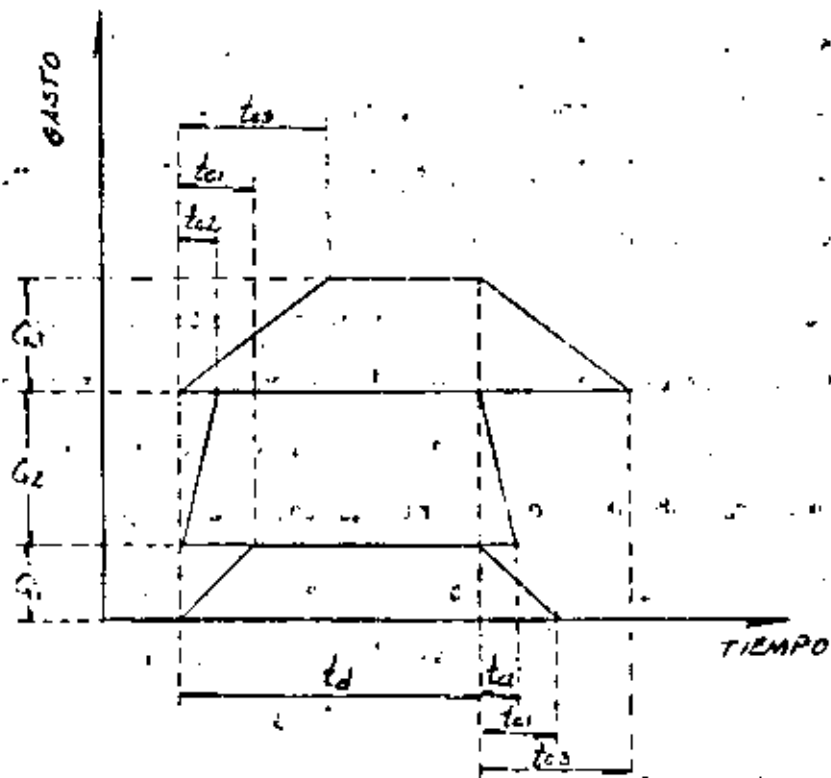
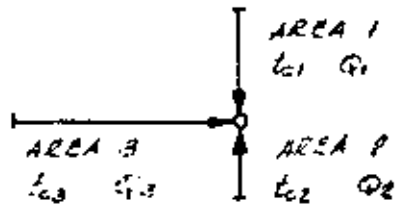
Se obtiene el gasto asociado al área de cada subcuenca y a la intensidad correspondiente a toda la zona analizada. Este gasto se mantiene hasta un tiempo igual al tiempo de concentración de toda la región considerada, ya que se supone que el tiempo de duración de la lluvia (t_d) es igual al tiempo de 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.

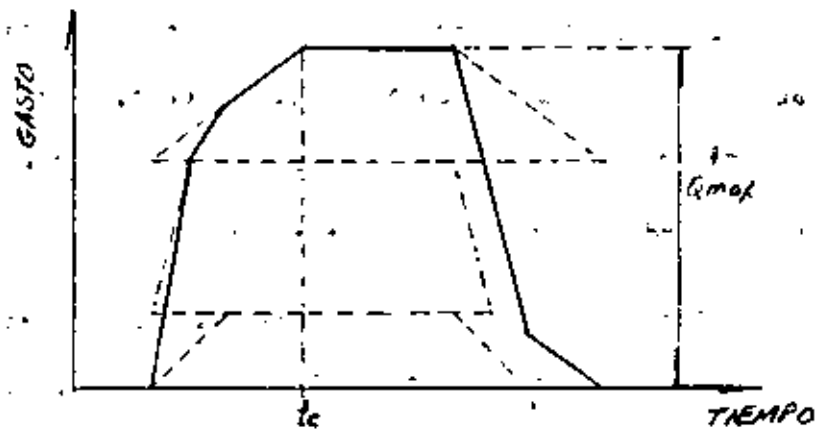
Si los colectores son concurrentes, se supone que empieza a contribuir con el gasto simultáneamente. Para simular esto gráficamente se suman los dos hidrogramas, principiando ambos al mismo tiempo. (fig. 4.1.1).

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.

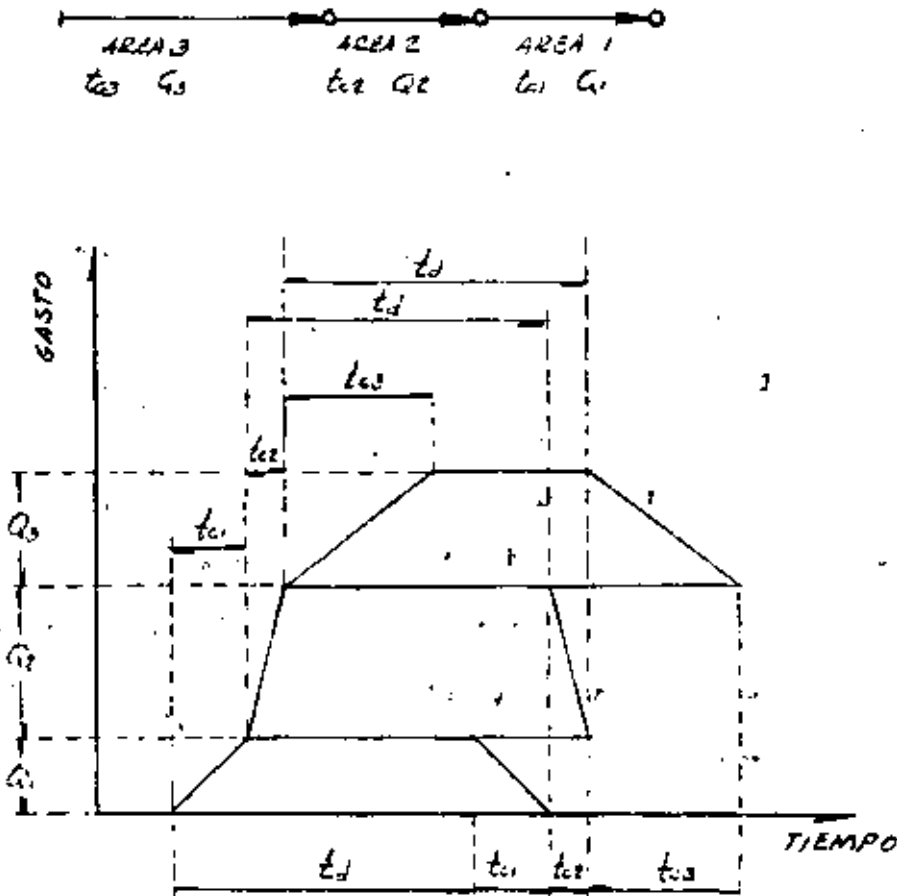


PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS EN COLECTORES CONCURRENTES

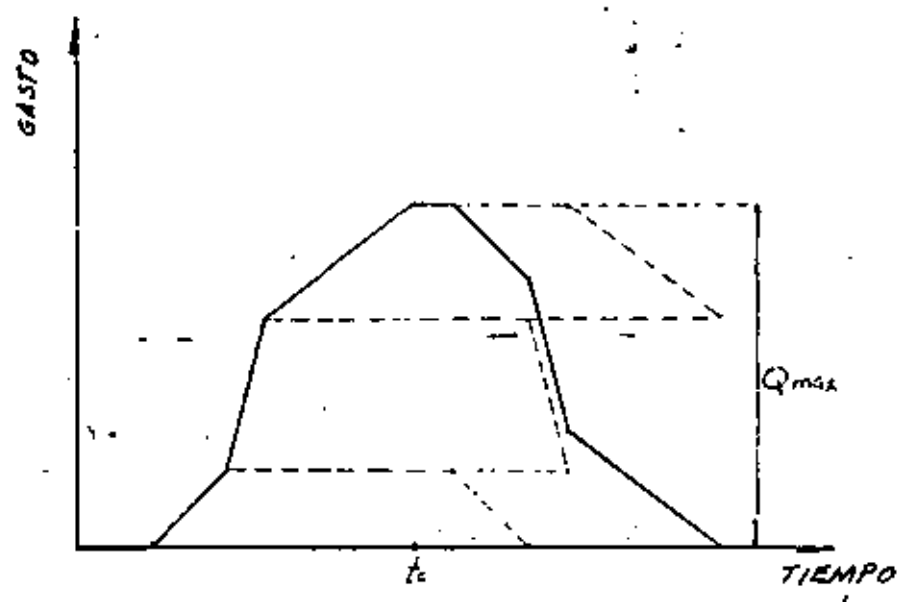


SUMA DE HIDROGRAMAS COLECTORES CONCURRENTES.

FIG. 4.1



PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS EN COLECTORES CONSECUTIVOS.



SOMA 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 $Q = 0.282$ m³/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 m³/seg. a los 10.06 min.

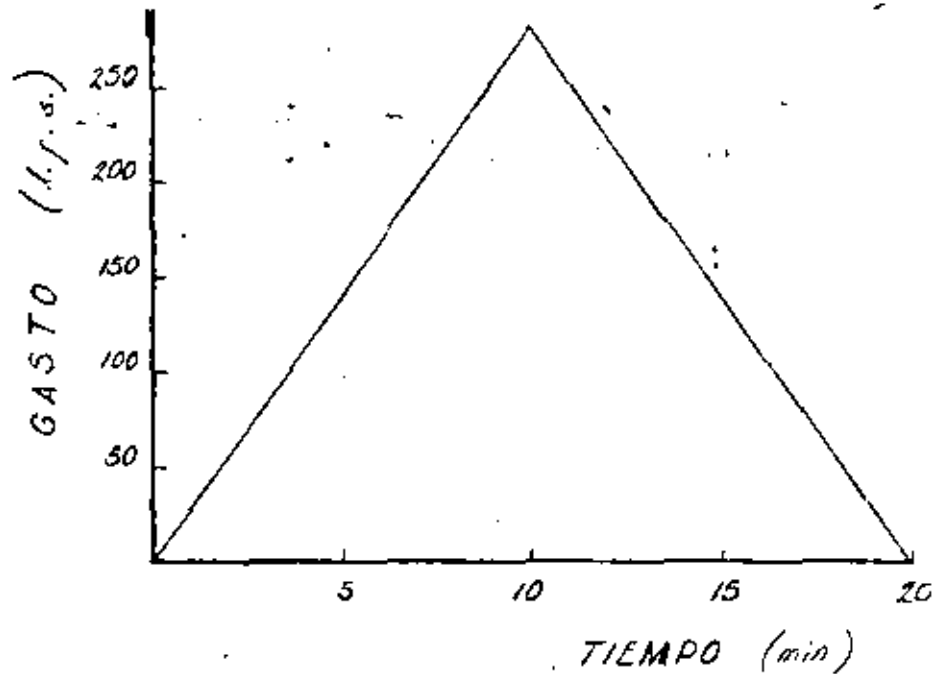


FIG. 4-1.3

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.

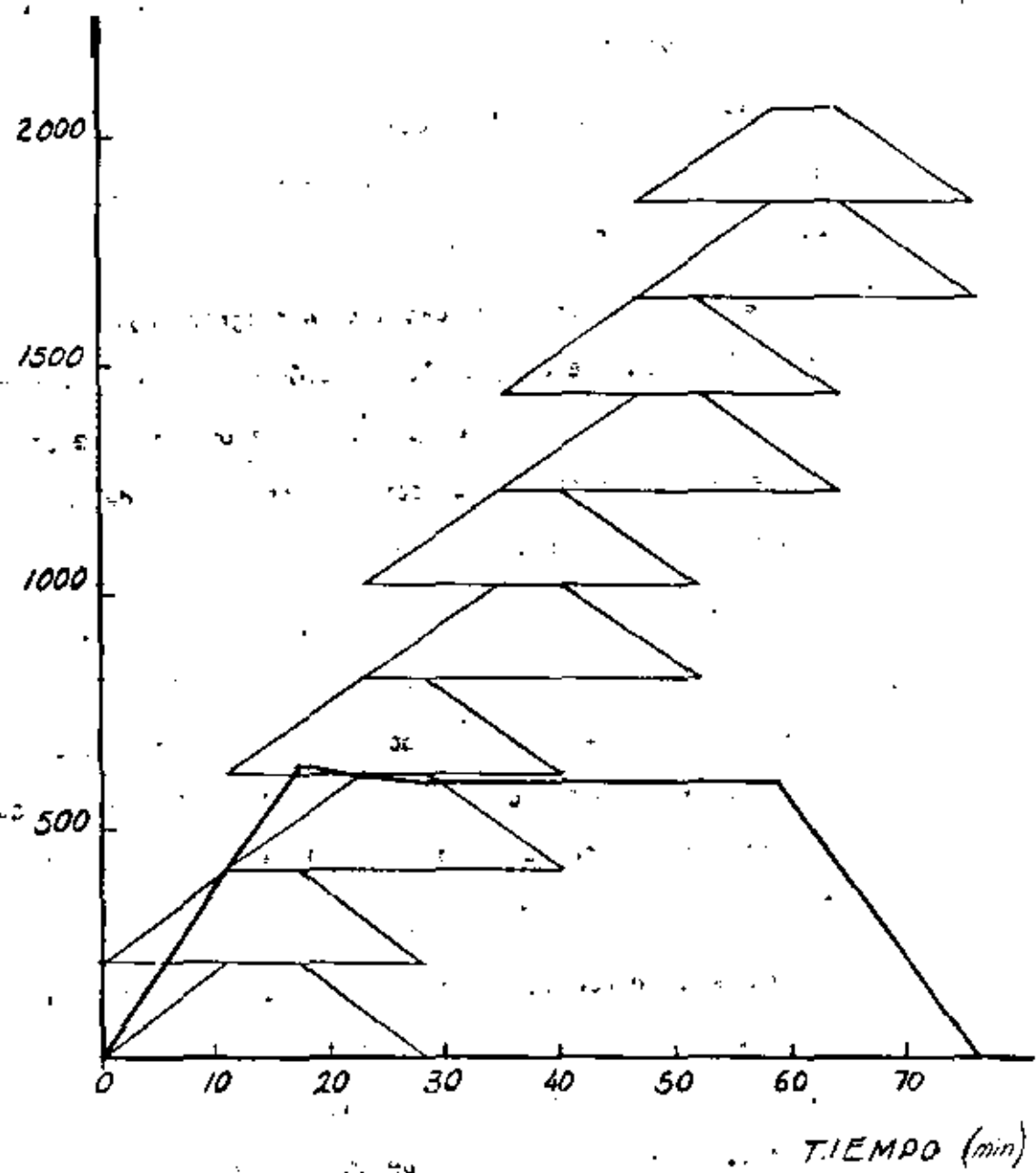
Un método semejante al anterior pero modificado para tomar en cuenta el yetograma de diseño es el que se presenta a continuación: básicamente, estos métodos se basan en el principio de la conservación de la masa, las variaciones lineales de los escurrimientos en las ramas ascendentes y descendentes del 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 ²)	C	i (mm/hr)	Q (m ³ /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

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:

$$Q = \left(\frac{2 t_r}{t_r + t_p} \right) C i A \text{ y el volumen es } C i A t_r$$

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:

$$t_c = 6.916 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{(C_i)^{0.4} S^{0.3}}$$

donde:

t_c = tiempo de concentración superficial (minutos)

L = longitud superficial del escurrimiento (metros)

C_i = 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 $Q = Y C i A$.

Q 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	$C_1 i_1 A$	Q_1
Y_{11}	Y_{02}	0	-	-	-	0	$C_2 i_2 A$	Q_2
Y_{21}	Y_{12}	Y_{03}	-	-	-	0	$C_3 i_3 A$	Q_3
Y_{31}	Y_{22}	Y_{13}	-	-	-	0	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	Y_{0n}	-	-
Y_{n1}	-	-	-	-	-	Y_{1n}	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
0	0	0	0	0	0	Y_{kn}	$C_n i_n A$	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:

$$Y = \frac{2 t_r (t_r + t_p - t)}{(t_r + t_p) t_p} = \frac{2t_r}{t_b} \frac{t_b - t}{t_p}$$

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 m³/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 $t_s = 4.9$ min semejante al valor inicial.

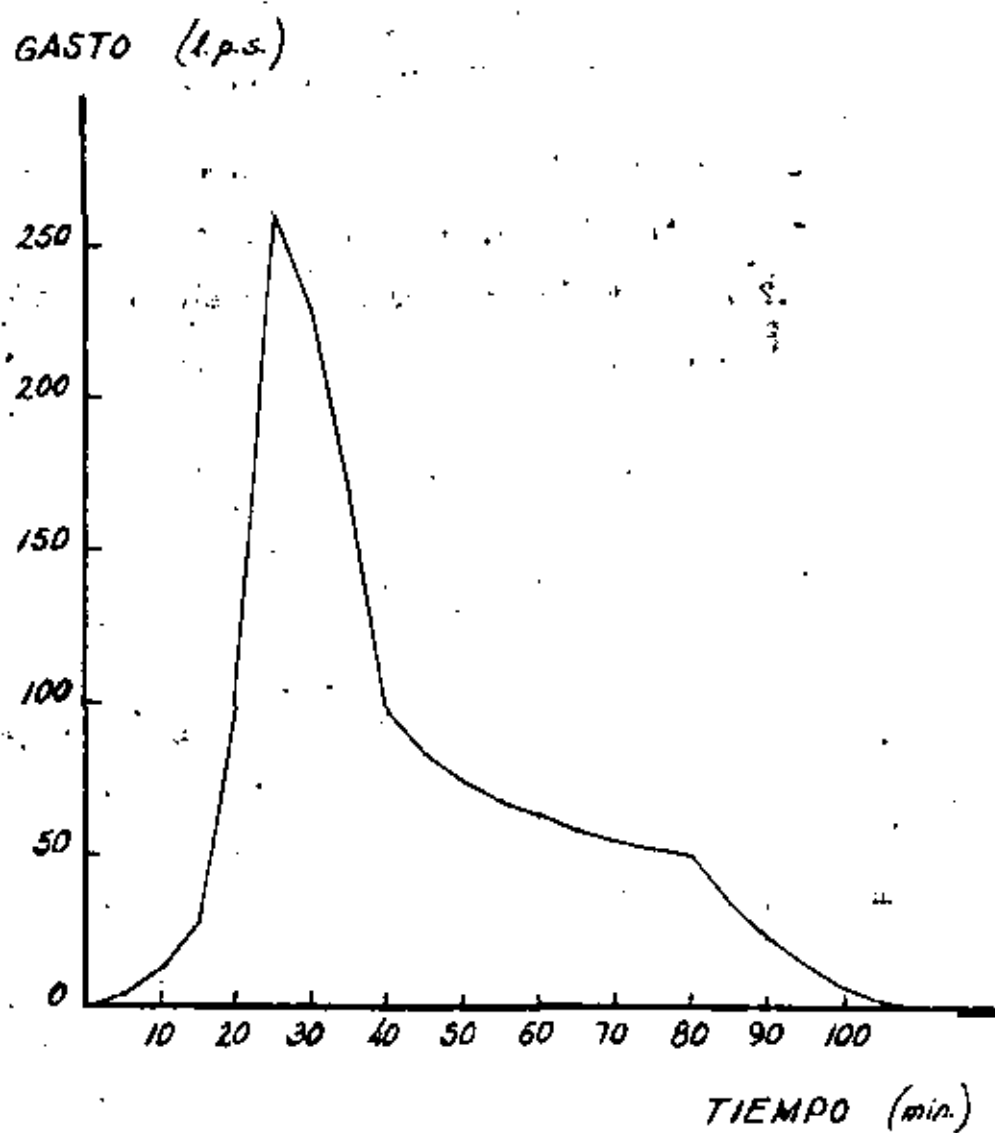
TABLA 4.2.2.

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 _r	$C = x \frac{t}{t+8} + (1-x) \frac{0.5t}{t+15}$	i	t _c	t _s	t _p = t _c + t _s	t _b = t _p + t _r
(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

TABLA 4.2.3

t (min)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	Q Hidrograma (l.p.s.)
C i A 3600 (l.p.s.)	18.80	35.07	56.63	189.74	385.14	137.67	104.04	85.56	75.76	68.65	62.48	58.67	55.84	51.26	49.64	47.97	
5	4.11																4.11
10	3.61	9.26															12.87
15	3.10	7.85	17.14														28.09
20	2.60	6.44	14.08	78.28													101.40
25	2.09	5.03	11.03	57.93	185.61												261.69
30	1.59	3.63	7.97	37.59	126.69	52.59											230.06
35	1.08	2.22	4.91	17.25	67.76	40.17	37.05										170.44
40	0.58	0.81	1.86	0	8.84	27.76	29.02	28.95									97.82
45	0.08	0	0	0	0	15.34	21.00	23.06	24.76								84.24
50	0					2.93	12.97	17.16	19.91	21.90							74.87
55						0	4.94	11.26	15.06	17.75	19.43						68.44
60							0	5.37	10.21	13.59	15.85	17.94					62.96
65								0	5.36	9.43	12.28	14.70	16.83				58.60
70									0.50	5.27	8.70	11.46	13.85	15.09			54.87
75									0	1.11	5.12	8.23	10.86	12.49	14.48		52.29
80										0	1.54	4.99	7.87	9.88	12.01	13.85	50.14
85											0	1.75	4.88	7.28	9.54	11.51	34.96
90												0	1.89	4.67	7.06	9.17	22.79
95													0	2.07	4.59	6.84	13.50
100														0	2.12	4.50	6.62
105															0	2.16	2.16
110																0	0



METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL
DISEÑO DE LAS ATARJEAS

FIG 4.2.1

DISEÑO DE LOS COLECTORES,

El hidrograma obtenido para las atarjeas se transita hidráulicamente sobre el colector. El cálculo se presenta en la tabla

4.2.4 en donde se observa un valor máximo de $Q = 1.959 \text{ m}^3/\text{s}$.

El hidrograma resultante se presenta en la fig. 4.2.2.

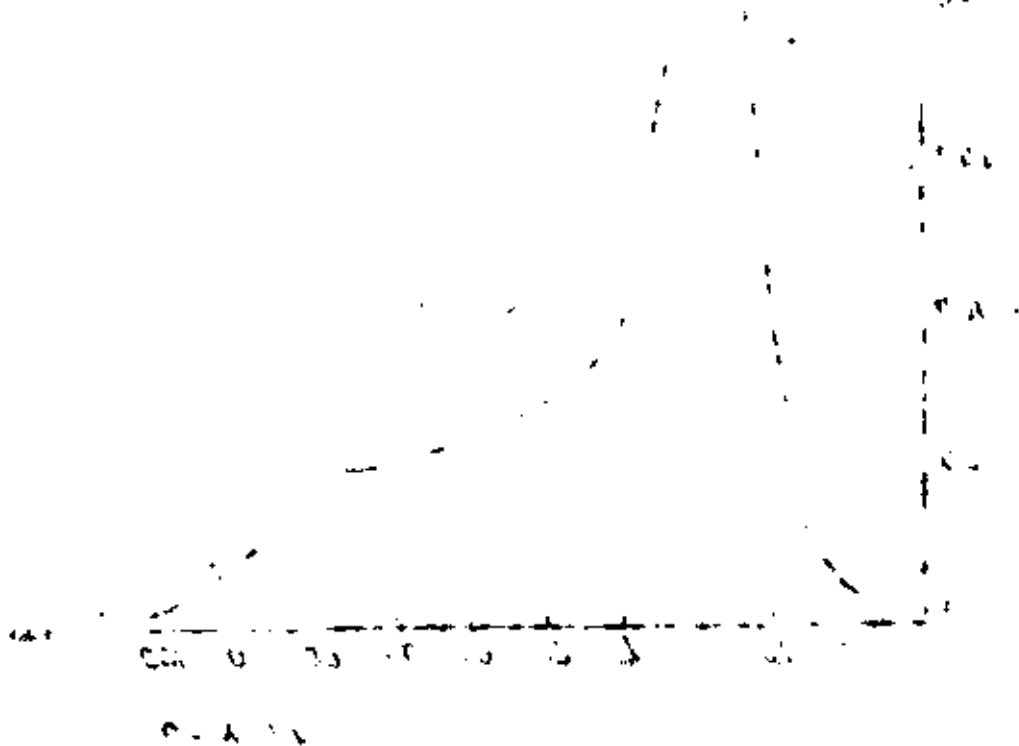


Fig. 4.2.2. Hidrograma resultante de la atarjea.

Tabla 4.2.4. Cálculo de la atarjea.

4.2.2

TABLA 4.2.4

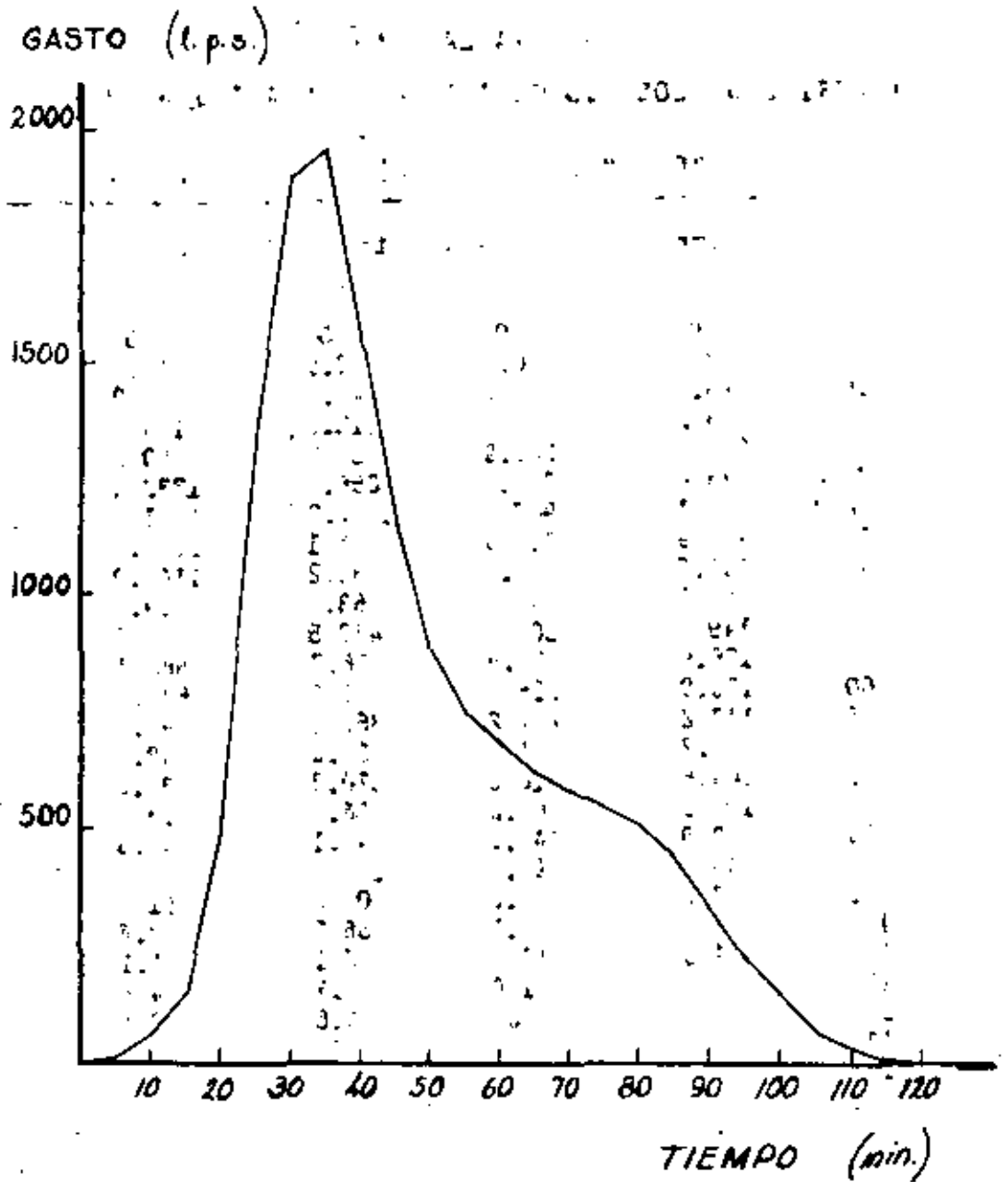
TRANSITO DE LOS HIDROGRAMAS DE LAS ATARJEAS POR EL COLECTOR

HIDROGRAMAS RESULTANTES Q (l.p.s.)

t	tramo 5	tramo 4	tramo 3	tramo 2	tramo 1
0	0	0	0	0	0
5	8.2	10.8	12.9	14.4	15.5
10	25.7	39.5	48.9	56.0	61.1
15	56.2	91.7	118.3	138.6	153.8
20	202.8	205.9	387.0	450.6	498.6
25	523.4	828.8	1055.2	1232.5	1368.1
30	460.1	940.5	1337.2	1651.2	1903.6
35	340.9	719.9	1156.1	1584.3	1958.9
40	195.6	437.7	755.2	1144.0	1561.5
45	168.5	345.7	553.9	819.4	1151.5
50	149.7	305.4	472.5	661.4	890.7
55	136.9	277.9	426.7	585.7	760.8
60	125.9	255.3	391.0	534.1	686.0
65	117.2	237.2	362.2	493.3	631.1
70	109.7	221.8	338.2	459.5	586.2
75	104.6	210.8	320.2	433.5	551.2
80	100.3	202.0	306.1	413.2	523.7
85	69.9	149.5	242.1	342.8	448.2
90	45.6	99.0	166.4	248.5	341.6
95	27.0	60.0	103.8	161.0	232.1
100	13.2	30.8	56.6	92.6	140.3
105	4.3	11.4	24.1	44.1	72.8
110	0	1.4	5.7	14.6	29.5
115		0	0.6	3.1	8.9
120			0	0.3	1.7
125				0	0.2
130					0

dc	1.06	1.22	1.37	1.52	1.52
vm	0.49	0.59	0.64	0.67	
tr	3.40	2.84	2.59	2.48	

dónde:
 dc = diámetro comercial en m
 vm = velocidad media en m/seg.
 tr = tiempo de retraso entre tramos o desfaseamiento de los hidrogramas para sumarlos. (min)



METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL
DISEÑO DEL COLECTOR

FIG. 42.2



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



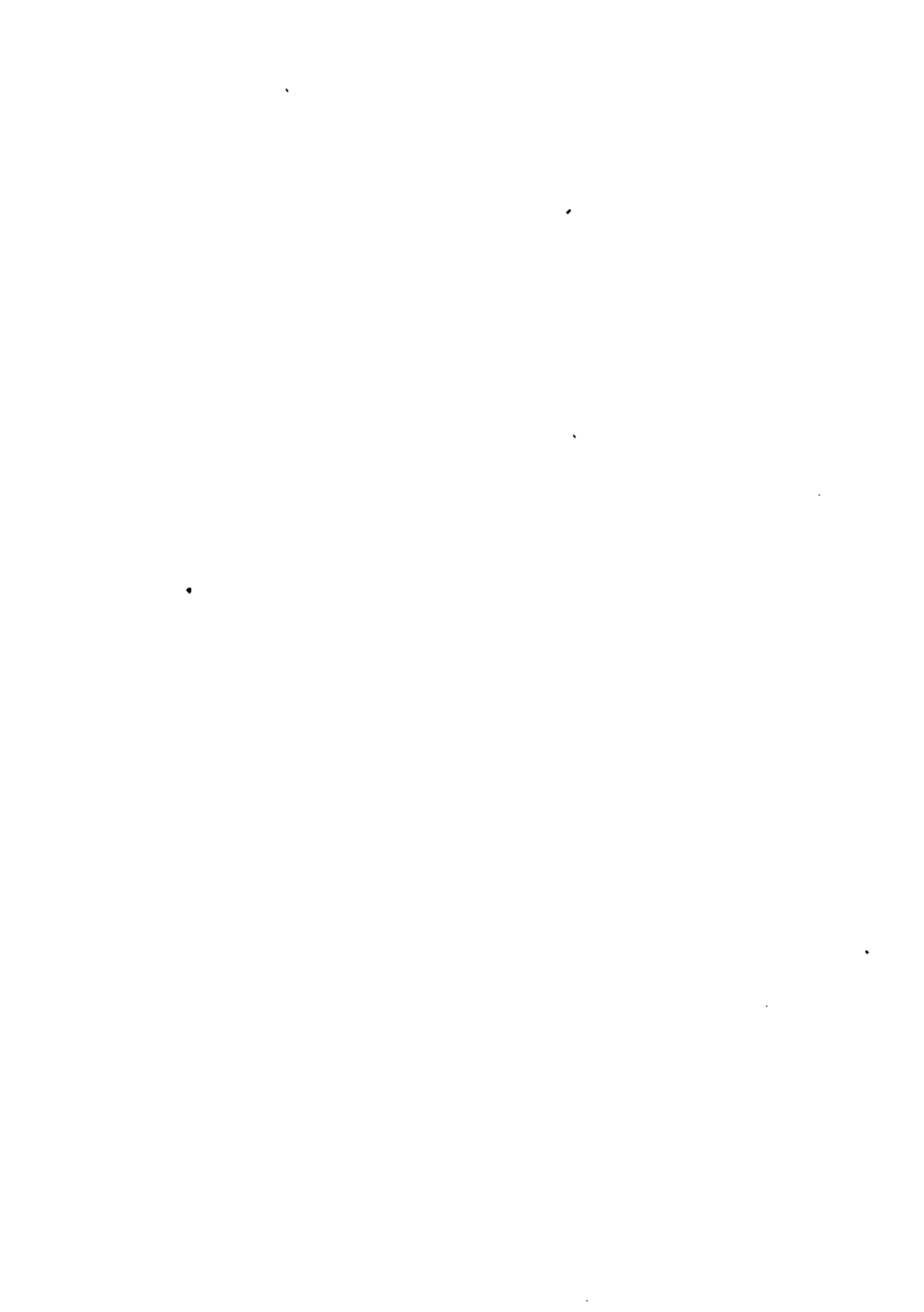
SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES

(tomado de la Tesis Profesional: "METODOS PARA RELACIONAR LLUVIA Y ESCURRIMIENTO EN LOS PROYECTOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO", del Ing. Mario Solano Azar)

AGOSTO, 1980

17



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 (HECTAREAS)	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

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.

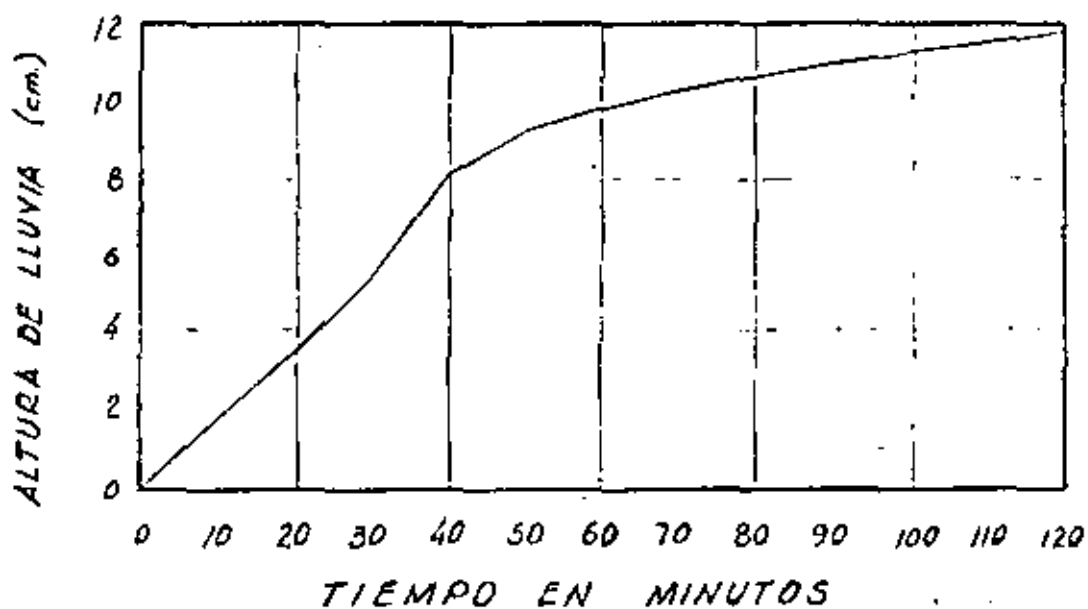


FIG. 2.2.1 REGISTRO DE LLUVIA

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 2.2.1

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 PLUVIOGRAFICA AVENIDA DEL TRABAJO

INTENSIDADES DE LLUVIA EN MILEMETROS POR HORA										
MINUTOS	5	10	15	20	30	45	60	90	100	120
FECHA 1961										
Jun. 19	4.6	7.2	5.2	6.0	5.2	3.7	3.0	2.1	2.2	1.9
20	14.1	18.8	7.6	6.0	4.0	4.0	3.7	4.0	3.6	3.2
22	24.0	18.0	16.0	12.9	12.4	9.5	6.4	4.6	3.8	3.2
23	12.0	10.8	9.2	9.9	6.4	6.7	5.4	4.5	3.6	3.2
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	1.8	1.5
Jul. 1*	12.0	7.8	8.0	7.5	7.6	5.7	5.0	4.7	4.6	4.0
2	9.6	6.0	4.8	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	0.4
13	14.4	12.0	9.6	9.0	8.0	6.7	5.6	4.7	4.2	4.0
16	12.0	6.0	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.6	0.5
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	2.0
24	7.2	4.8	3.6	2.7	1.8	1.3	1.0	0.9	0.6	0.5
25	6.0	4.8	4.0	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*	51.6	36.0	26.8	21.0	14.4	10.0	7.8	6.0	4.8	4.0
5	64.0	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	31.8	28.0	23.4	15.0	13.5	10.3	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	1.2	1.0
14	9.6	5.4	4.0	3.6	3.1	3.1	2.9	2.4	2.0	1.8
15	12.0	42.0	12.0	24.0	16.0	10.6	8.0	6.0	4.3	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	29.0	28.5	22.8	19.0
Sep. 9	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	2.3
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	8.0	9.0	6.4	4.9	4.2	3.2	2.5	2.3
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	1.3	1.4	1.1	0.9
8	9.6	12.0	9.2	6.1	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	50.4	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	5.2	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	8.4	4.0	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 (min) NUMERO DE TORMENTAS CON LA INTENSIDAD INDICADA O MAYOR,
 (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											

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)

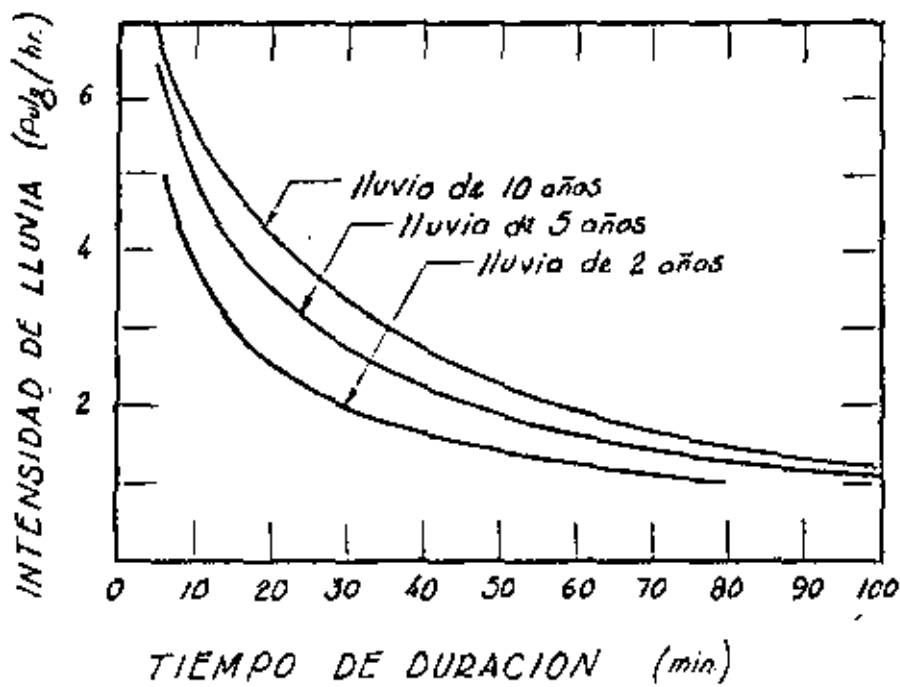


FIG. 2.3.1 RELACION INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO.

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:

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

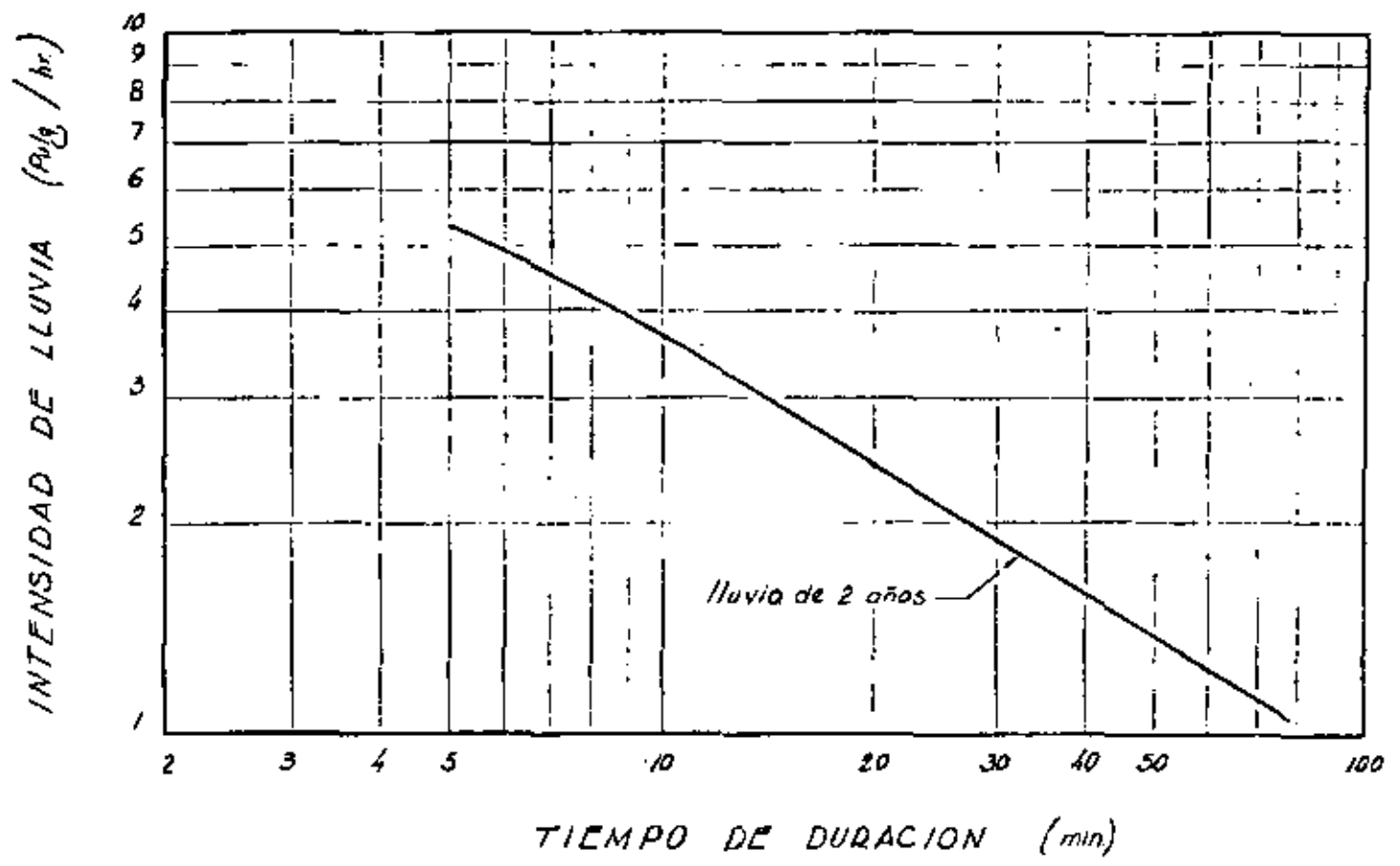


FIG. 2.41 RELACION INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO

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 LINEA 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				

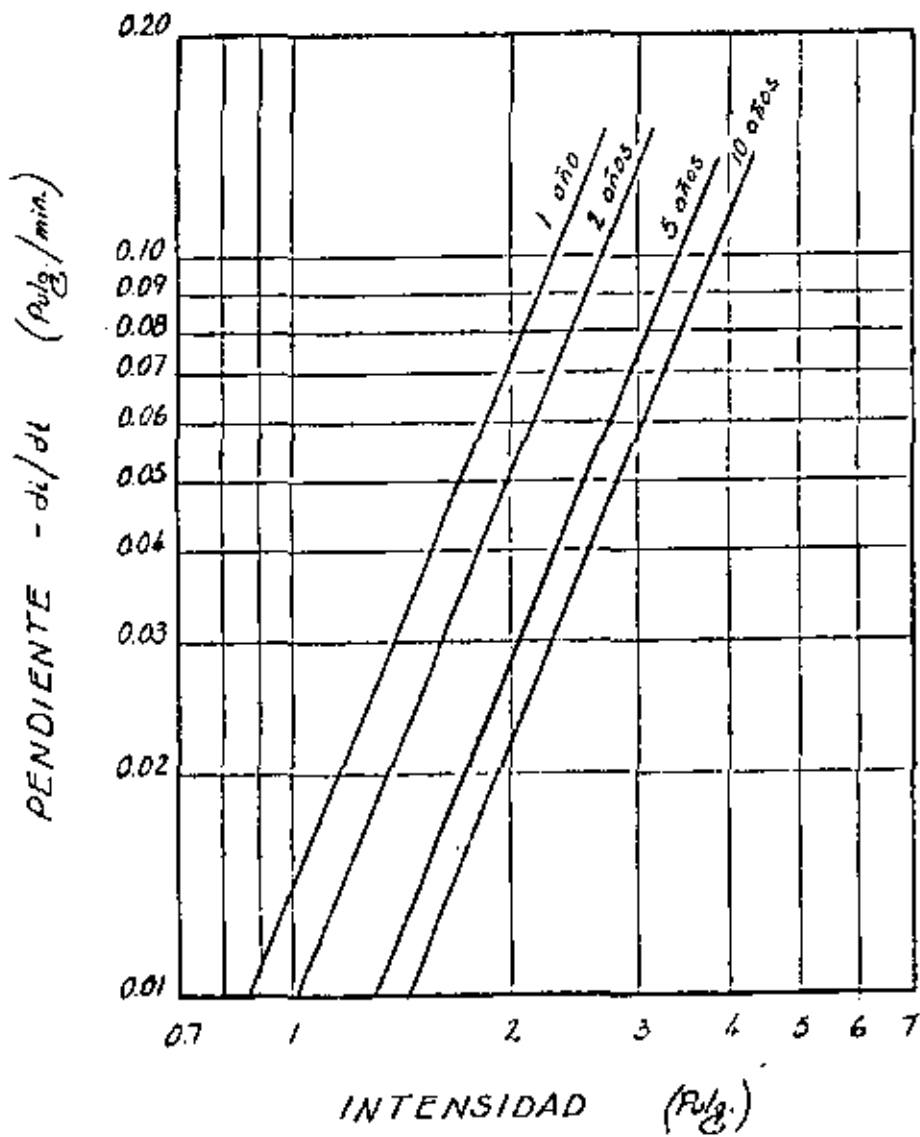


FIG 2.4.2 AJUSTE DEL REGISTRO DE LLUVIA

	$Y = \log (-di/dt)$				$X = \log i$			
	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
Suma	-5.9282	-5.6894	-5.2563	-4.8070	0.6381	1.0156	1.5457	1.9716
Media	-1.4821	-1.4224	-1.3141	-1.2018	0.1595	0.2539	0.3864	0.4929
Antilog	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 ΣX^2 y ΣXY

	$X^2 = \log^2 i$				$XY = \log i \log (-di/dt)$			
	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
Suma	0.14155	0.29148	0.63726	1.00704	-0.8547	-1.3546	-1.9285	-2.2961
Media	0.03539	0.07287	0.15932	0.25176	-0.2137	-0.3387	-0.4821	-0.5740

La ecuación normal tiene la forma:

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

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

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:

$$0.1393 \quad b = 0.3344 \quad b = 2.399 \quad y \quad n = 0.714$$

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 $a = \log n - \left(\frac{1}{n}\right) \log A$
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).

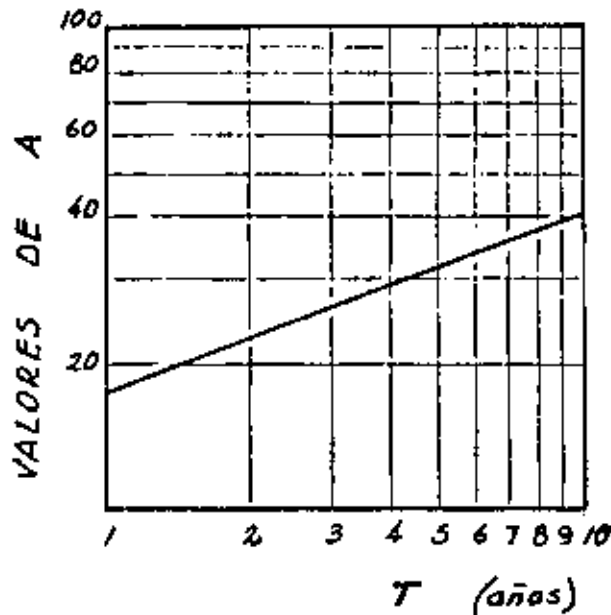


FIG. 2.4.3

Los cálculos son los siguientes:

T	log T	A	log A	log ² 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

$Y = (A/i)^{1/n}$ y $X = t$ respectivamente. Como la pendiente es $1 = (M_y - d)/(M_x - 0)$ tenemos que $d = M_y - M_x$. Haciendo los promedios 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 - período 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 i 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
 μ = valor medio
 γ = medida del esviajamiento y variabilidad que puede ser deducido con métodos directos matemáticos aunque es preferible usar las tablas preparadas para obtener estos valores.
 σ = 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 TORMENTA DE DISEÑO

La tormenta de diseño, para el análisis de la red de alcantari-llado 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 Nexapa, 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

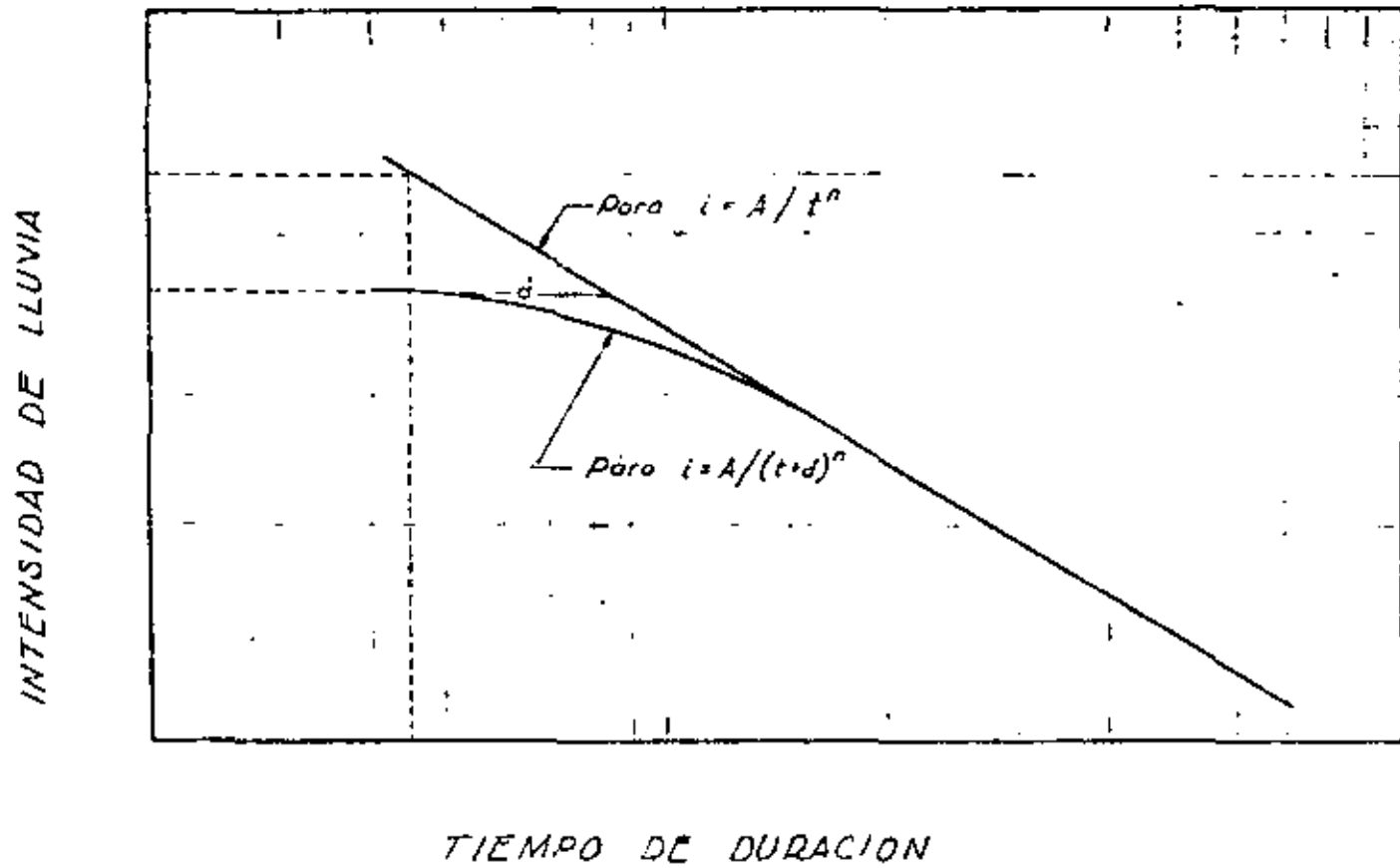


FIG. 2.5.1

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 elije 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

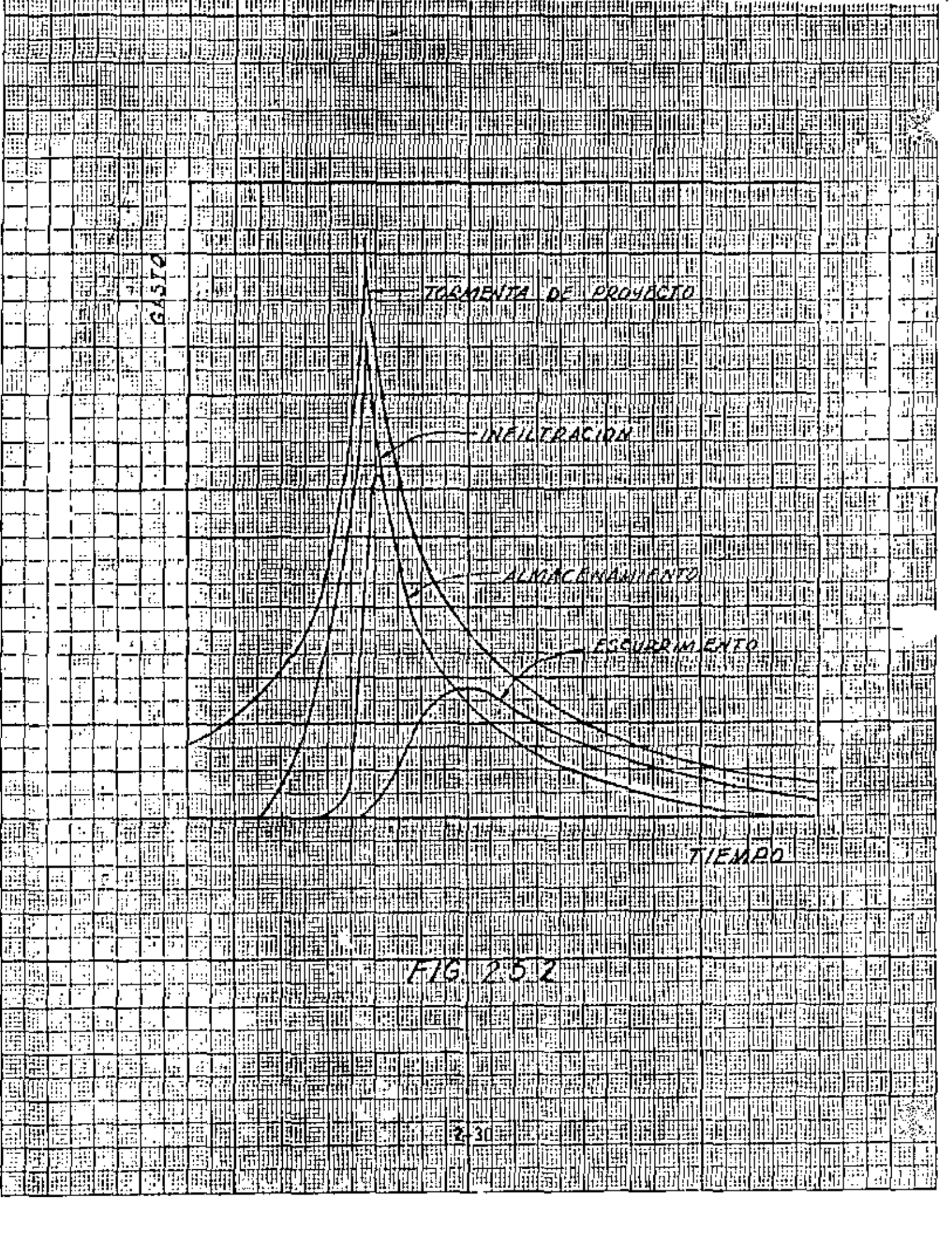


FIG. 252

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/h)

200
150
100
50
0

10 20 30 40 50 60 70 80
TIEMPO DE DURACION (min)

FIG. 2.5.3

INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/h)

200
150
100
50
0

10 20 30 40 50 60 70 80
TIEMPO (min)

FIG. 2.5.4

INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/h)

200

150

100

50

0

10 20 30 40 50 60 70 80

TIEMPO (min)

FIG. 2.5.5

INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/h)

200

150

100

50

0

10 20 30 40 50 60 70 80

TIEMPO (min)

FIG. 2.5.6

TABLA 2.5.1

OBTENCION DEL YETOGRAMA DE DISEÑO

Duración de la -- lluvia.	Incremento de tiempo.	Intensidad máxima pa--ra cada --duración.	Altura de lluvia -- máxima pa--ra cada --duración.	Altura de lluvia en cada in--tervalo.	Intensidad de lluvia-- en cada in--tervalo.	Yetograma
T (min) 1	Tr (min) 2	i (mm/hr) 3	hp (mm) 4 = $1 \times 3 / 60$	Δ hp- (mm) 5	i (mm/hr) 6 = $5 \times 60 / 2$	i (mm/hr) 7
5	5	246.63	20.55	20.55	246.63	21.72
10	5	164.19	27.37	6.82	81.84	26.52
15	5	129.41	32.35	4.98	59.76	36.24
20	5	109.30	36.43	4.08	48.96	109.30
25	5	95.88	39.95	3.52	42.24	205.43
30	5	86.15	43.08	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



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

HIDRAULICA DE REDES DE ATARJEAS Y COLECTORES

ING. RAMON DOMINGUEZ MORA
ING. VICTOR FRANCO

AGOSTO, 1980



INTRODUCCION

En estas breves notas se explica de manera resumida algunos de los aspectos esenciales que se realizan para describir la forma del escurrimiento a través de un canal o tubería.

En el inciso 1 se explica de manera breve cual es el posible perfil del escurrimiento; en el 2 se hace la deducción de las ecuaciones fundamentales que se utilizan cuando el flujo es no permanente; en el 3 se muestra la manera de analizar el flujo a través de alcantarillas; en el 4 se indica la manera de obtener, con la ayuda de tablas, las características geométricas de una sección circular (área, perímetro mojado y radio hidráulico); cuando se realiza el análisis de una conducción es necesario determinar las pérdidas de carga que se tienen a lo largo de ella, por lo que en el inciso 5 se describe

la manera de valuar esta pérdida de carga; en el inciso 6 se presentan ejemplos de cálculo y por último, en el 7, se da una pequeña bibliografía acerca de los temas tratados.

1. OBTENCION PERFILES DEL AGUA (REMANSO)

Al escurrir un gasto constante a través de una sección de río, canal o tubería, el nivel del agua en ella adquiere diferentes perfiles. Para identificar que tipo de perfil se puede presentar, es necesario definir una serie de conceptos. Debe aclararse que para definir los perfiles se considera flujo permanente.

1.a FLUJO UNIFORME

Se define como flujo uniforme aquel en el cual el vector velocidad es idéntico en cualquier punto del flujo, lo cual se puede expresar como $\partial v / \partial x = 0$. A partir de la definición de flujo uniforme, la pendiente de la línea de energía, S_f , la pendiente de la superficie libre del agua, S_a , y la pendiente de la plantilla del canal, S_o , son iguales: es de-

oir $S_f = S_a = S_o$ (ver fig 1).

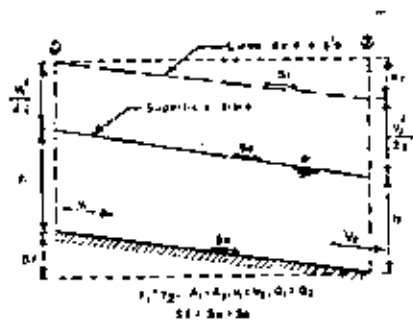


FIG. 1 FLUJO UNIFORME

Para calcular el flujo uniforme se utilizan dos ecuaciones:

Ecuación de continuidad: $Q = A \cdot V$

Ecuación de fricción (Manning o Chezy):

$$V = C \sqrt{RS}$$

Combinando las dos ecuaciones anteriores, el gasto es igual a:

$$Q = K S^{1/2} \tag{I}$$

donde

- Q gasto
- K factor de conducción e igual a $CR^{1/2}A$, indica la capacidad de transporte de la sección
- S pendiente

Si se emplea la fórmula de Manning: $C = R^{1/6}/n$

$$K = \frac{A \cdot R^{2/3}}{n}$$

Con lo que la ec I queda:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}, \quad (II)$$

donde

n coeficiente de rugosidad de Manning, que depende del tipo de material de que esté construida la sección; en la tabla 1 se indican algunos valores del coeficiente n .

A área de la sección, en m^2

R radio hidráulico, en m

S pendiente de la plantilla del canal

Q gasto, en m^3/seg

La ec II se puede expresar como:

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

La ec III indica que para una combinación de Q , n y S hay un tirante único y_n llamado "tirante normal" para el cual se establece el flujo uniforme.

1.b FLUJO CRITICO

El flujo crítico se presenta cuando la energía específica es mínima.

La energía específica E en una sección se obtiene de la siguiente manera:

TABLA 1 VALORES DEL COEFICIENTE DE MANNING

<i>Material</i>	<i>n</i>
Acero corrugado	—
Acero con juntas <i>lock-bar</i> (nuevo).	—
Acero galvanizado (nuevo y usado).	0.014
Acero remachado (nuevo).	0.015 a 0.016
Acero remachado (usado).	—
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (nuevo).	0.012 a 0.013
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (usado).	—
Acero sin costura (nuevo).	—
Acero sin costura (usado).	—
Acero soldado, con revestimiento especial (nuevo y usado).	—
Hierro fundido limpio (nuevo).	0.013
Hierro fundido, sin incrustaciones (usado).	—
Hierro fundido, con incrustaciones (viejo).	—
Plástico.	—
Asbesto-cemento (nuevo).	—
Cobre y latón.	—
Conductos con acabado interior de cemento pulido.	—
Concreto, acabado liso.	—
Concreto, acabado común.	—
Concreto monolítico, colado con cimbras deslizantes ($D > 1.25$ m).	0.010 a 0.011
Concreto monolítico bien cimbrado y pulido ($D > 1.25$ m).	0.011 a 0.0123
Concreto monolítico bien cimbrado y sin pulir ($D > 1.25$ m).	0.014 a 0.015
Concreto con acabado tosco ($D > 1.25$ m).	0.015 a 0.017
Concreto con juntas de macho y campana ($D > 0.8$ m).	0.0105 a 0.012
Concreto con juntas toscas ($D > 0.5$ m).	0.0125 a 0.014
Concreto con juntas toscas ($D < 0.5$ m).	0.014 a 0.017
Conductos para alcantarillado.	—
Tubos de barro vitrificado (drenes).	0.011
Túneles perforados en roca sin revestimiento.	0.025 a 0.040
Madera cepillada o en duelas.	0.0105 a 0.012

$$\underline{E} = y_d + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{IV})$$

donde

y_d tirante de agua

v velocidad del agua correspondiente al tirante y_d

de manera más general la ec IV se puede expresar como

$$\underline{E} = y_d + \frac{Q^2}{2g A^3} \quad (\text{V})$$

donde

Q gasto

A área

De la definición, el flujo crítico se tiene cuando $\frac{dE}{dy} = 0$

$$\therefore \frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dy} = 0$$

como $dA = B dy$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2 B}{g A^3} = 0 \quad (\text{Va})$$

Por lo tanto la condición para energía específica mínima o flujo crítico es:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \left(\frac{A^3}{B} \right)^{1/2} \quad (\text{VI})$$

La ec VI indica que dada la forma de la sección de un canal y el gasto, existe un tirante único y_c llamado "tirante crítico". Como criterio general dicho tirante queda definido al satisfacer la ec VI, cualquiera que sea la forma de la sección.

La ec Va también se puede escribir como:

$$\frac{d\bar{z}}{dy} = 1 - \frac{y^2}{3A/B} = 1 - F^2 \quad (\text{VII})$$

donde

F número de Froude, igual a $\frac{v}{\sqrt{g y}}$

Utilizando el número de Froude se definen dos tipos de flujos; para número de Froude menor de 1 el flujo se denomina subcrítico (lento) y para mayor de 1 supercrítico (rápido).

1.c SECCION DE CONTROL

Para iniciar el cálculo del perfil del agua es necesario definir en que sección del canal debe iniciarse este; en esta sección se debe establecer una relación definida entre el nivel de la superficie libre del agua y gasto correspondiente, a esta sección se le denomina "sección de control".

Una sección crítica es una sección control, ya que con la ec VI se puede establecer una relación definida entre tirante y gasto, independientemente de la rugosidad del canal y de

otras características no controladas.

Una vez definida la sección de control, debe indicarse en que sentido debe realizarse el análisis, ya sea hacia aguas abajo o hacia aguas arriba. En la fig 2 se indica la manera que debe realizarse esto, en esa misma figura se observa que tipo de perfil se puede presentar de acuerdo con una comparación entre el y_m , el y_c y la pendiente S .

1.d SALTO HIDRAULICO

Cuando existe cambio de régimen, ya sea de subcrítico a supercrítico o viceversa, este cambio se presenta de la siguiente manera:

a. Transición de régimen subcrítico a supercrítico.

Observando la fig 3b se deduce que la transición del régimen subcrítico a supercrítico es gradual, acompañada de

		PERFILES EN LA ZONA 1 $y > y_n ; S_0 > S_f$ $y > y_c ; F < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $y_n > y_c ; S_0 < S_f ; F < 1$ $y_c > y_n ; S_0 < S_f ; F < 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $y < y_n ; S_0 < S_f$ $y < y_c ; F > 1$
PENDIENTE POSITIVA $S_0 > 0$	SUBCRITICA: $T_n > T_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO M1	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO M2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO M3
	CRITICA: $T_n = T_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{0} = +$ CALCULO C1	$\frac{dy}{dx} = 0$ C2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO C3
	SUPERCRITICA: $T_n < T_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO S1	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$ CALCULO S2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO S3
PENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO H2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO H3	
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO A2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO A3	

FIG. 2 CLASIFICACION DE LOS PERFILES.

poca turbulencia y de pérdida de energía debida exclusivamente a la fricción.

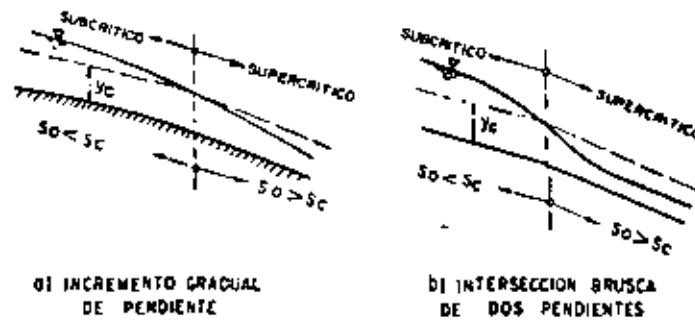


FIG. 3a TRANSICION DE REGIMEN SUBCRITICO A SUPERCRITICO

- b. Transición de régimen supercrítico a subcrítico
- Observando la fig 3a se deduce que la transición del régimen supercrítico a subcrítico es en forma violenta y se acompaña de mucha turbulencia y gran pérdida de energía.

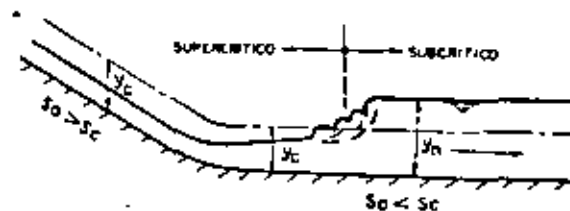


FIG. 3b TRANSICION DE REGIMEN SUPERCRITICO A SUBCRITICO

En las figs 3 y 4 se observa que en ambos casos, para identificar el tipo de régimen que se tiene, se utiliza la pendiente

crítica S_c , que es obtenida para el tirante crítico a partir de la ec II.

1.e TIPOS DE PERFIL

La clasificación de los perfiles es válida para flujo gradualmente variado y se hace en función de la pendiente del canal y de la "zona" en que se aloja el perfil.

Por lo que respecta a la pendiente de la plantilla S_o , será positiva si el fondo desciende en la dirección del flujo y sobre ella se puede establecer un flujo uniforme con tirante y_n , por lo que dicha pendiente podría ser clasificada como:

suave si $y_n > y_c$, perfiles tipo M
 crítica si $y_n = y_c$, perfiles tipo C
 fuerte si $y_n < y_c$, perfiles tipo S

La pendiente S_o será negativa si el fondo asciende en dirección al flujo y cero si es horizontal, para ambos casos no existe la posibilidad de que se presente flujo uniforme; es decir para $S_o = 0$ el $y_n = \infty$ y para $S_o < 0$ un valor positivo de y_n es físicamente imposible.

si $S_o = 0$ perfil tipo H
 si $S_o < 0$ perfil tipo A

En la fig 2 se muestran las posibles zonas en las que se puede ubicar al perfil.

1.f CALCULO DE TIRANTES

Existen diferentes métodos para calcular el perfil del agua a lo largo de un canal, sea este de sección prismática o no; uno de los métodos más utilizados es el de "incrementos finitos", el cual se expresa mediante la siguiente ecuación (ver fig 4)

$$\Delta x = \frac{E_1 - E_2}{S_0 - S_f} \quad \text{(VIII)}$$

donde

- E_1 energía en la sección 1
- S_0 pendiente de la plantilla del canal
- S_f pendiente de fricción
- Δx distancia entre los dos tirantes

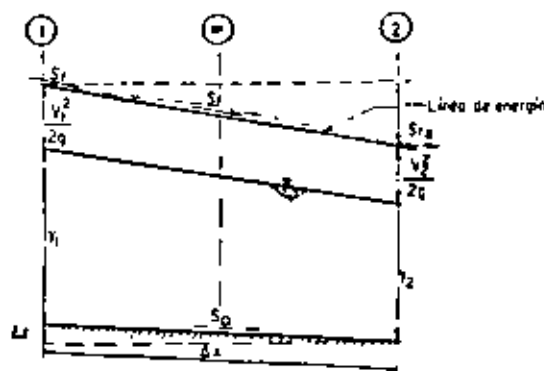


FIG. 4 ESQUEMA PARA APLICAR EL METODO DE INCREMENTOS FINITOS

El valor de S_f se obtiene de la siguiente manera:

$$S_f = \frac{C_{f1} + C_{f2}}{L} = \frac{\left(\frac{V_{f1}}{V_{f2}}\right)^2 + \left(\frac{V_{f2}}{V_{f1}}\right)^2}{L}$$

Para aplicar la ec VIII es necesario definir en donde se encuentra la sección control, calcular el y_n y V_n para ver que tipo de perfil se tiene; posteriormente definir hacia donde debe realizarse el análisis y con esto proponer un tirante y ver que ΔX se obtiene; si la ΔX resulta muy grande, deberá proponerse otro tirante y_n que como se trata de un procedimiento de incrementos finitos, valores muy grandes de ΔX introducen errores de consideración en el cálculo del perfil.

2. ECUACIONES FUNDAMENTALES

Considérese un volumen de control como el de la figura, rodeado por una superficie a la que llamaremos superficie de control.

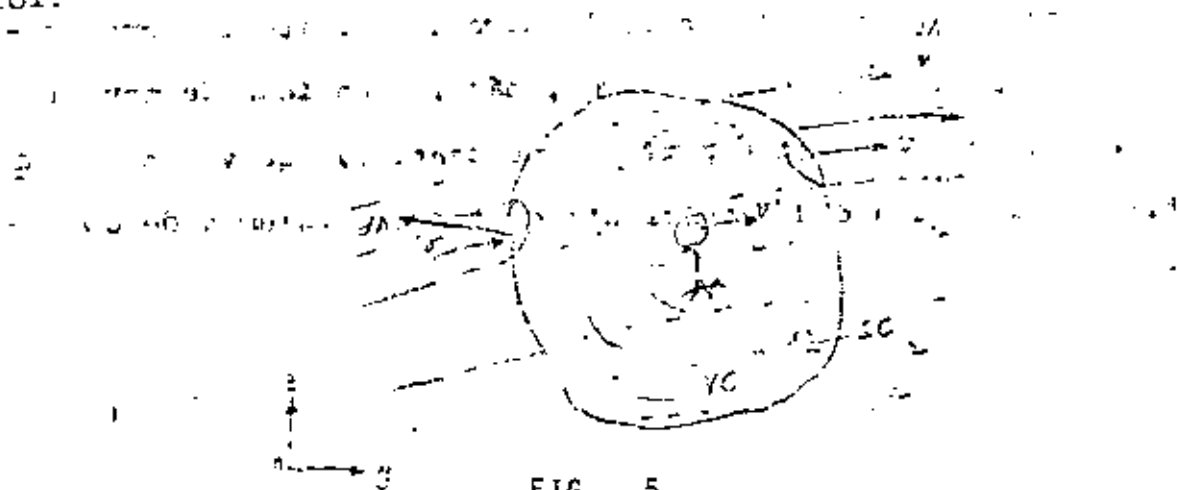


FIG. 5

La cantidad neta de masa que ingresa a la superficie de control en un intervalo de tiempo Δt es igual al incremento de la masa dentro del volumen de control en el mismo intervalo de tiempo.

$$\rho \Delta t \int_{sc} v \cdot dA = \int_{vc} \rho dV$$

o bien

$$\int_{sc} \rho v \cdot dA = \frac{d}{dt} \int_{vc} \rho dV \quad (I)$$

donde

- densidad
- velocidad
- diferencial de área
- intervalo de tiempo
- diferencial de volumen

Por otra parte, de acuerdo con el principio de conservación de la cantidad de movimiento, la suma de las fuerzas que actúan sobre el volumen de control, más la cantidad de movimiento que ingresa por la superficie de control, equivalen al cambio en la cantidad de movimiento dentro del volumen de control, esto es:

$$\sum F_e + \int_{sc} \rho v \cdot dA \cdot v = \frac{d}{dt} \int_{vc} \rho v \cdot dV \quad (II)$$

Si el volumen de control es un tramo de colector trabajando a superficie libre, las ecuaciones I y II toman la forma (ver fig 6)

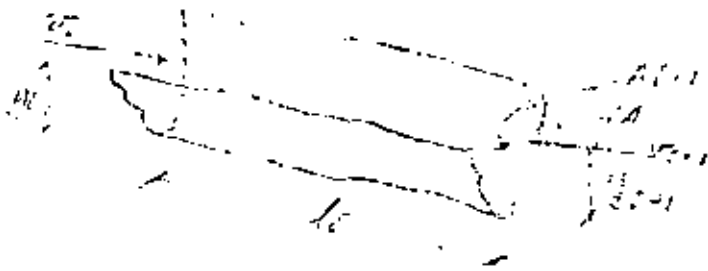


FIG. 6

$$\overline{V^k A^k} - \overline{V^{k+1} A^{k+1}} = \frac{V^{k+1} - V^k}{\Delta t} \quad (I.1)$$

donde los superíndices k y $k+1$ corresponden al principio y al final del intervalo Δt , y los promedios indicados se realizan en el tiempo; es decir; por ejemplo

$$\overline{V^k} = \frac{V^{k+1} + V^k}{2}$$

$$\overline{A^k} = V^k \cdot A^{k+1}$$

Considerando que el área A^k puede representarse como un ancho medio por el tirante, y que la variación del ancho medio en el intervalo Δt es pequeña; se tendrá:

$$\begin{aligned} \overline{V^k A^k} - \overline{V^{k+1} A^{k+1}} &= \\ &= \frac{\Delta t}{\Delta t} \left\{ (V^k) (A^{k+1}) - (V^{k+1}) (A^k) \right\} \end{aligned} \quad (I.2)$$

donde los asteriscos indican promedios entre las dos seccio -

nes del tramo, esto es, por ejemplo

$$v_{i+1}^2 = \frac{1}{2} (2v_i^2 + \Delta x)$$

De forma semejante la ecuación II puede transformarse a:

$$\begin{aligned}
 & \overline{v}_{i+1}^2 - \overline{v}_i^2 + \overline{v}_{i+1} + \overline{v}_i + \overline{v}_i^2 \left(\overline{v}_{i+1}^2 - \overline{v}_i^2 \right) = \\
 & - \left(\overline{v}_{i+1}^2 - \overline{v}_i^2 \right) \overline{v}_i = \left(\overline{v}_{i+1}^2 - \overline{v}_i^2 \right) \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad (II.1)
 \end{aligned}$$

donde \overline{v}_i , \overline{v}_{i+1} y \overline{v}_i^2 representan las fuerzas de presión en los extremos del tramo, de fricción y de peso del agua respectivamente.

Si se conocen las condiciones de flujo al principio del intervalo de tiempo (es decir en el instante t_i), las incógnitas correspondientes a las ecuaciones II.1 y II.2 serán:

\overline{v}_{i+1}
 \overline{v}_{i+1}^2
 \overline{v}_{i+1}^3
 \overline{v}_{i+1}^4
 \overline{v}_{i+1}^5
 \overline{v}_{i+1}^6

Si el colector esta formado por N tramos, se tendrán $2N$ ecuaciones con $2N+2$ incógnitas. Las ecuaciones adicionales se obtienen de las condiciones de frontera (es decir en los extremos del colector); los mas frecuentes son, un gasto de ingreso conocido en el extremo de aguas arriba y una relación tirantes gasto en la sección aguas abajo.

3. FLUJO A TRAVES DE ALCANTARILLAS

El flujo en una alcantarilla esta determinado por muchas variables, que incluyen la geometría de la entrada, pendiente, dimensiones de la sección, rugosidad, condiciones a la entrada y a la salida.

El funcionamiento de la alcantarilla puede ser a presión o a superficie libre. De acuerdo a pruebas de laboratorio, la alcantarilla no trabaja a presión si el desnivel entre la plantilla de la sección de entrada y el nivel de agua arriba es menor de un valor crítico h^* y la descarga a la salida no es ahogada. Para el análisis se puede considerar $h^* = 1.0 D$ (D es el diámetro de la alcantarilla).

Generalmente una alcantarilla no se llena si en la entrada los cantos son afilados y aguas abajo la descarga no es ahoga

da, aunque el nivel aguas arriba rebase la clave de la alcantarilla. Esto se debe a que los cantos inducen una contracción, provocando una reducción en el tirante y aumento de la velocidad, la cual va disminuyendo a medida que va avanzando el flujo y, si no se tiene longitud suficiente, no se llena la alcantarilla; si esto ocurre, en términos hidráulicos a esta alcantarilla se le llama "corta" y si ocurre el llenado, se llama "larga".

El que una alcantarilla sea larga o corta no depende solamente de su longitud sino también de la pendiente, diámetro, geometría de la entrada, nivel de aguas arriba, condiciones de entrada y salida, etc. Con ayuda de las figs 7 y 8 se puede definir si la alcantarilla es hidráulicamente corta o larga, en función de la relación longitud entre diámetro, L/D , pendiente de la plantilla i , y del tipo de material de que este construida la tubería (la fig 7 es para concreto y la 8 para metal).

3.1 TIPOS DE FLUJO

Para proceder al diseño hidráulico de una alcantarilla hay que definir que tipo de flujo se presentará dentro de ella. Utilizando la fig 9 se distinguen los siguientes tipos:

Condición

Tipo de flujo

Salida sumergida

Tipo I

Pendiente de la
plantilla, S_0

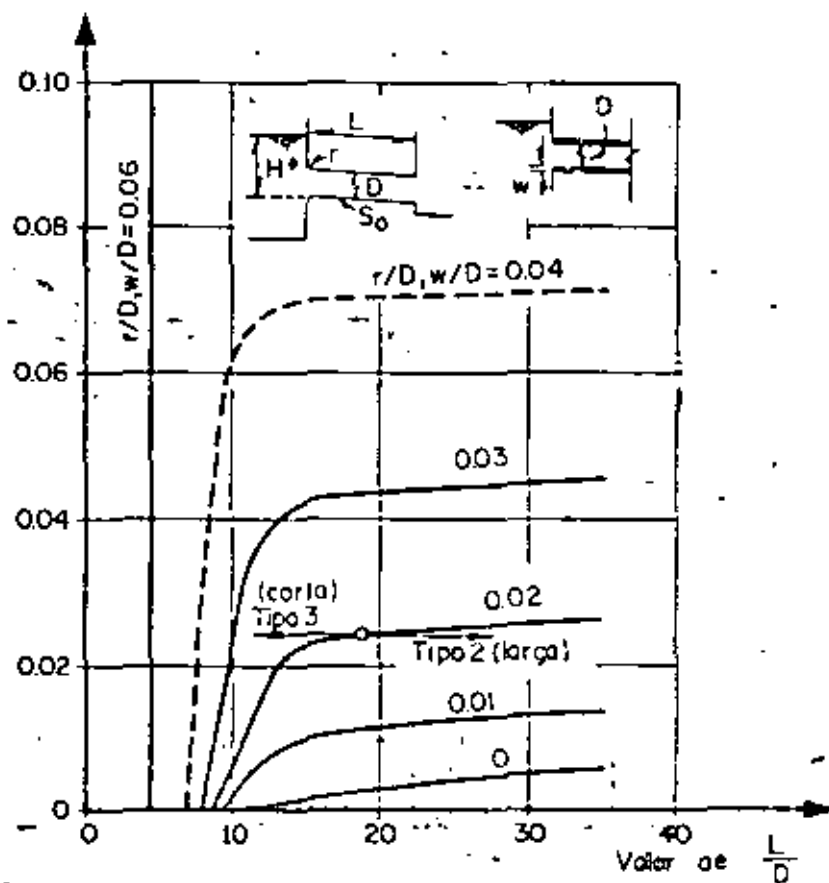


FIG. 7 CURVAS PARA DEFINIR SI UNA ALCANTARILLA ES HIDRAULICAMENTE CORTA O LARGA (CONCRETO)

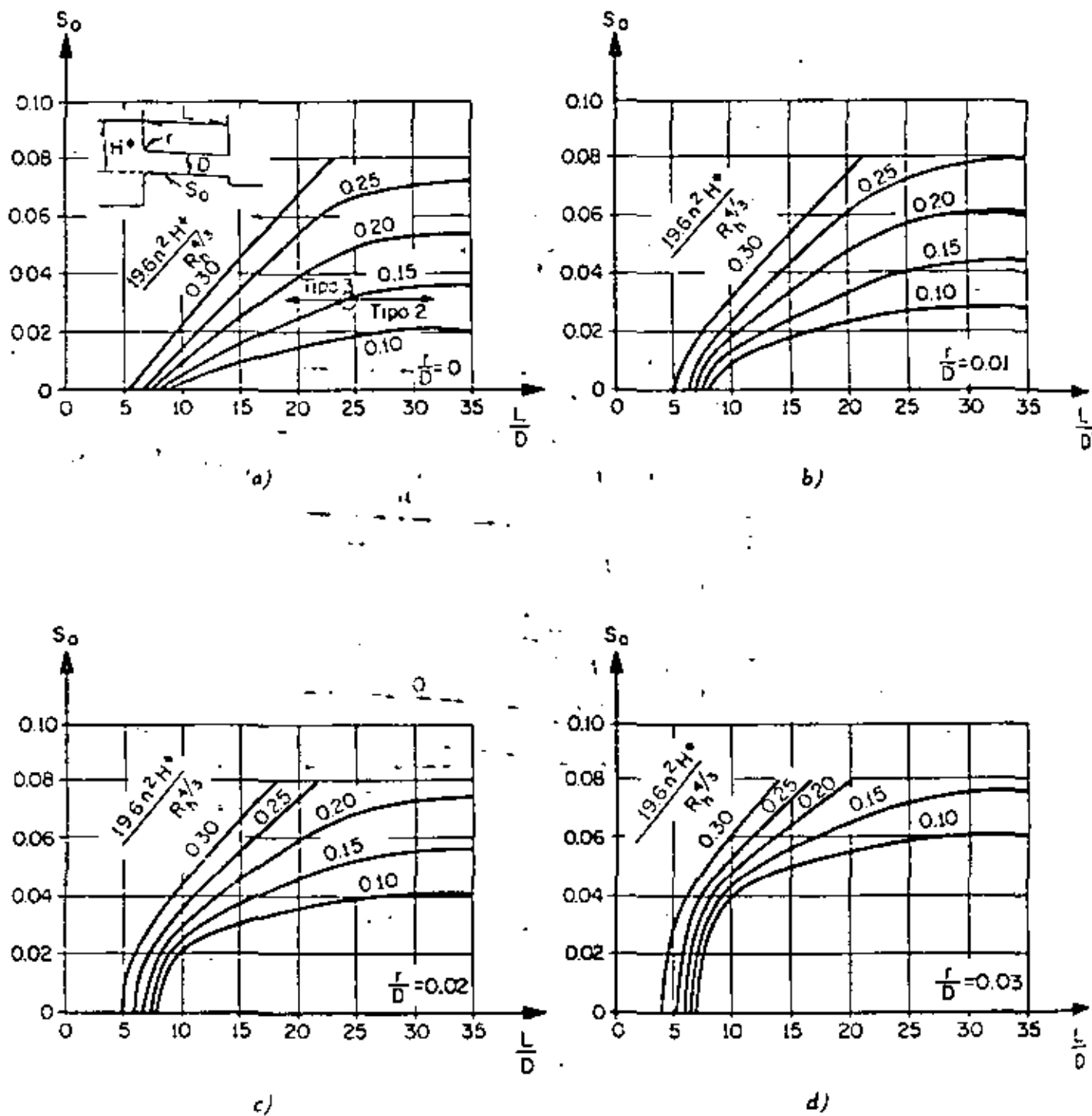


FIG. 8 CURVAS PARA DEFINIR SI UNA ALCANTARILLA ES HIDRAULICAMENTE CORTA O LARGA (METAL)

Salida no sumergida

1. Carga a la entrada mayor que H^*

- | | |
|---------------------------------------|--------|
| a) alcantarilla hidráulicamente larga | Tipo 2 |
| b) alcantarilla hidráulicamente corta | Tipo 3 |

2. Carga a la entrada menor que H^*

- | | |
|---|--------|
| a) carga a la salida por arriba del tirante crítico | Tipo 4 |
| b) carga a la salida por debajo del tirante crítico | |
| b.1 Pendiente subcrítica (M) | Tipo 5 |
| b.2 Pendiente supercrítica (S) | Tipo 6 |

Flujo Tipo 1. El conducto se llena en la forma mostrada en la fig 9.a. Se utilizan las siguientes ecuaciones:

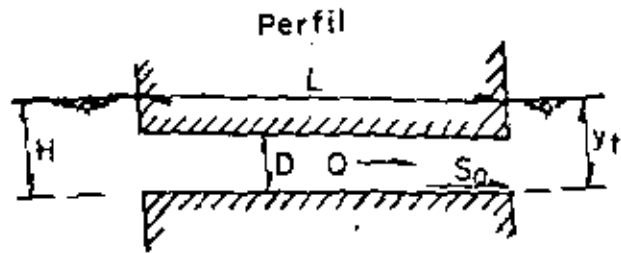
$$Q = AV \quad (\text{ec. de la continuidad})$$

$$S_o L + H = y_T + \frac{v^2}{2g} + h_f + h_m + h_e \quad (\text{ec. de energía})$$

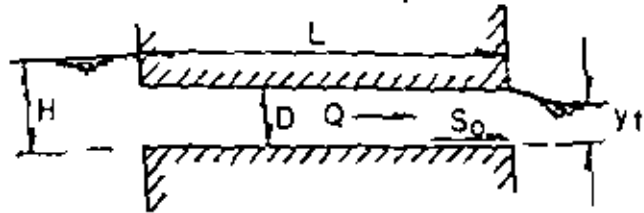
El término $\frac{v^2}{2g}$ desaparece si y_T está muy por arriba del D . Sustituyendo la ec. de continuidad en la de energía, se observa que el gasto depende de la diferencia de nivel de las superficies aguas arriba y aguas abajo, aquí se supone conocido el Q .

Flujo Tipo 2. Primero se revisa que la carga a la entrada sea mayor que H^* y que la alcantarilla sea hidráulicamente larga, ver fig 9.b. El flujo es del tipo 1 si $y_T > D/2$ y se utilizan las mismas ecuaciones que en este. Si $y_T \leq D/2$ se utilizan las

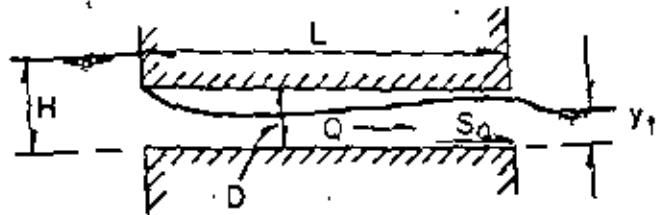
Tipo de flujo
 a) Salida sumergida
 $H > D$
 $y_t > D$
 Flujo lleno



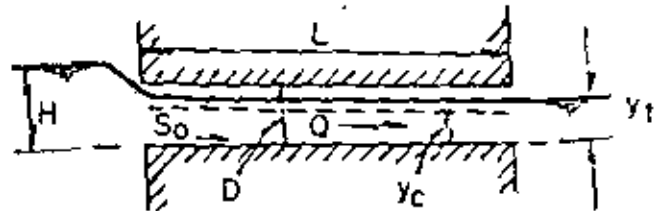
b) Salida no sumergida
 $H > H^*$
 $y_t < D$
 Flujo lleno



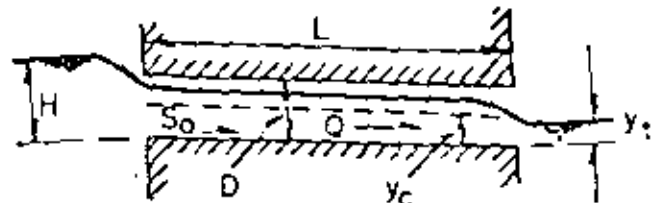
c) Salida no sumergida
 $H > H^*$
 $y_t < D$
 Flujo parcialmente lleno



d) Salida no sumergida
 $H < H^*$
 $y_t > y_c$
 Flujo subcrítico



e) Salida no sumergida
 $H < H^*$
 $y_t < y_c$
 Flujo subcrítico.
 Control a la salida



f) Salida no sumergida
 $H < H^*$
 $y_t < y_c$
 Flujo supercrítico
 Control a la entrada

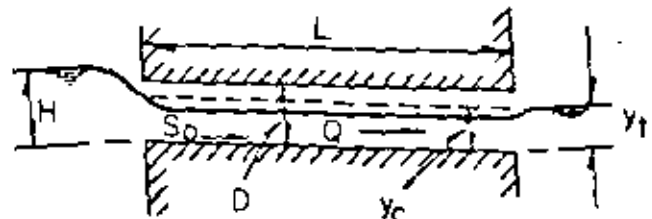


FIG.. 9 TIPOS DE FLUJO EN ALCANTARILLAS

siguientes ecuaciones:

$$Q = AV$$

$$S_o L + H = y_T + \frac{V^2}{2g} + h_e + h_f + h_s$$

En este caso la diferencia de niveles es entre la superficie libre aguas arriba y el centro de gravedad de la sección final del conducto y se supone conocido el gasto Q .

Flujo Tipo 3. Se revisa primero que la carga a la entrada sea mayor que H^* y que la alcantarilla sea hidráulicamente corta, ver fig 9.c. En este caso $y_T < D$. En este caso se produce una contracción del flujo a la entrada, a partir de valores de la carga aguas arriba entre el diámetro, mayores o iguales a 1.2 ($H/D \geq 1.2$), aproximadamente como si se tratara de una compuerta. Para este caso la pérdida por fricción tiene poca importancia: más bien lo importante es valuar el gasto que depende de la carga H y de la redondez de las aristas a la entrada.

El gasto se calcula con la fórmula de orificios

$$Q = C_c C_v A \sqrt{2g \left(h - \frac{y_T}{2} \right)}$$

donde

C_c coeficiente de contracción, igual a 0.6 para bordes afilados y 0.61 para bordes redondeados

C_v coeficiente de velocidad, se obtiene con la siguiente expresión

$$C_v = 1 - \frac{1}{12.5 \left(\frac{H}{B} - 0.5 \right)^2}$$

A Área del orificio

Como aquí lo más importante es el valuar el gasto Q , se supone que H es conocida.

Flujo Tipo 4. Se revisa primero que la carga a la entrada sea menor que H^* , se obtiene el tirante crítico y se verifica que la descarga esté por arriba del valor de éste. Como no se alcanza a formar la sección de control, ver cap 1, el tirante que controla las condiciones del flujo es y_T . Planteando la ec de la energía entre las secciones de entrada y salida se tiene:

$$y_e + \frac{v_e^2}{2g} + S_o L = y_T + \frac{v_T^2}{2g} + h_f$$

Además, debe cumplirse la ec de continuidad

$$v_e A_e = v_T A_T$$

El sistema de ecuaciones se resuelve por tanteos para conocer las condiciones a la entrada de la alcantarilla.

Determinadas las condiciones a la entrada, se plantea la ec de la energía, entre el nivel del agua atrás de la alcantarilla y la sección de entrada, quedando expresada de la siguiente manera:

$$H = y_e + \frac{v_e^2}{2g} + h_e$$

Para las tres ecs anteriores se supone que el gasto es conocido y con éste se calcula H que debe ser menor que H^*

Flujo Tipo 5. Se revisa que la carga H sea menor que H^* , se calcula el tirante crítico y se ve que el nivel de la descarga esté por abajo de éste. Se calcula S_c y se compara con la S_o , si $S_o < S_c$ se tiene régimen subcrítico y el flujo tipo 5. El análisis es semejante al del flujo tipo 4 con la condición de que ahora $y_T = y_c$, es decir, la sección de control se tiene a la salida del conducto.

Flujo Tipo 6. Se revisa que la carga H sea menor que H^* , se calcula el tirante crítico y se revisa que el nivel de la descarga esté por abajo de éste. Se calcula la S_c y se compara con la S_o , si $S_o \geq S_c$ se tiene régimen supercrítico y flujo tipo 6. En este caso la sección de control se presenta a la entrada y en el resto del conducto el flujo es supercrítico.

Dentro del intervalo $0 < H/D < 0.8$ para alcantarillas circulares, es válida la ec:

$$\frac{C_c}{D^2 \sqrt{g D}} = 0.48 \left(\frac{S_o}{0.4} \right)^{0.625} \left(\frac{H}{D} \right)^{1.25}$$

y para el intervalo $0.8 < H/D < 1.2$ para alcantarillas circulares, es válida la ec:

$$\frac{Q}{D^2 \sqrt{g D}} = 0.44 \left(\frac{S_o}{0.4} \right)^{0.625} \left(\frac{H}{D} \right)^{1.25}$$

Aquí se supone que se conoce H y lo que se desea es determinar el gasto Q que escurre.

4. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE UN CONDUCTO CIRCULAR

Los conductos circulares trabajan parcialmente llenos la mayor parte del tiempo, por lo que es necesario calcular el área, pe rímetro y radio hidráulico correspondientes a cada condición de flujo.

Como el realizar lo anterior resulta un poco complicado, se han elaborado unas tablas en las que, con sólo definir la relación de llenado, y/d , que se desea, se pueden obtener el área, pe rímetro y radio hidráulico.

En la tabla 2 se muestran los valores de y/d , A/d^2 , P/d y R/d ; a continuación se muestra un ejemplo de aplicación.

Ejemplo:

Obtener el área, perímetro y radio hidráulico para un tirante de 1.5 m si el diámetro de la sección es de 5.0 m.

a) La relación de llenado y/d es igual a

$$y/d = 1.5/5.0 = 0.3$$

b) De la tabla 2 se obtienen los siguientes valores para

$$y/d = 0.3$$

$$A/d^2 = 0.1982$$

$$A = 4.955 \text{ m}^2$$

$$P/d = 1.1593$$

$$P = 5.797 \text{ m}$$

$$R/d = 0.1709$$

$$R = 0.855 \text{ m}$$

TABLA 2 ELEMENTOS GEOMETRICOS PARA SECCIONES CIRCULARES

$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.1990	0.0066
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0134
0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.3412	0.0202
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.3919	0.0268
0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.4359	0.0336
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0406
0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.5103	0.0474
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.5428	0.0542
0.09	0.0350	0.6094	0.0574	0.5724	0.0612
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.6000	0.0682
0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.6258	0.0752
0.12	0.0534	0.7075	0.0754	0.6499	0.0822
0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.6726	0.0892
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0964
0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.7141	0.1034
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106
0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.7513	0.1178
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7684	0.1252
0.19	0.1039	0.9020	0.1152	0.7846	0.1324
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.8146	0.1472
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546
0.23	0.1365	1.0003	0.1364	0.8417	0.1622
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1696
0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.8660	0.1774
0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850
0.27	0.1711	1.0928	0.1566	0.8879	0.1926
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2001
0.29	0.1890	1.1373	0.1662	0.9075	0.2081
0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162

625

$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$
0.31	0.2071	1.1810	0.1755	0.9250	0.2242
0.32	0.2167	1.2025	0.1803	0.9330	0.2322
0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.9404	0.2401
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2480
0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.9539	0.2568
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.9659	0.2736
0.38	0.2739	1.3284	0.2061	0.9708	0.2822
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.9755	0.2904
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994
0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.9837	0.3082
0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.9871	0.3172
0.43	0.3229	1.4303	0.2257	0.9902	0.3262
0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.9928	0.3352
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.9950	0.3446
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3538
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.9982	0.3634
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.9992	0.3730
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.9998	0.3828
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3928
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.9998	0.4028
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.9992	0.4130
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.9982	0.4234
0.54	0.4327	1.6509	0.2620	0.9968	0.4340
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.9950	0.4448
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.9902	0.4670
0.58	0.4723	1.7315	0.2728	0.9871	0.4785
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.9837	0.4902
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022
0.61	0.5018	1.7926	0.2797	0.9755	0.5144
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.9708	0.5270
0.63	0.5212	1.8338	0.2839	0.9656	0.5400
0.64	0.5308	1.8546	0.2860	0.9600	0.5530
0.65	0.5401	1.8755	0.2881	0.9539	0.5664

Continúa

TABLA 2 ELEMENTOS GEOMETRICOS PARA SECCIONES CIRCULARES

$\frac{h}{d_s}$	$\frac{A}{d_s^2}$	$\frac{P}{d_s}$	$\frac{R}{d_s}$	$\frac{T}{d_s}$	$\frac{B}{d_s}$
0.66	0.5499	1.8965	0.2899	0.9171	0.5801
0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.9191	0.5948
0.68	0.5687	1.9391	0.2935	0.9210	0.6096
0.69	0.5780	1.9606	0.2950	0.9250	0.6250
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.9163	0.6408
0.71	0.5964	2.0042	0.2973	0.9075	0.6572
0.72	0.6054	2.0264	0.2981	0.8980	0.6742
0.73	0.6143	2.0488	0.2995	0.8879	0.6918
0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.8773	0.7101
0.75	0.6318	2.0941	0.3017	0.8660	0.7290
0.76	0.6404	2.1170	0.3025	0.8542	0.7498
0.77	0.6489	2.1412	0.3032	0.8417	0.7710
0.78	0.6573	2.1652	0.3037	0.8285	0.7931
0.79	0.6655	2.1895	0.3040	0.8146	0.8170
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420
0.81	0.6815	2.2395	0.3043	0.7846	0.8686
0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.7684	0.8970
0.83	0.6969	2.2916	0.3041	0.7514	0.9276
0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9606
0.85	0.7115	2.3462	0.3034	0.7141	0.9964
0.86	0.7186	2.3746	0.3029	0.6940	1.0351
0.87	0.7254	2.4034	0.3017	0.6726	1.0761
0.88	0.7320	2.4331	0.3008	0.6499	1.1201
0.89	0.7385	2.4635	0.2996	0.6258	1.1680
0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2198
0.91	0.7504	2.5322	0.2963	0.5724	1.3110
0.92	0.7560	2.5681	0.2944	0.5426	1.3332
0.93	0.7612	2.6061	0.2922	0.5103	1.4018
0.94	0.7662	2.6467	0.2896	0.4750	1.6130
0.95	0.7707	2.6906	0.2864	0.4359	1.7682
0.96	0.7749	2.7389	0.2830	0.3919	1.9770
0.97	0.7785	2.7931	0.2787	0.3412	2.2820
0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.2800	2.7016
0.99	0.7841	2.9412	0.2665	0.1990	3.3400
1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	x

5. PERDIDAS

Al aplicar la ecuación de la energía a un sistema a superficie libre, como el mostrado en la fig 10, se obtiene la siguiente ecuación:

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \Delta z = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f + h_L$$

donde

- h_1 tirante hidráulico en la sección 1.
- v_1 velocidad media en la sección 1
- Δz desnivel entre las dos secciones
- h_f pérdida por fricción
- h_L pérdidas menores (locales)

A continuación se describe la manera de calcular ambos tipos de pérdidas.

5.1 PERDIDA POR FRICCION

La pérdida por fricción está relacionada con la resistencia al flujo de los líquidos. En sistema a superficie libre una de las expresiones que generalmente se emplea es la de Manning.

$$h_f = \left(\frac{\bar{v} \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

donde

\bar{v} velocidad promedio entre dos secciones

n coeficiente de rugosidad de Manning

R radio hidráulico promedio entre dos secciones

L longitud entre dos secciones

El coeficiente n depende del tipo de material de que está construida la sección y sus valores se muestran en la tabla 1.

5.2 PERDIDAS MENORES

Un sistema a superficie libre generalmente está compuesto de tramos rectos y curvos, además de cambios de geometría en la sección transversal. Estos factores originan una pérdida de carga a la cual se le llama pérdida menor.

A continuación se describe la manera de valorar esta pérdida para diferentes condiciones.

a. PERDIDA POR AMPLIACION

Este tipo de pérdida sólo se obtiene para régimen subcrítico, observando que dicho régimen debe conservarse antes y después de la ampliación.

a.1 Régimen subcrítico

Si se tiene una expansión brusca, ver fig 11, la pérdida puede calcularse como:

$$h_A = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

donde

- h_A pérdida de energía debida a la ampliación
- v_1 velocidad media aguas arriba de la ampliación
- v_2 velocidad media aguas abajo de la ampliación

Por otra parte, si se tiene la forma de ampliación, mostrada en la fig 12, la pérdida puede calcularse de la siguiente manera:

Para secciones rectangulares y las condiciones mostradas en la fig 12a se tiene:

$$h_A = 0.3 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

Para el cambio de una sección trapezoidal a una rectangular, ver fig 12b , se tiene:

$$h_A = 0.1 \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

b. PERDIDA POR REDUCCION

Al presentarse una reducción en la sección transversal de un canal se provoca una pérdida para régimen subcrítico dicha pérdida se valua como:

$$h_z = K \frac{V_2^2}{2g}$$

donde

- h_z pérdida de energía debida a la reducción
- V_2 velocidad media aguas abajo de la contracción
- K coeficiente de pérdida

K es igual a 0.1 para una reducción brusca.

K es igual a 0.06 para reducciones graduales.

c. PERDIDA POR CAMBIO DE DIRECCION

Si el canal por algún motivo, por ejemplo por condiciones topográficas, no puede continuar recto por lo que se le da un cambio de dirección, debido a lo cual se provoca una pérdida de energía, que se calcula en forma aproximada con la siguiente

ecuación:

$$h_{c.d.} = C_L \frac{v^3}{g R_c}$$

donde

- $h_{c.d.}$ pérdida de energía por cambio de dirección
 v velocidad media antes de entrar al cambio de dirección
 C_L coeficiente de pérdida

Por otra parte, C_L es igual a:

$$C_L = 2 \frac{b}{R_c}$$

donde

- b ancho del canal
 R_c radio de curvatura, al eje de la conducción, del cambio de dirección.



FIG. 10 ESQUEMA PARA VALUAR LAS PERDIDAS ENTRE DOS SECCIONES

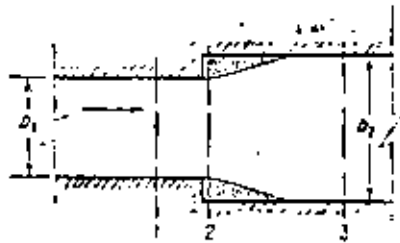
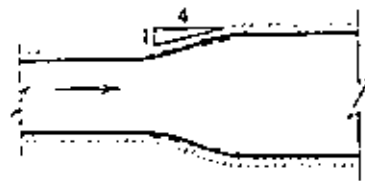
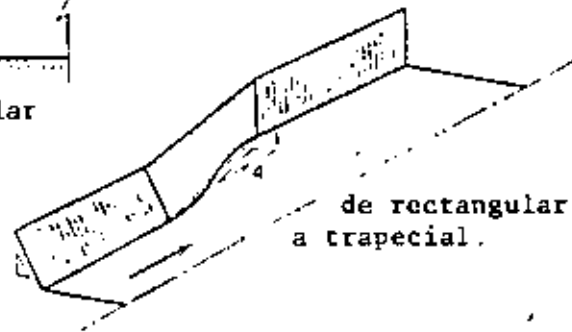


FIG. 11 AMPLIACION BRUSCA (PLANTA)



Sección rectangular



de rectangular a trapezoidal.

FIG. 12 AMPLIACION EN REGIMEN SUBCRITICO

6. EJEMPLOS

EJEMPLO 6.1 PERFIL DEL AGUA

Una alcantarilla de concreto tiene un diámetro de 1.5 m y una longitud de 90 m. Se desea construir con una pendiente $S_0 = 0.02$ para que descarge libremente. Calcular el perfil del flujo a lo largo de la alcantarilla para un gasto de $4.5 \text{ m}^3/\text{s}$, con un factor de fricción de Manning $n = 0.014$.

a. Solución:

a. Cálculo del tirante normal y_m

De la ecuación de Manning para flujo uniforme:

$$Q = \frac{1.49}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2}$$

se obtiene el y_m

$$\frac{4.5 (0.017)}{(0.02)^{3/2}} = 0.448 = A R^{3/2}$$

Como la alcantarilla no trabaja a presión ya que se pide que descargue libremente, para determinar el y_m se utiliza el procedimiento descrito en el cap 4. Con lo mencionado se elabora la siguiente tabla.

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{R}{D}$	A m^2	R m	$A R^{3/2}$	comparación
0.60	0.492	0.2776	1.107	0.416	0.617	mayor
0.50	0.3927	0.2550	0.684	0.375	0.459	mayor
0.48	0.3727	0.2434	0.639	0.365	0.428	menor
0.49	0.3827	0.2467	0.661	0.370	0.444	semejante

$$y_m = 0.4735 \text{ m}$$

b. Cálculo del tirante crítico

Utilizando la ec para flujo crítico

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

se obtiene el y_c

Como la alcantarilla no trabaja a presión, ya que para las condiciones del problema se pide que descargue libremente, para calcular el y_c se debe emplear el procedimiento descrito en el cap 4, para lo cual se utiliza la siguiente tabla:

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{B}{D}$	A m ²	B [*] m	$\frac{A^3}{B}$	comparación
0.60	0.4920	0.9798	1.167	1.470	0.923	menor
0.71	0.6964	0.9675	1.342	1.361	1.775	menor
0.72	0.6054	0.8980	1.362	1.347	1.876	menor
0.74	0.6231	0.8773	1.402	1.316	2.094	similar

$$y_c = 1.110 \text{ m}$$

* Corresponde al ancho de superficie libre de la Tabla 2 (aparece como T).

c. Tipo de perfil

De la comparación del y_m y el y_c se tiene que:

$$y_m < y_c$$

por lo que el tipo de perfil es "S"

De acuerdo con la fig 2 existen tres posibles perfiles tipo "S": S1, S2 ó S3, por lo que se necesita definir en qué zona se ubica el problema.

Del enunciado del problema se deduce que debe ser del tipo S2 ya que se está pidiendo que descargue libremente y los otros dos no cumplen con lo anterior.

d. Sección control

Como ya se tiene ubicado dónde se encuentra ubicado el y_c y no existe otra condición, este tirante será la sección de control y el análisis debe ser del y_c hacia aguas abajo, ver fig 13.

e. Cálculo de los tirantes a lo largo del perfil

Como el perfil es del tipo S2 el agua tiende al y_n , con lo cual los tirantes deben ser menores que el y_c . Para calcular los tirantes utilizaremos el método de incrementos finitos que se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta x = \frac{E_{i+1} - E_i}{S_0 - S_f}$$

Como de las características del problema se conoce la E_i sólo se escogerán tirantes menores que el y_c se irá calculando la Δx correspondiente. En la siguiente tabla se indica la secuencia de cálculo con las siguientes características:

1. Las columnas A y R están obtenidas según el procedimiento descrito en el cap 4.
2. La V se obtiene con la ec de continuidad $Q = VA$, no es válido aplicar la de Manning ya que ésta sólo es aplicable a flujo uniforme.
3. La E es igual a la suma de $y + \frac{v^2}{2g}$, como la pendiente S_0 es

menor de 0.1 no se necesita proyectar \bar{y} verticalmente.

4. La S_f se obtiene como:

$$S_f = \left(\frac{0.141}{2^{2/3}} \right)^2$$

5. La \bar{S}_f se obtiene como:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2} + \dots + S_{fn}}{n}$$

6. La ΔX se obtiene con la ec VIII para incrementos finitos ver tabla 3.

La ΔX total es igual a 44.6 m lo cual indica que se establece el flujo uniforme antes de los 95.0 m de la longitud de la tubería.

En la fig 13 se muestra el perfil del agua.

TABLA 3 CALCULO DEL PERFIL DEL EJEMPLO 6.1

$\frac{y}{D}$	y m	A m ²	R m	v m/s	$v^2/2g$ m	E m	S_f	\bar{S}_f	Δx_i m	Δx_T m
0.74	1.110	1.462	0.451	3.210	0.525	1.635	0.0036			
								0.00555	12.0	
0.57	0.855	1.041	0.406	4.324	0.953	1.808	0.0075			12.0
								0.00855	11.2	
0.53	0.795	0.951	0.383	4.731	1.141	1.936	0.0096			23.2
								0.01025	8.8	
0.51	0.765	0.906	0.380	4.956	1.257	2.022	0.0103			32.0
								0.01125	5.7	
0.50	0.750	0.864	0.375	5.092	1.322	2.072	0.0116			37.7
								0.0120	6.9	
0.49	0.735	0.821	0.370	5.226	1.392	2.127	0.0124			44.6

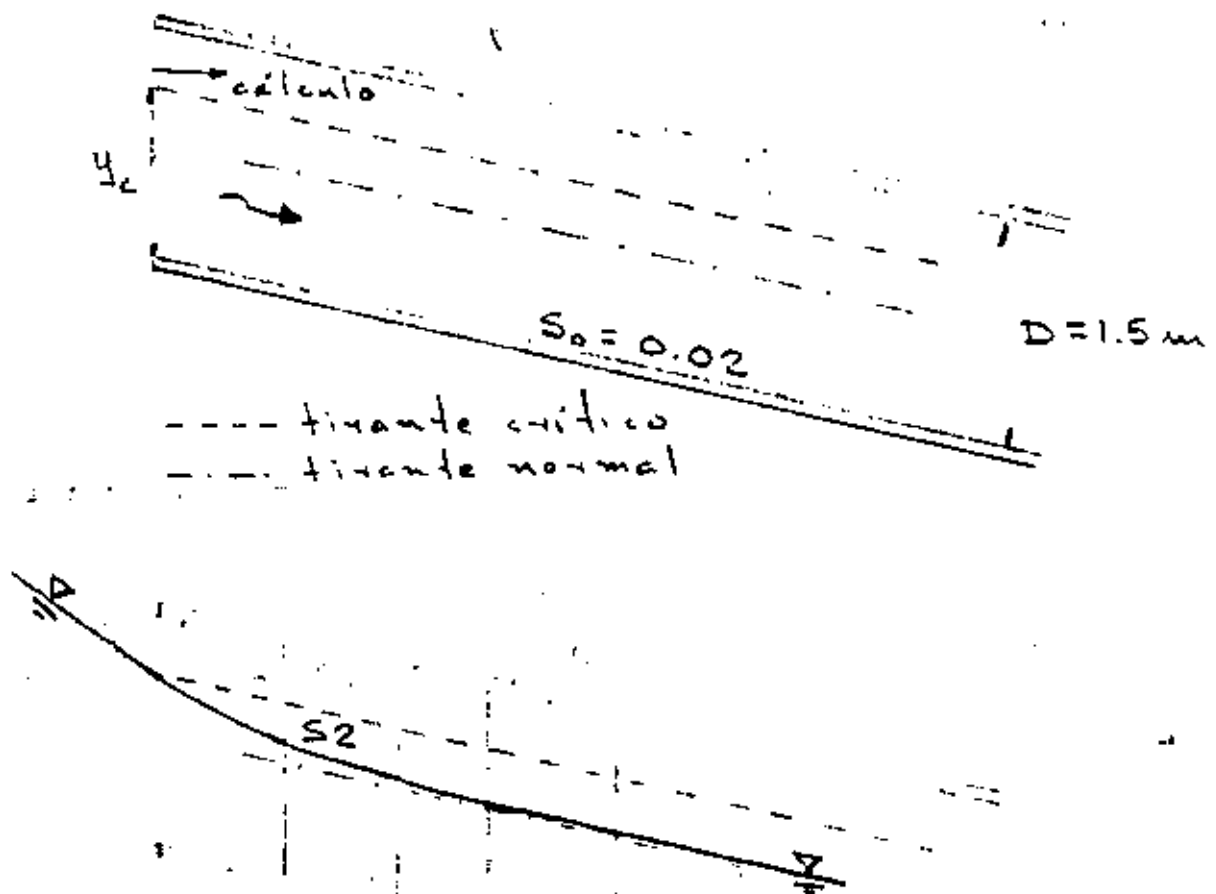


FIG. 13 PERFIL DEL AGUA, EJEMPLO 6.1

EJEMPLO 6.2 DISEÑO DE UNA ALCANTARILLA

Diseñar una alcantarilla circular de concreto con entrada redondeada para pasar un gasto máximo de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, con una pendiente $S_o = 0.045$, longitud de 28 m y el nivel aguas arriba de la entrada es de 5.3 m. La descarga es libre. Utilizar una n de 0.011.

Solución:

- Del enunciado del problema la salida es no sumergida por lo que el perfil del flujo puede ser del tipo 2, 3, 4, 5 ó 6.
- Como se desconoce el diámetro se supone un valor del mismo, en este caso se escogió $D = 1.5 \text{ m}$.
- Se calcula $H^* = 1.5 D = 2.25 \text{ m}$.
- Como $H = 5.3$ es mayor que H^* , con lo cual se tiene un perfil tipo 2 ó 3.
- Se determina si la alcantarilla es hidráulicamente corta o larga, para hacerlo se determina la relación L/D .
 $L/D = 28/1.5 = 18.65$
 Con $L/D = 18.65$ y $S_o = 0.045$, en la fig 7 para concreto, resulta que se trata de una alcantarilla hidráulicamente cor-

ta y $\sqrt{D} = 0.33$ (entrada redondeada), por lo tanto el perfil del flujo es del tipo 3.

- f. Se calcula la relación $H/D = 5.3/1.5 = 3.53$ por lo que es mayor que 1.2 por lo que el gasto descargado depende del nivel de entrada y no influye la forma de la entrada y la pérdida por fricción es despreciable.

- g. Se calcula el gasto Q con:

$$Q = C_d C_v \frac{\pi}{4} D^2 \sqrt{2g \left(H - \frac{D}{2} \right)}$$

$$C_c = 0.61 \quad \text{para bordes redondeados}$$

$$C_v = 1 - \frac{1}{12.8 \left(\frac{H}{D} - 0.5 \right)^2} = 1 - \frac{1}{12.8 (3.53 - 0.5)^2}$$

$$C_v = 0.983$$

$$Q = 10.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

- h. El gasto de $10.2 \text{ m}^3/\text{s}$ es parecido al de diseño por lo que el diámetro de 1.5 m es el adecuado para transportar el gasto.

BIBLIOGRAFIA

1. Chow, V. T., "Open Channel Hydraulics", Mc Graw Hill Co, New York 1959, caps 4, 5, 6, 9, 11, 15 y A.a.
2. Henderson, F. M., "Open Channel Flow", Mc Millan, New York 1966, caps 2, 3, 4 y 7.
3. Sotelo, G., "Hidráulica II", Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México.
4. Sotelo, G., "Hidráulica General" Volumen 1, Ed. Limusa, México 1974, cap 4.
5. Cruickshank, C., "Modelos para el tránsito de avenidas en cauces con llanuras de inundación", Informe interno Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México 1974.
6. Sotelo, G., "Drenaje en carreteras y aeropuertos", Publicación 315, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México 1973.

Método del Road Research Laboratory (RRL)

El método considera que, en una zona urbanizada, el gasto máximo que se utiliza para el diseño será producido solamente por las superficies impermeables conectadas al sistema de alcantarillado. Para aplicar el método se requiere:

- I. Elaborar un plano de la cuenca en el que se muestre el sistema de alcantarillado y las superficies impermeables conectadas a él.
- II. Calcular los tiempos de traslado desde un punto cualquiera de la cuenca hasta el punto de interés, y construir un plano de isócronas.
- III. Calcular un hidrograma virtual de entradas al sistema de alcantarillado secundario.
- IV. Calcular la regulación del hidrograma virtual de entrada, debida al almacenamiento en el sistema de alcantarillado secundario.

A continuación se explica con detalle cada una de estas partes.

I. Plano

En un plano base, se delimita la cuenca de aportación de superficies impermeables, anotando la longitud, pendiente y rugosidad estimada, para cada subcuenca conectada a un punto de ingreso al alcantarillado secundario.

En cuanto al alcantarillado en sí, se anota la longitud, diámetro, pendiente y coeficiente de rugosidad de cada tramo.

II. Tiempos de traslado

Para las superficies conectadas con el alcantarillado se utiliza la fórmula empírica calibrada por Hicks (19).

$$t_t = \frac{C_2 \cdot l^x}{\sigma^y S^z} \quad (5.7)$$

donde

t_t tiempo de traslado

l longitud del elemento de superficie

S pendiente del elemento de superficie

σ intensidad de la lluvia, para un periodo de retorno de 5 años,

Los valores de C_2 , x , y , z obtenidos por Hicks para diferentes tipos de superficie aparecen en (19).

Para el alcantarillado se utiliza la fórmula de Manning para flujo establecido

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (5.8)$$

donde

V velocidad media de traslado

n coeficiente de rugosidad de Manning

R radio hidráulico calculado con el tubo (o el canal) lleno.

S pendiente del tramo

El tiempo de traslado en el tramo se calcula entonces como

$$t_t = \frac{L}{V} \quad (5.9)$$

Una vez calculados los tiempos de traslado correspondientes a cada elemento, se dibujan las curvas isócronas sobre el plano base. Cada isócrona debe unir todos los puntos de la cuenca a partir de los cuales el tiempo de traslado hasta el punto de interés es el mismo, como se muestra en la fig 5.1. Se recomienda definir entre 3 y 6 isócronas, para incrementos de tiempo Δt constante.

III. Hidrograma virtual de entrada

El hidrograma virtual de entrada se calcula mediante los siguientes pasos:

1. Se calculan las áreas entre isócronas y se designan como A_1, A_2, \dots, A_n , de tal manera que A_1 es el área comprendida entre la isócrona más cercana al punto de interés y el propio punto; A_2 el área comprendida entre la isócrona anterior y la que le sigue, etc.
2. Se define la precipitación para intervalos de tiempo Δt iguales a la separación entre isócronas. Los valores de precipitación se designan como P_1, P_2, \dots, P_n , donde los índices corresponden a los tiempos
3. Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con la siguiente convolución:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= 0 \\
 Q_2 &= A_1 P_1 \\
 Q_3 &= A_1 P_2 + A_2 P_1 \\
 Q_4 &= A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1 \\
 &\dots \\
 &\dots \\
 Q_j &= A_1 P_{j-1} + A_2 P_{j-2} + \dots + A_{j-1} P_1
 \end{aligned}
 \tag{5.10}$$

Las ordenadas del hidrograma virtual de entrada, dado por las ecuaciones (5.10), estarán separadas entre sí un intervalo Δt .

IV. Regulación en el alcantarillado

La regulación del hidrograma virtual de entrada en el alcantarillado se calcula de la siguiente forma:

1. Se efectúan cálculos previos para definir la relación almacenamiento descarga que, junto con la ecuación de continuidad, permitirá calcular el tránsito de cualquier hidrograma virtual de entrada por el alcantarillado secundario.

Para determinar la curva que relaciona a cada posible gasto de descarga QD con el almacenamiento V en el alcantarillado, se supone que el régimen es establecido y que si se procede en la dirección contraria al flujo, al encontrar una bifurcación el gasto se reparte proporcionalmente al cuadrado del diámetro de los tubos que llegan a ella.

Para construir la curva se seleccionan varios gastos de descarga (por ejemplo 6), para condiciones que van desde que el tramo conectado al punto en estudio (en el que se desea calcular el hidrograma de ingreso al programa de conducción de flujos) está prácticamente vacío, hasta que está completamente lleno.

Para cada valor del gasto de descarga, se determina el nivel de la superficie libre del agua en el tramo conectado al punto de interés, utilizando la fórmula de Manning con flujo establecido. Al llegar a una bifurcación, el gasto se reparte proporcionalmente al cuadrado de los diámetros y se continúa hacia aguas arriba hasta determinar el nivel en todos los tubos. Una vez determinado el nivel de todos los tubos, se determina el volumen total almacenado en ellos.

Los valores correspondientes de QD y V se anotan y se dibuja la curva QD contra V que servirá de base para transitar cualquier hidrograma.

2. Se hace el tránsito del hidrograma virtual de entrada.

La fig 5.2 muestra las curvas $O Q_1 Q_2$ que representa un tramo del hidrograma virtual de entrada, y $O S_1 S_2$ que representa un tramo del hidrograma de salidas por el punto de interés. Expresando la ecuación de continuidad en incrementos finitos, se tiene que

$$\frac{\Delta t}{2} (Q_1 + Q_2) = \frac{\Delta t}{2} (S_1 + S_2) + V_2 - V_1 \quad (5.11)$$

donde

V_2 y V_1 son los volúmenes almacenados en los tiempos 2 y 1 respectivamente.

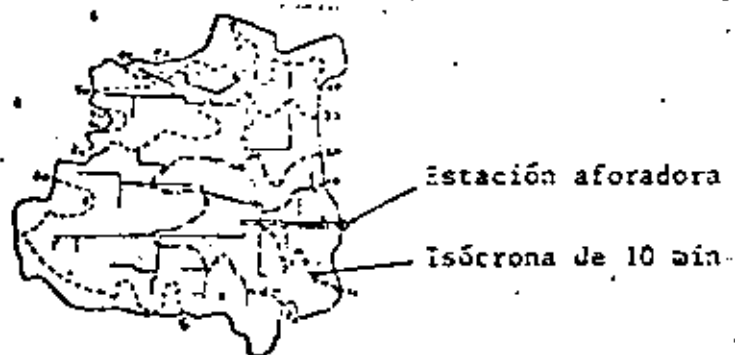
Agrupando convenientemente, la ecuación (5.11) puede escribirse como:

$$\frac{\Delta t}{2} (Q_1 + Q_2 - S_1) + V_1 = \frac{\Delta t}{2} S_2 + V_2 \quad (5.12)$$

conocido el valor del lado izquierdo de (5.12), digamos que vale K , la ecuación puede resolverse por tanteos encontrando una pareja de valores S_2 y V_2 en la curva gastos de descarga contra volúmenes almacenados definida en el paso 1, que cumplan con la igualdad

$$K = \frac{\Delta t}{2} S_2 + V_2$$

Para que el primer miembro de la ecuación (5.12) sea siempre conocido, el problema se resuelve por pasos, de tal manera que el primer paso S_1 y V_1 valen cero por lo que S_2 y V_2 pueden ser calculados. Para el segundo paso se utilizan los valores calculados en el primero, y así sucesivamente.



Pluviógrado
Interceptores
Colector

Fig 5.1

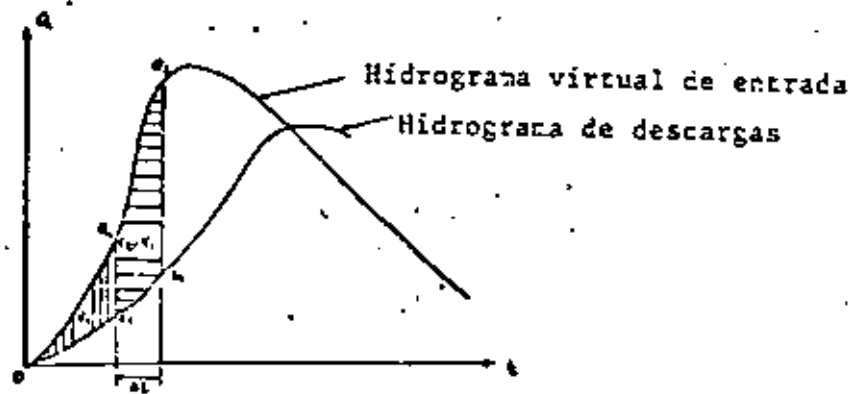


Fig 6.2

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DIVISION OF THE PHYSICAL SCIENCES
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5780 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637
TEL: 773-936-3700
FAX: 773-936-3701
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam

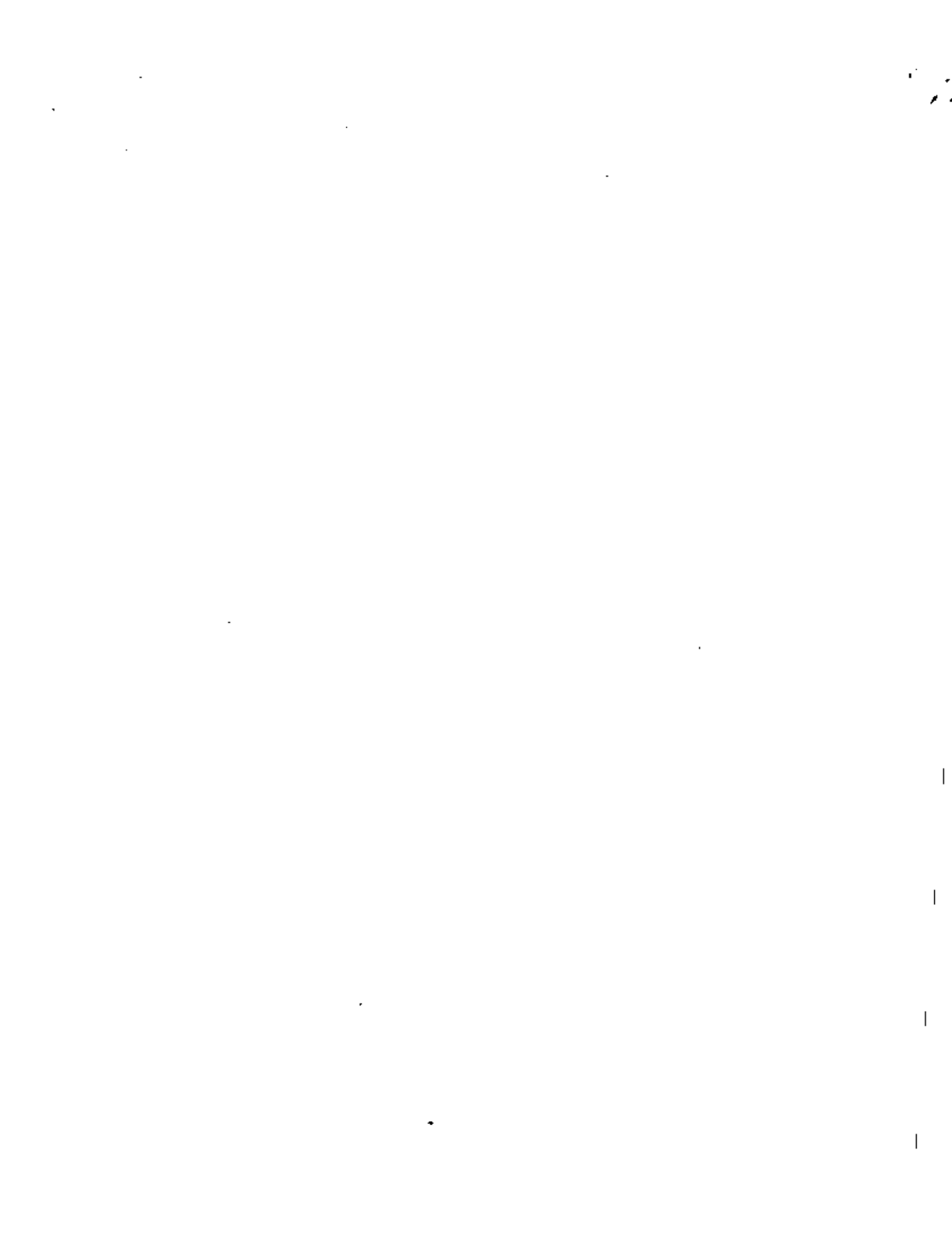


SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

OPTIMIZACION DE REDES

DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

AGOSTO, 1980



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

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; $L^3/t\text{-hab.}$

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

$$\boxed{Q_u = 5 Q_{av}^{4/5} f^{1/5}} \quad (2)$$

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

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (5)^{22/3} D_{\min_i}^{-16/3} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^2 L_i Q_{av_i}^{8/5} f^{5/2} \quad (10)$$

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

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \geq (5)^{-22/9} \left(\frac{n}{k_2}\right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i V_{\max_i}^{8/3} \quad (11)$$

Similarmente

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (5)^{-22/9} \left(\frac{n}{k_2}\right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i V_{\min_i}^{8/3} \quad (12)$$

Colchón de tierra.- $\bar{G}_i - \underline{E}_i \geq H_{\min}$, por lo tanto

$$2\bar{G}_i - (\bar{E}_i - \underline{E}_i) - (\bar{E}_i + \underline{E}_i) \geq 2 H_{\min} \quad (13)$$

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.

$$\underline{E}_i \leq \underline{E}_j \quad , \quad \text{o sea}$$

$$\boxed{-(\bar{E}_i - \underline{E}_i) + (\bar{E}_i + \underline{E}_i) + (\bar{E}_j - \underline{E}_j) - (\bar{E}_j + \underline{E}_j) \leq 0} \quad (16)$$

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.

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

$$D_i = 5^{11/8} \left(\frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/8} \left\{ \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \right\}^{-3/16} Q_{av_i}^{3/10} f^{3/40} \quad (5)$$

la sustitución de (5) en (3) conduce a

$$v = \left(\frac{k_2}{n} \right)^{3/4} (5)^{11/2} \left(\frac{1}{k_1} \right)^{1/4} \left(\frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \right)^{3/8} Q_{av_i}^{1/5} f^{1/2} \quad (6)$$

Excavación.- La profundidad media de un tramo de tubería está dado por

$$x = \frac{1}{2} \left[(\bar{G}_i - \bar{E}_i) + (\underline{G}_i - \underline{E}_i) \right] = \frac{1}{2} \left[(\bar{G}_i + \underline{G}_i) - (\bar{E}_i + \underline{E}_i) \right] \quad (7)$$

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:

$$K = \sum_{i=1}^n \{ aL_i + \left[b(5)^{11/4} \left(\frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/4} Q_{av_i}^{3/5} L_i^{11/8} \right] (\bar{E}_i - \underline{E}_i) + \frac{cL_i}{4} (\bar{G}_i + \underline{G}_i)^2 - \frac{cL_i}{2} (\bar{G}_i + \underline{G}_i) (\bar{E}_i + \underline{E}_i) + \frac{cL_i}{4} (\bar{E}_i + \underline{E}_i)^2 \} \quad (9)$$

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:

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.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



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

Agosto, 1980

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

$$(18) \quad 1^B_i = 5^{22/3} D_{\min_i}^{-16/3} \frac{n}{k_1 k_2} {}^2 L_i Q_{av_i}^{8/5} f^{5/2}$$

$$2^B_i = \left[5^{-22/9} \left(\frac{n}{k_2} \right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i \right] V_{\max_i}^{8/3}$$

$$3^B_i = \left[5^{-22/9} \left(\frac{n}{k_2} \right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i \right] V_{\max_i}^{8/3}$$

$$4^B_i = 2 \bar{G}_i - 2H \min$$

$$5^B_i = - \frac{L_i}{L_{i-1}} \left(\frac{Q_{av_i}}{Q_{v_{i-1}}} \right)^{8/5}$$

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

$$x_i \leq \frac{1}{2} ({}^1 B_i + {}^3 B_i)$$

$$x_i \geq {}^2 B_i$$

$$x_i + x_i^1 \leq {}^4 B_i$$

$$x_i + {}^5 B_i x_{i-1} \geq 0$$

$$x_i + x'_i - x'_{i-1} + x_{i-1} \leq 0$$

$$-x_i + x'_i + x_j - x'_j \leq 0$$

$$x_j > 0$$

$$i = 1, \dots, N \text{ y } j = 1, \dots, L$$

El modelo dado por (19) constituye la forma particular del problema de programación no lineal de una red de alcantarillado,

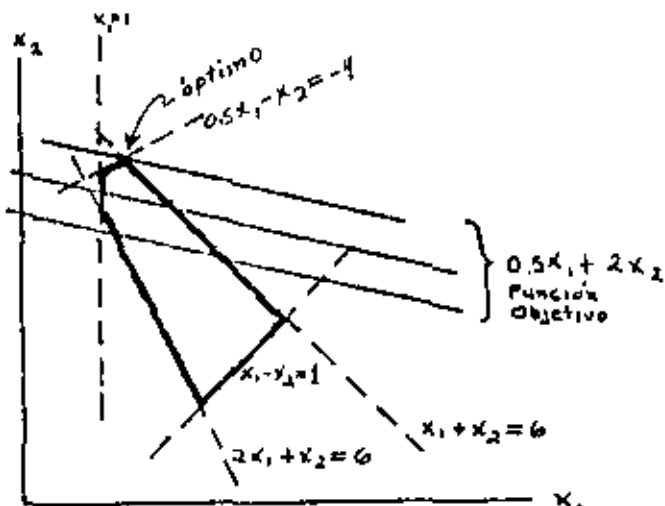


Fig 1. Solución gráfica de un problema de programación lineal

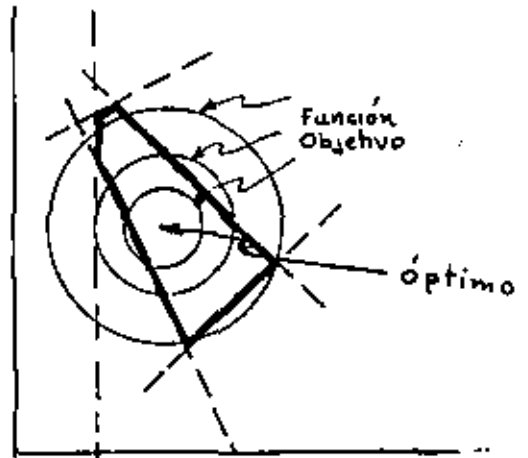


Fig 2. Solución óptima dentro de la zona de soluciones factibles

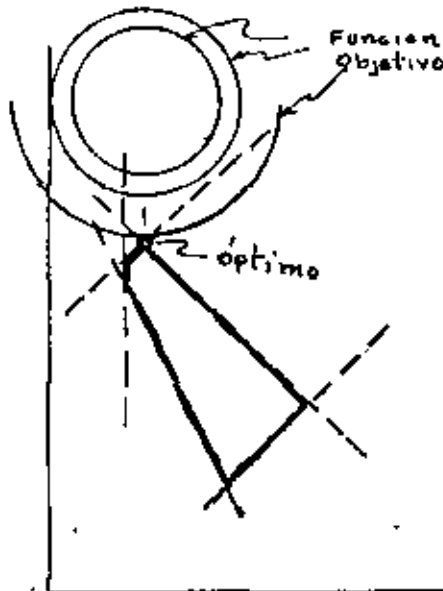


Fig 3. Solución óptima en un vértice de la zona de soluciones factibles.

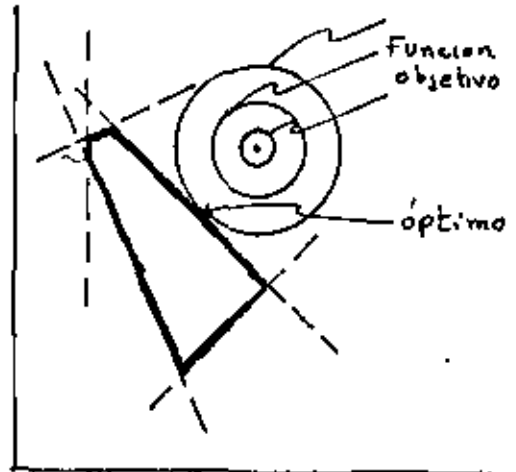


Fig 4. Solución óptima en una arista de la zona de soluciones factibles

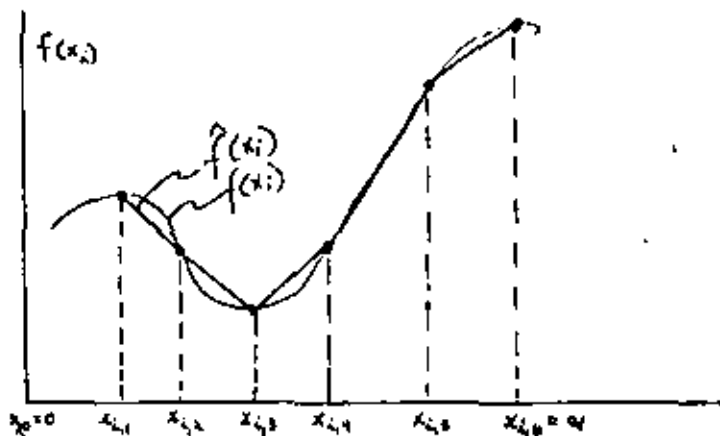


Fig 5. Aproximación lineal de una función no lineal con una rejilla $x_{i,k}$

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 $\Sigma_4 W_i + {}_3W_i x_i + {}_2W_i x_i' + {}_1W_i x_i'^2$, está compuesta de $f(x_i)$ y $f(x_i')$ tales que

$$(20) \quad f(x_i) = {}_3W_i x_i$$

$$f(x_i') = {}_2W_i x_i' + {}_1W_i x_i'^2$$

$$(21) \quad z = \sum_4 W_i + f(x_i) + f(x'_i)$$

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 $x_{i,0} = 0$, $x_{i,1} < x_{i,2} <$

$< x_{i,r} = a$ 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

$$(22) \quad \min \sum_{i=1}^N W_i + \hat{f}(x_i) + \hat{f}(x'_i)$$

de tal manera que el problema (19) será tratado como

$$(22') \quad \min \sum_{i=1}^N W_i + \hat{f}(x_i) + \hat{f}(x'_i)$$

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 Λ_k y Λ_{k+1} únicas tales que para el intervalo

$$x_{i,k} \leq x_i \leq x_{i,k+1}$$

$$(25) \quad x_i = \Lambda_k x_k + \Lambda_{k+1} x_{k+1}$$

$$\hat{f}(x_i) = \Lambda_k f(x_{i,k}) + \Lambda_{k+1} f(x_{i,k+1})$$

$$\Lambda_k + \Lambda_{k+1} = 1 \quad \text{y} \quad \Lambda_k \geq 0, \Lambda_{k+1} \geq 0$$

y para el intervalo completo $0 \leq x_i \leq \alpha$

$$(26) \quad x_i = \sum_{k=0}^r \Lambda_k x_{i,k}$$

$$\hat{f}(x_i) = \sum_{k=0}^r \Lambda_k f(x_{i,k})$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_k = 1 \quad \Lambda_k \geq 0 \quad \forall k$$

Entonces el problema (22') se trata como

$$(27) \quad \min_{i=1}^N \left[4W_i + \sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} f(x_{i,k}) + \sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} f(x'_{i,k}) \right]$$

sujeto a las restricciones

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} - \frac{1}{2} (1^{B_i} + 3^{B_i})$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} \geq 2^{B_i}$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda'_{i,k} x'_{i,k} \leq 4^{B_i}$$

$$5^{B_i} \sum_{k=0}^r \Lambda_{i-1,k} x_{i-1,k} + \sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} \geq 0$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda_{i,k} x_{i-1,k} - \sum_{k=0}^{r'} \Lambda'_{i-1,k} x'_{i-1,k} + \dots$$

$$\dots \sum_{k=0}^r \Lambda_{i-1,k} x_{i-1,k} \leq 0$$

$$-\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^r \Lambda_{j,k} - \sum_{k=0}^{r'} \Lambda'_{j,k} x_{j,k} \leq 0$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} = 1 \quad \Lambda_{i,k} \geq 0 \quad \forall_i \text{ y } \forall_k$$

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-

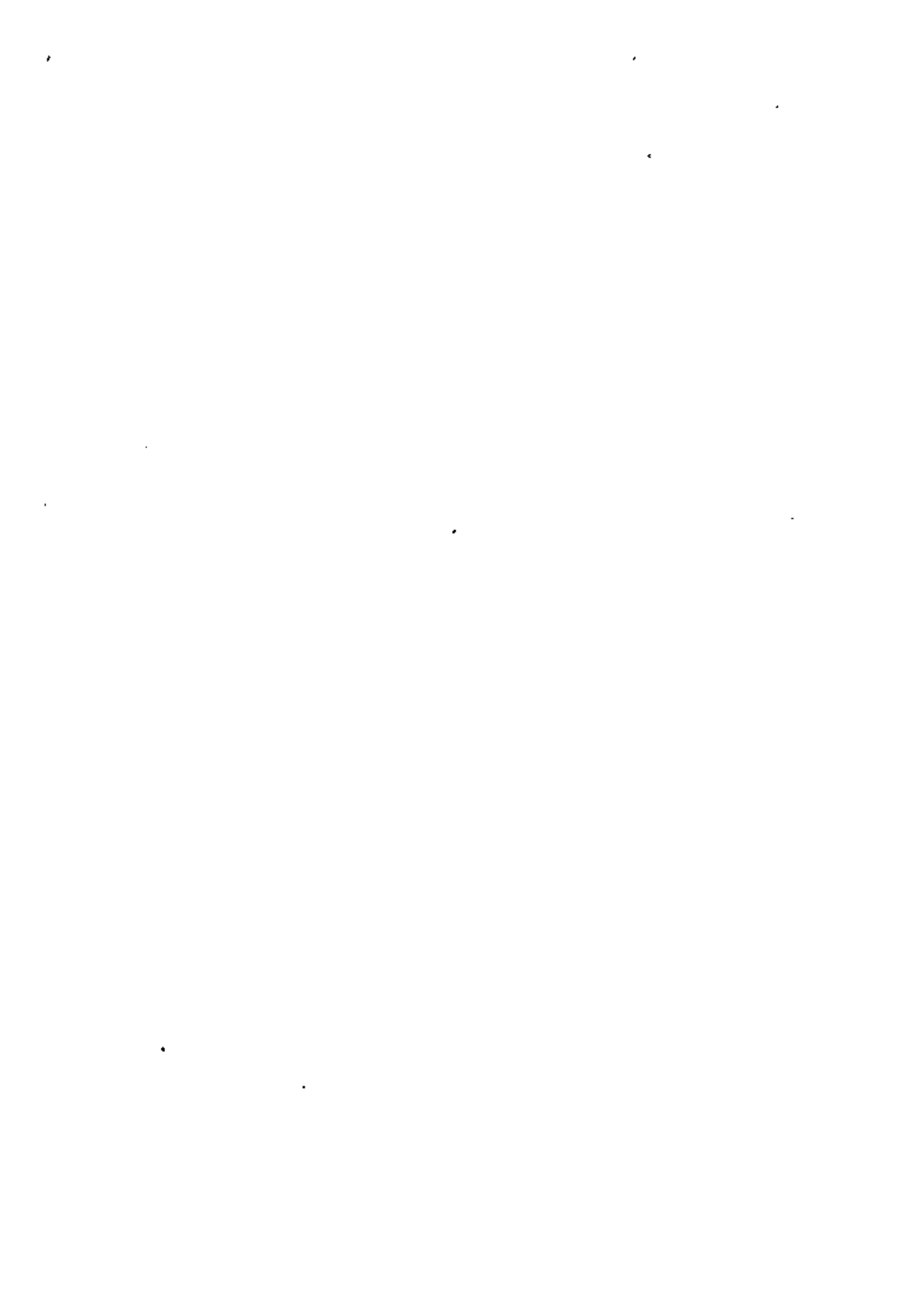
ción a $f(x_i)$; y las $\Lambda_{i,k}$ son ahora las variables de un problema de programación lineal.

Por lo tanto el problema (27) puede ser resuelto por el método simplex de programación lineal cuyos valores de Λ 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.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN

ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO

AGOSTO, 1980



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 zanjás.
 - 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.

1. $\frac{1}{x^2}$

2. $\frac{1}{x^3}$

3. $\frac{1}{x^4}$

4. $\frac{1}{x^5}$

5. $\frac{1}{x^6}$

6. $\frac{1}{x^7}$

"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 "níveletas".

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 lápiz 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.

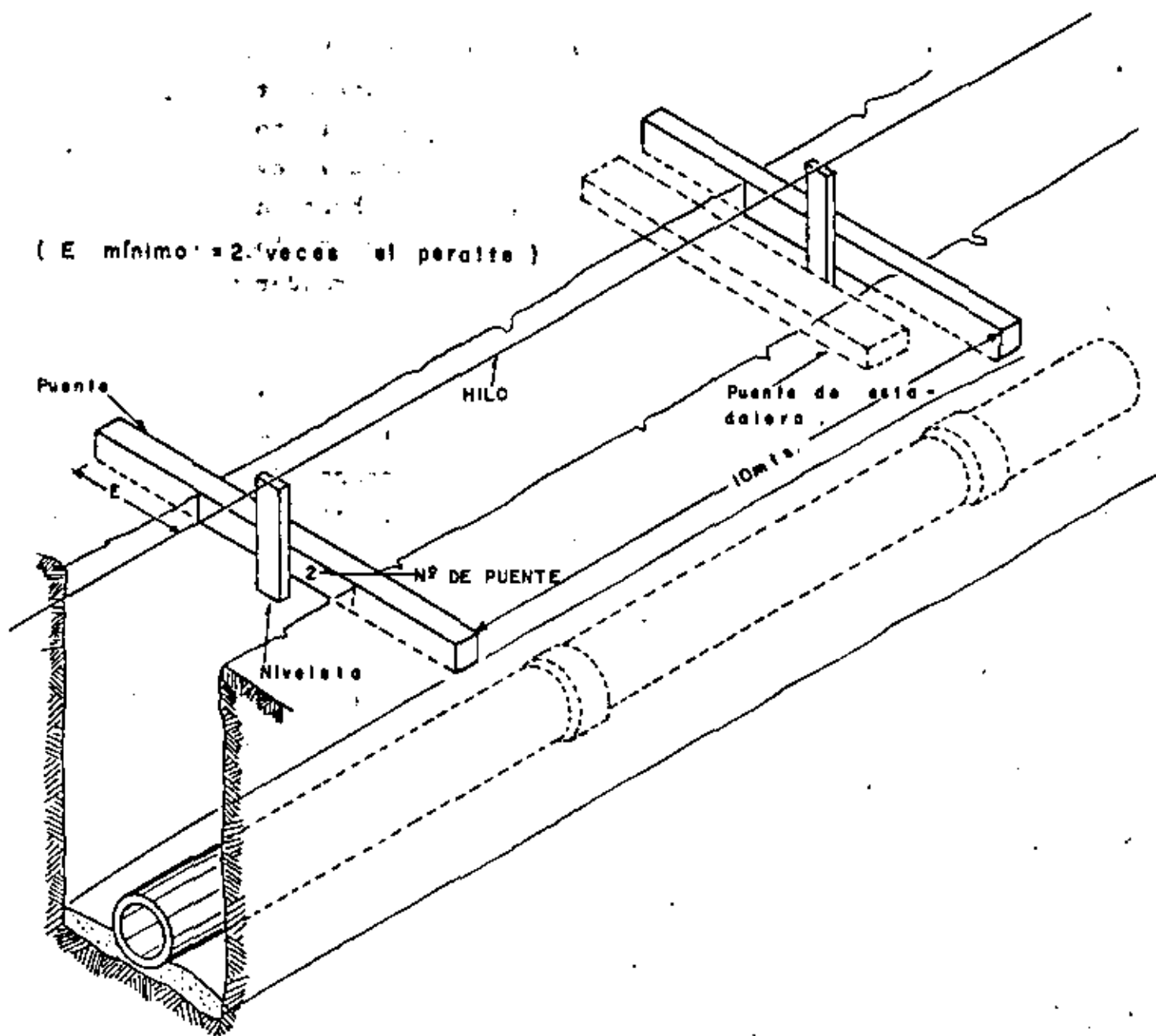
Un aparato Laser instalado en la chimenea de un pozo de visita se ilustra en la figura 3. La base del aparato se fija sobre el punto de partida utilizando la perforación central de fijación y un brazo vertical con un ojo de buey en la parte superior es colocado coincidiendo con el centro del aparato 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 dis

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".

FIGURA 1

(E mínimo = 2 veces el peralte)



PROCEDIMIENTO DE INSTALACION DE ATARJEAS

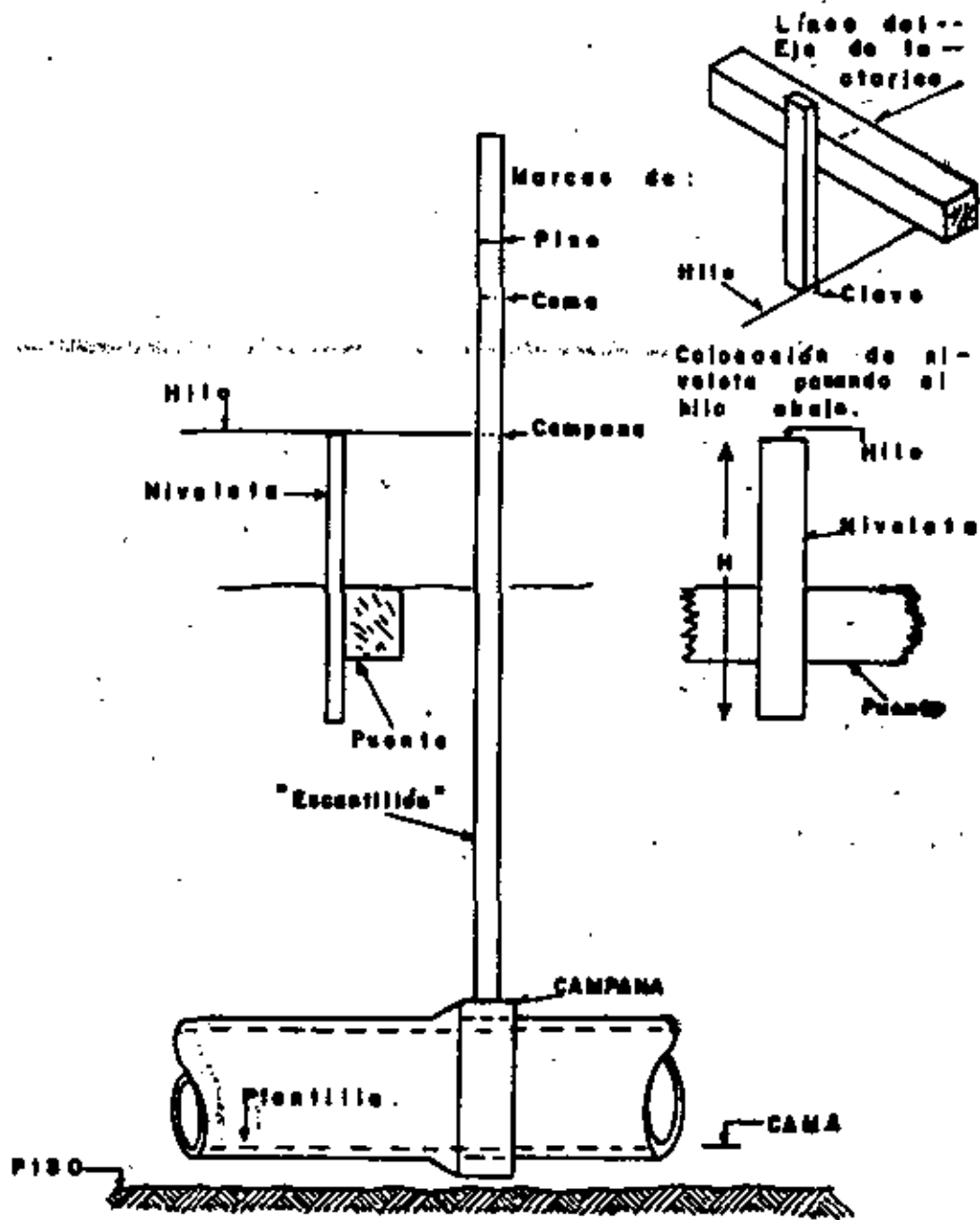
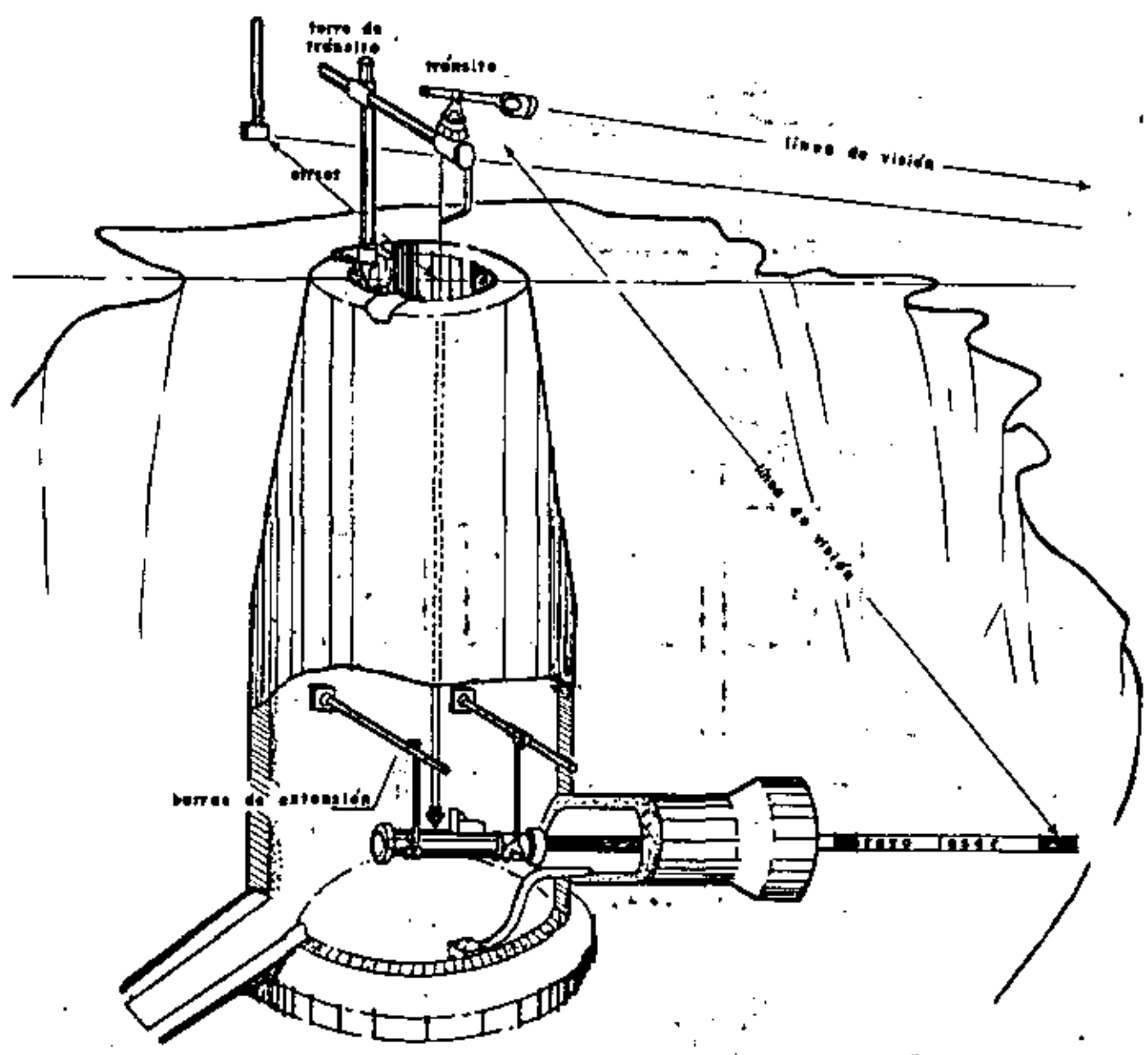


FIGURA 2

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 m³ (3/8 a 3 yd³). 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 ³)	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 esto 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 dimensiones de la cepa a las estrictamente necesarias. Como este tipo 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 rellenando 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.

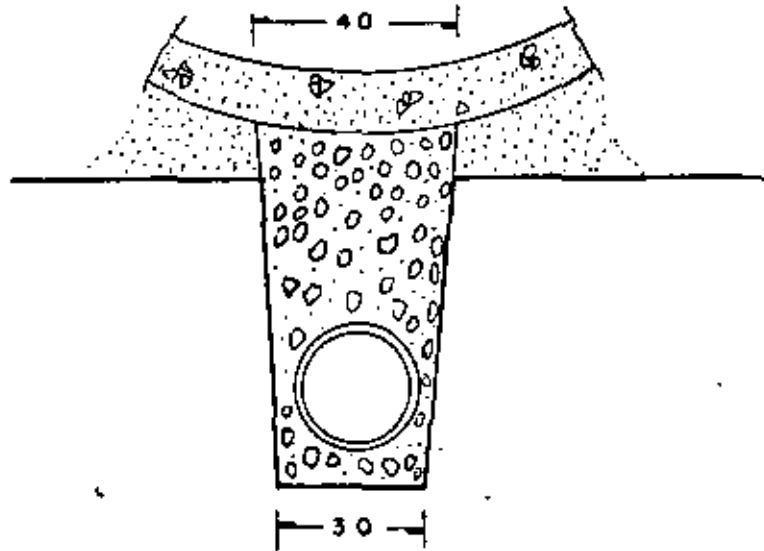


FIGURA 4.

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 medibles, por ejemplo, una infiltración de 500 galones/pulg. de ϕ /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 \varnothing /milla/día. Por ejemplo, una tolerancia típica es 290 galones/pulg.de \varnothing /milla/día bajo una carga de 10 pies, mientras que otras especificaciones dan un valor máximo de 200 galones/pulg.de \varnothing /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

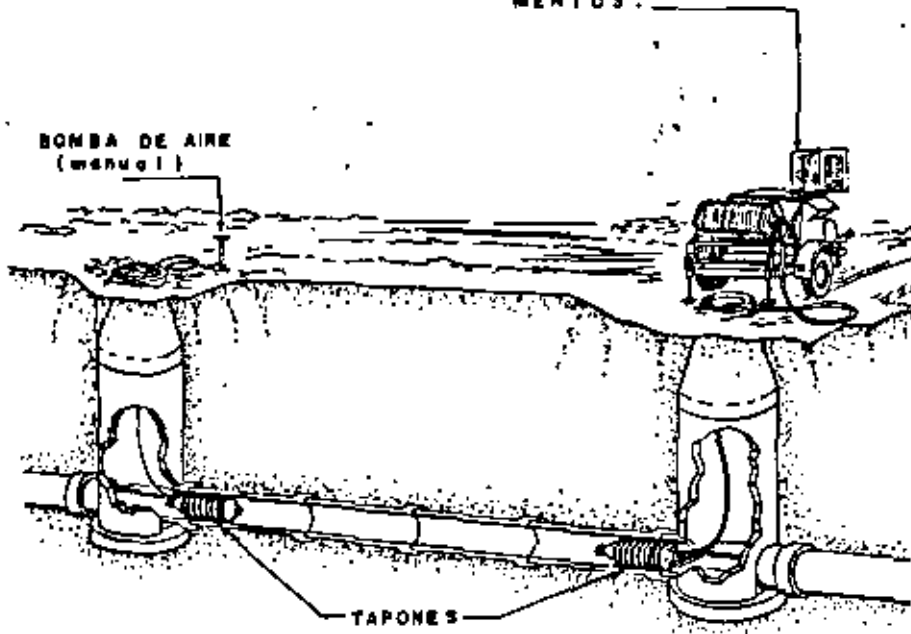
Diámetro de la alcantarilla en pulgadas.	Filtración en gal/hr/100 pies para las siguientes relaciones en gal/pulg.de ϕ /milla/día.				
	100	200	300	400	500
8	0.63	1.3	1.9	2.5	3.2
10	0.79	1.6	2.4	3.2	4.0
12	0.95	1.9	2.8	3.8	4.7
15	1.2	2.4	3.5	4.7	5.9
18	1.4	2.8	4.3	5.7	7.1
21	1.7	3.3	5.0	6.6	8.3
24	1.9	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

COMPRESOR Y TANQUE
DE AIRE MONTADO -
SOBRE UN CARRITO ,CON
MANGUERAS , MALACATE
Y TABLERO DE INSTRU -
MENTOS .



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 úse 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.

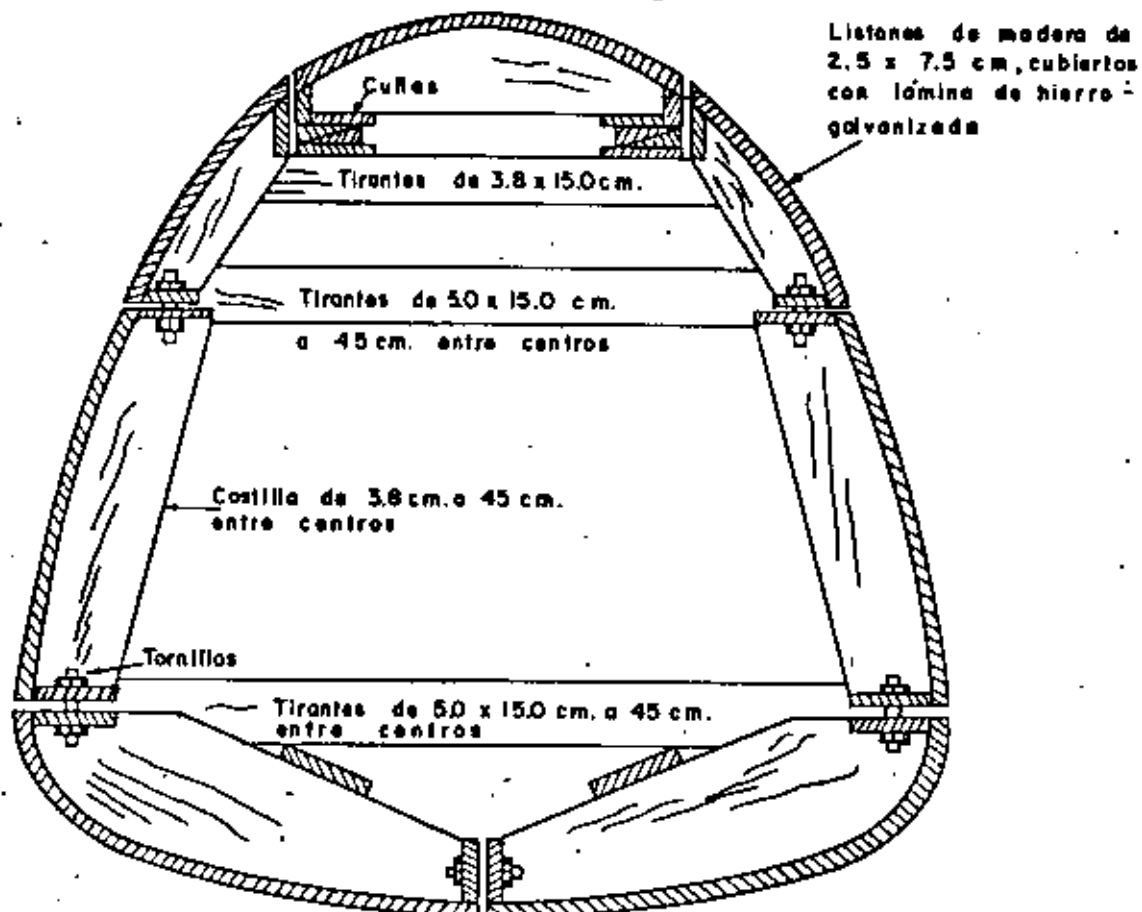
Lo normal es rellenar con tierra limpia, arena, arcilla o cualquier material fino hasta 60 cm. encima de la clave del tubo, apisonando con pisón de mano en capas de 20 cm. de espesor y cuidando la compactación a los lados del tubo mediante un "acostillador".

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

30



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 m³/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 m³/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 estabilidad 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 manto.

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 construídos 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 con siste 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 terraplén 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 Gufas 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 coírugado 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.

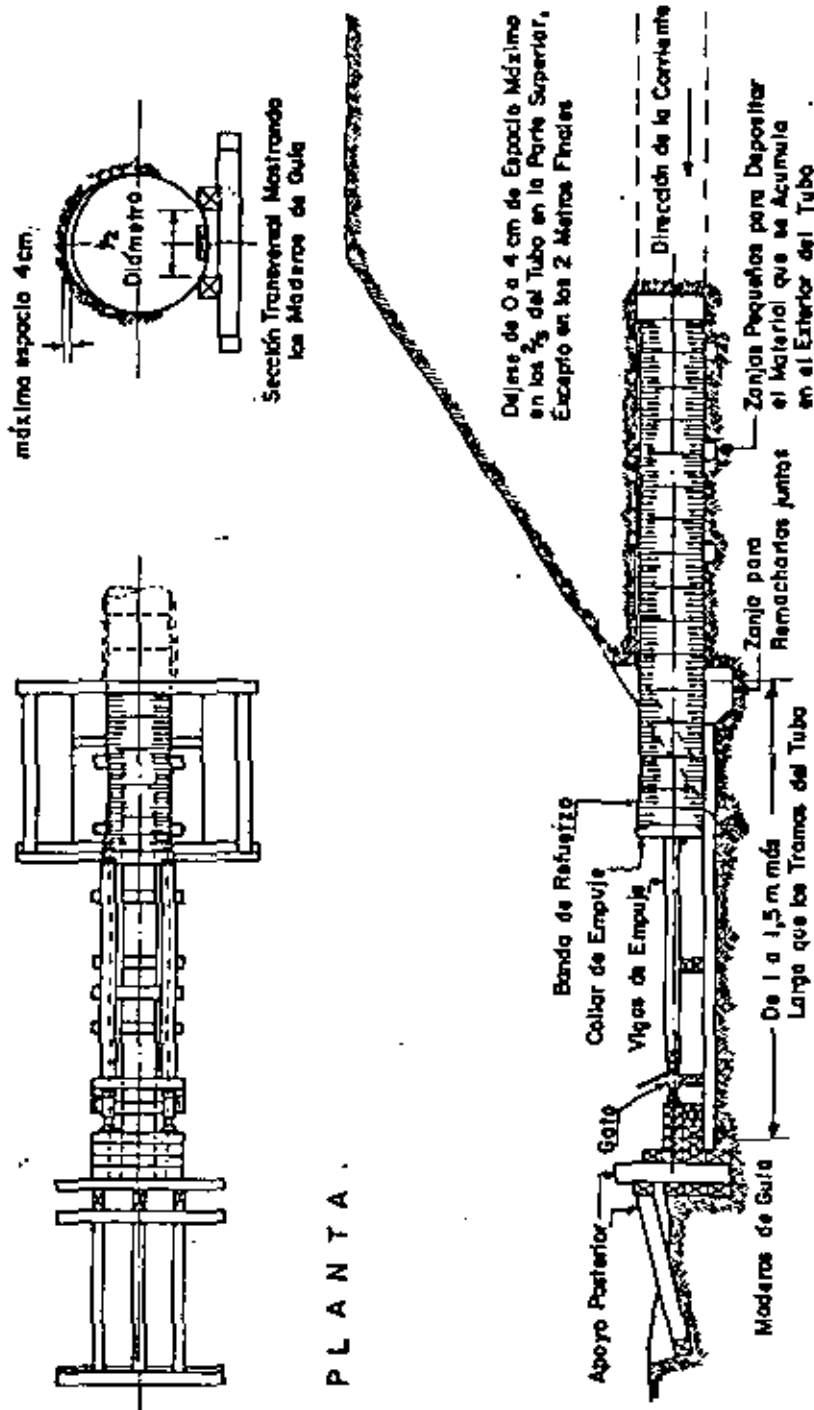
Cuadrilla de Trabajo.- Un capataz y 4 hombres en cada turno son suficientes para la operación; sin embargo, durante el trabajo preliminar de excavación de la zanja de trabajo y colocación del apoyo exterior puede emplearse un número mayor de hombres o sea el equivalente a 2 cuadrillas.

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



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 $S_o = Q_o/Q$ y y_o/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 $F = \sqrt{g d}$, 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 φ . 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 $g' = \frac{g(\rho_2 - \rho_1)}{\rho}$, 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 $R = \frac{v d}{\nu}$, 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 $\frac{v_{\text{tubo}}^2}{2g}$ 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 $\frac{v_t^2}{2g} o \left(h + \frac{v_t^2}{2g} \right)$ 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.

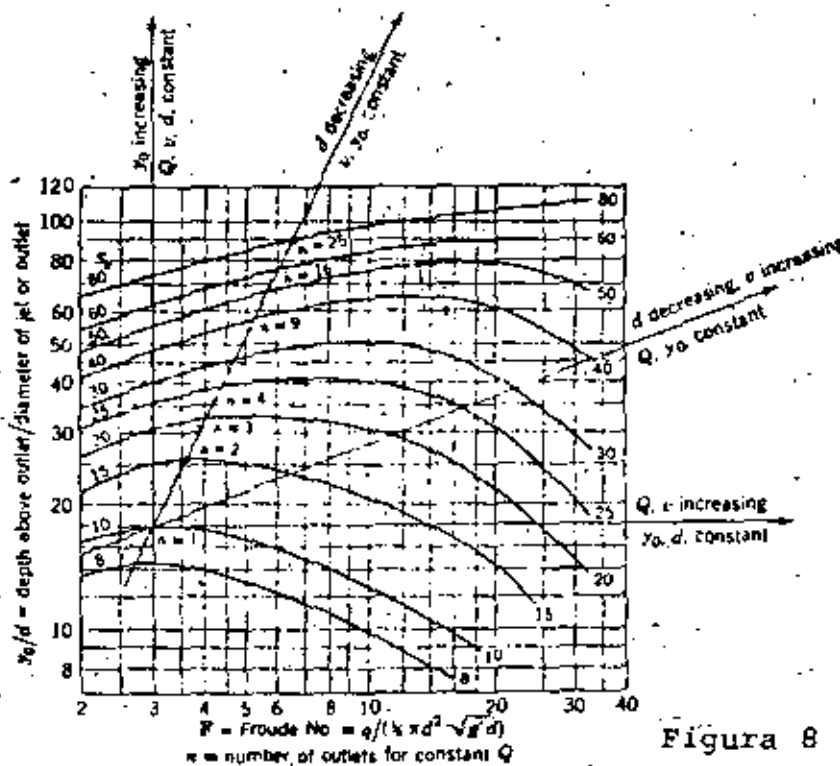


Figura 8

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 .

... LA ... UNA ...
... 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.
- - - - -



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

PREŞUPUESTO Y COSTOS DE SISTEMA

ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO

AGOSTO, 1980



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 alzado 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 considerar los salarios reales y nos los salarios base del personal, pues como lo analiza la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, 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:

$$R = \frac{V \times E \times F}{C \times A} = \frac{3,600 \times V \times E \times F}{C \times A}$$

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.

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.
- - - - -





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

MATERIALES PARA LAS CONDUCCIONES DE AGUA

ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO

AGOSTO, 1980



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 Hierro 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 - V I I I .

"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 de gran importancia 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.

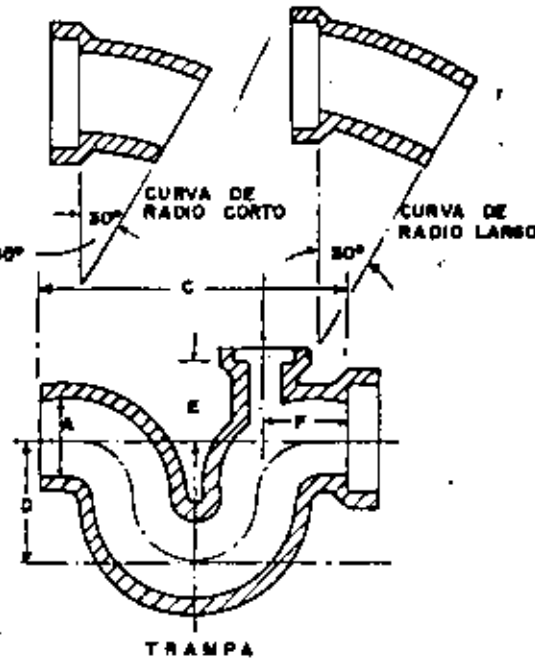
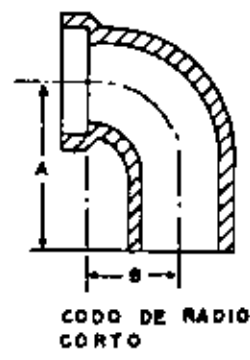
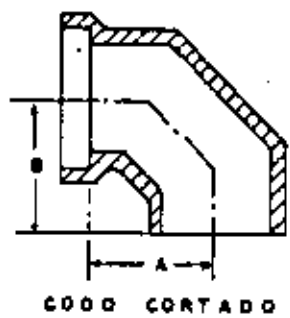
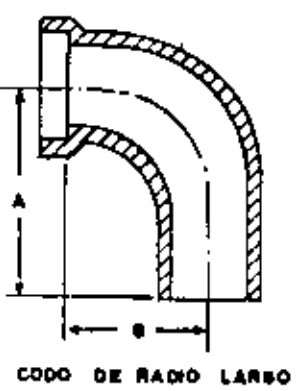
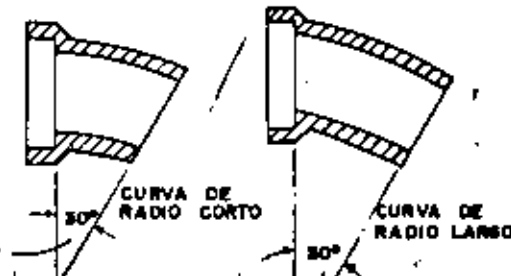
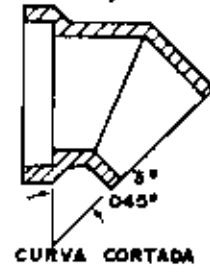
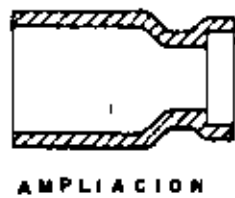
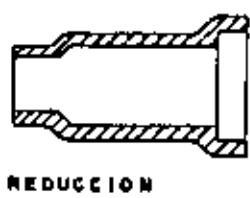
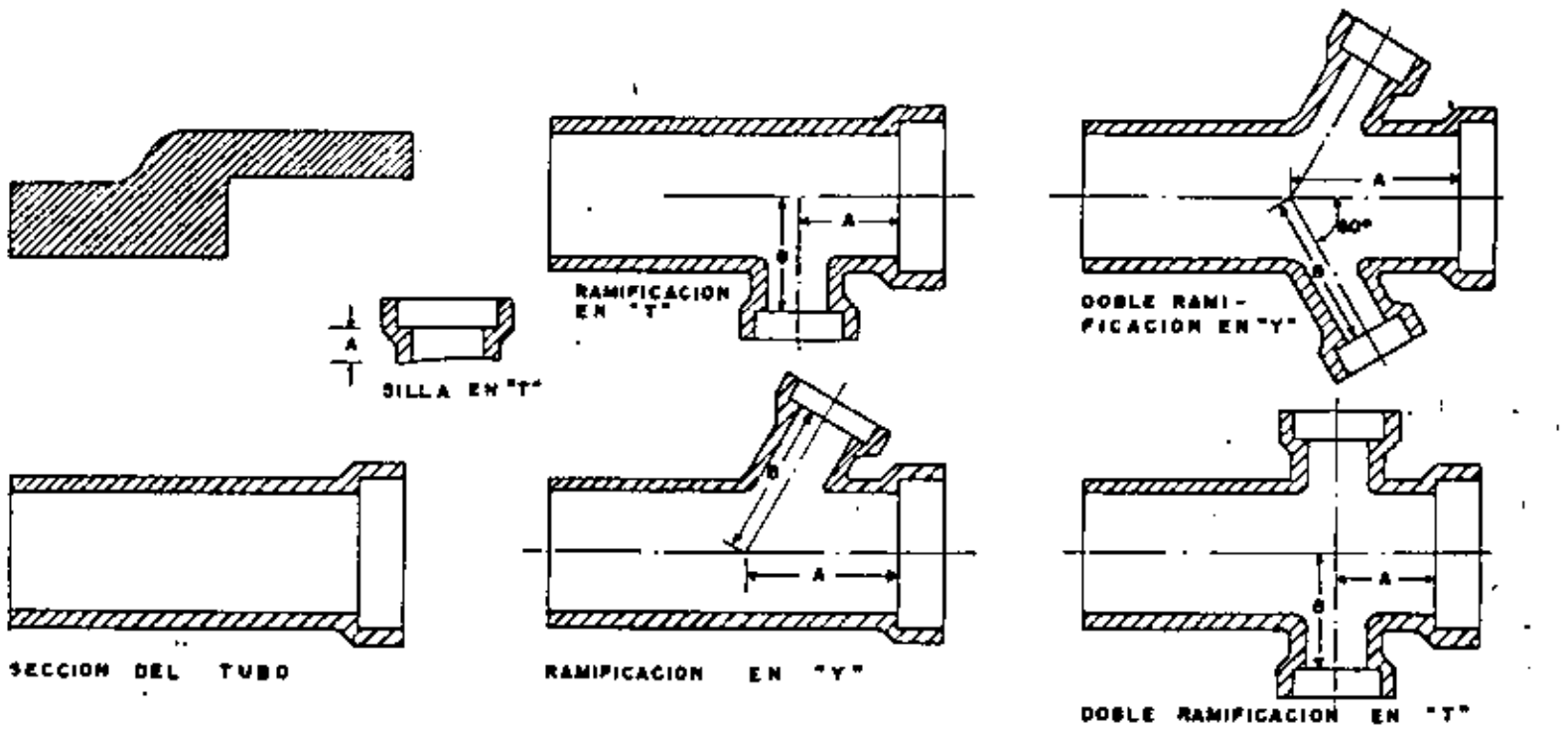
8.4.1 Fabricación de tubos y piezas especiales de barro vitrificado.

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 mandril 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 mandril 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.

8.4.3 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.

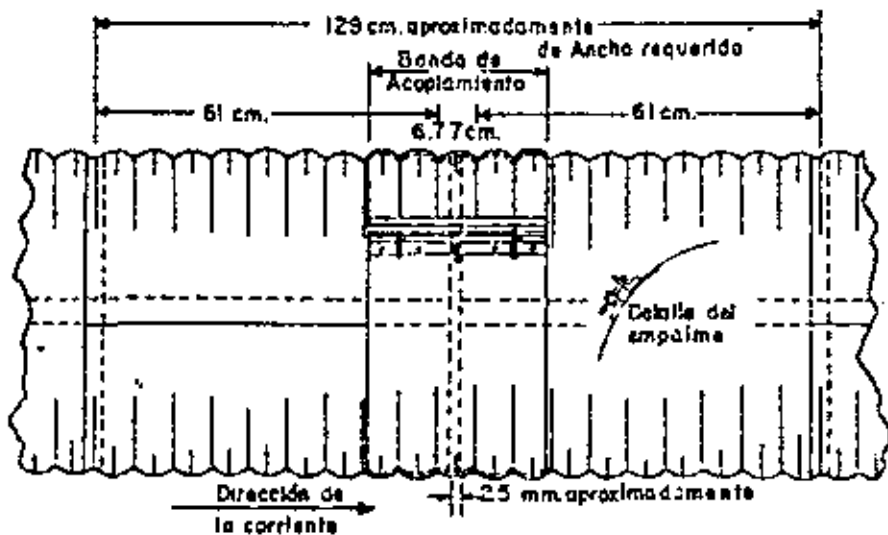
Remaches y Remachado: los remaches son de 7.9 mm. de diámetro para las planchas de calibres 16 y 14; y de 9.5 mm. para las de calibres 12 - 10 y 8; los largos varían de acuerdo al calibre y número de planchas en la junta; los remaches se colocan en frío con su centro a una distancia no menor de 2 veces 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 ó 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.

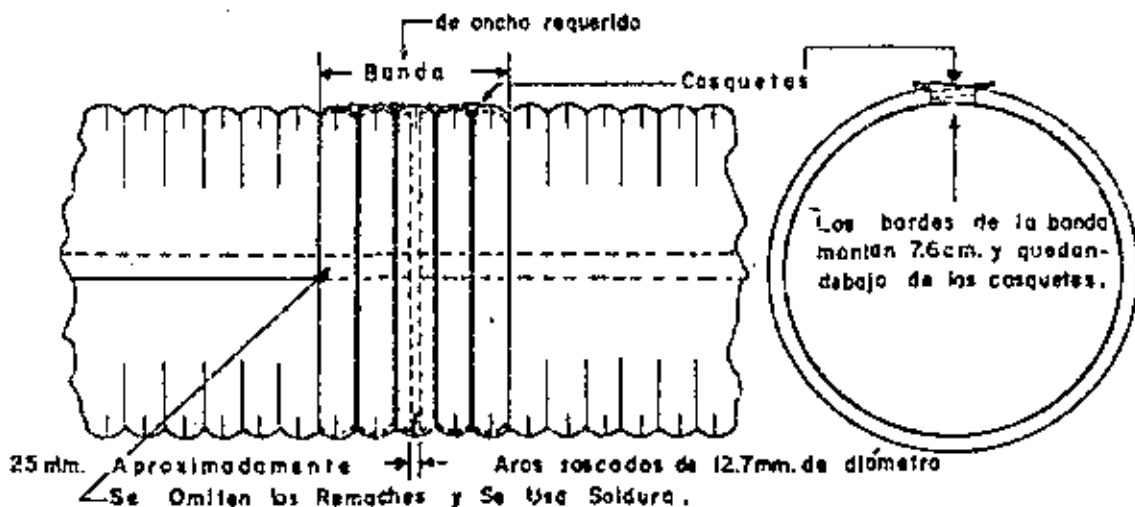
FIGURA 2

15



Vista lateral de un tubo remachado y su banda de acoplamiento; para condiciones más severas de servicio se aconseja una banda hermética.

FIGURA 3



25 mm. Aproximadamente → Aros soldados de 12.7 mm. de diámetro
 Se Omiten los Remaches y Se Usa Soldura.

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 ²
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	0.037
	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	2.21

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 ²
10	46	49.10	55.54	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	2.211
	183	193.44	221.71	245.52	239.57	215.76	2.629
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 estiaje 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 tercera; 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 filéte 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 pre ci s i ó n, para estar seguro de que se logrará una d i s t r i b u c i ó n 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 e s p e c i f i c a c i o n e s.
- 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 c i u i d a d o s a m e n t e a s e n t e a r e n a r r i b a y a b a j o, abarcando en cada una 1/4 de circunferencia del tubo, tal y como se aprecia en las f i g u r a s 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 m a r c a d a s e x a c t a m e n t e c u a r t o s d e c i r c u n f e r e n c i a r e n c i r c u n f e r e n c i a r e n t e a p r u e b a.
- 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 ²	durante	5 minutos.
704 gr./cm ²	durante	10 minutos.
1,056 gr./cm ²	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.² 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.

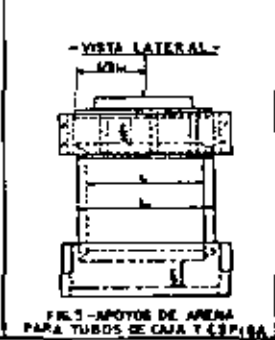
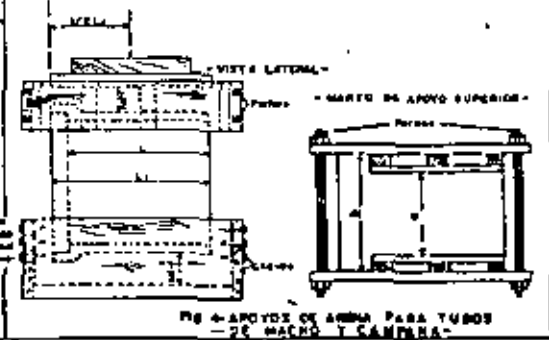
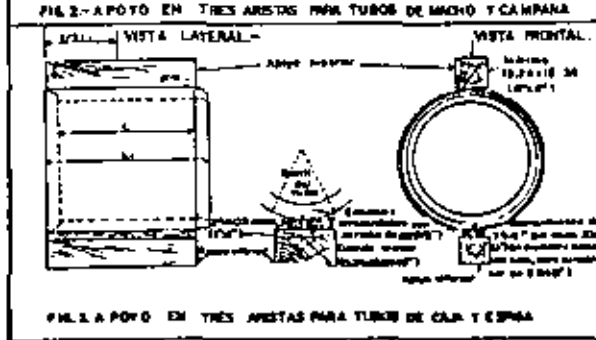
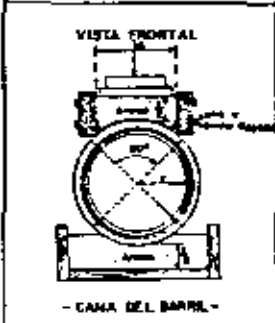
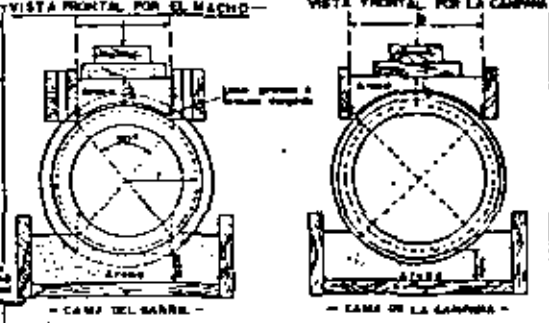
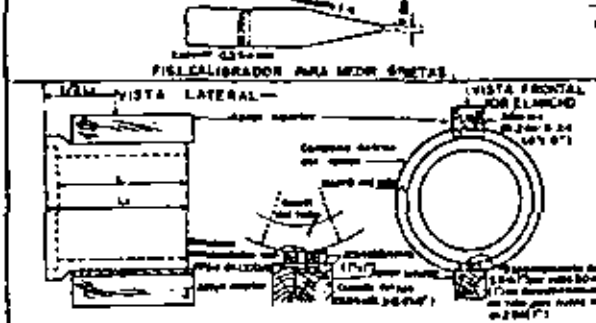
La absorción deberá de ser calculada como porcentaje del peso inicial en seco. Se anotarán separadamente los resultados de cada muestra individual, con aproximación de 0.5 gr. y se tomará el promedio de los resultados de las muestras probadas del lote de prueba.

México, D.F., Julio 4 de 1977.

FGM/edr.

PRUEBAS PARA TUBOS DE CONCRETO
 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

NOTA: Dimensiones en cm



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.- Babbitt
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.

- - - - -





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

OPERACION Y MANTENIMIENTO

ING. CORNELIO ACOSTA COLORADO

Septiembre, 1980

"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 Sis temas 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 direc ta y de las quejas que los usuarios presentan ante las autoridades o respon sables de la operación y conservación de estos sistemas.

1.- 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 conser vación. Por lo tanto reviste gran importancia tener los Planos de la red ac

tualizados 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.- Zanjias.
- 15.- Vasos.
- 16.- Presas.
- 17.- Rfos.
- 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.

- 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-

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 esté 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 están 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 aledaño 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 multiples 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.- Raices 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.

Sí 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.- Hay 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, botes 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 guía, 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 Malacate 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 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" \varnothing , 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" ϕ 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 comunmente 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 esten 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 desapruebe 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. -PREVENCIÓN 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 cubtas 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 desahoraran; 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 electromecánicas, 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 en 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 1

FUENTES 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, inadera, man^ugos 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, corcho^latas, 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, elote, 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, palós, 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 Ollas 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.

CUADRILLAS 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 0.08 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 manila de 1" de \emptyset .
- 13.- Depósito de azolve.
- 14.- Localizador de varilla.
- 15.- Marros.
- 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 3CUADRILLAS DE MALACATES MANUALES .
(Equipo y Herramienta .)

- 1.- Camión de volteo
- 2.- Malacates (con manijas)
- 3.- Cable de acero de 1/2" ϕ . 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 ϕ , etc.
- 5.- Dragas de 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30 y 0.40 m. de ϕ .
- 6.- Erizos de 0.15, 0.20, 0.25 m. de ϕ .
- 7.- Bastones (con carretillas)
- 8.- Cucharones (pata de caballo)
- 9.- Carretillas
- 10.- Barretas
- 11.- Cable manila de 1" de ϕ .
- 12.- Marros.
- 13.- Depósito de azolve.
- 14.- Piolas
- 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 comunicaci3n.

Marros

Cuñas

Barretas

Palas

Picos

Carretillas

Cucharas de albañil

Cinceles

Macetas

Piolas (hilos)

Bioldos

Pizones

Maderas para Ademe (polines y tablones).

Cinta Métrica

Clavos de 2" y 3"

Plomadas.

Niveles de Mano.

Mangueras

Serrotos

Cubetas de lámina negra de 20 lts. de capacidad.

Bombas de 2, 3 y 4" Ø.

Plantas de luz con Guirnalda

Arcos y Seguetas.

Hachas para cortar raíces

Cable de manila de 1" Ø.

.... /

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 No. 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.

25

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
Anhídrido carbónico	1.53	0	0	NT, C, O, T	(2)	2 a 3
Monóxido de carbono	0.97	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	0.97	0	0	C, O, T, NT	(2)	
"Phosphine"		↑		↑		
Dióxido de azufre				Ou	(1)(2)	0.005

* Véase también la Sec. 13-14.

↑ Auto-incendiable cuando se expone al aire. Peligroso. (1) Irrita las vías respiratorias, los ojos y las mucosas. (2) Asfixiante. (3) Peligroso, sútil. (4) Anestésico a 2.4%; jaquecas, náuseas. (5) Irritante, envenenamiento sistémico. 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 ₂	1.11	No inflamable		Gas incoloro, inodoro, insípido y no venenoso. Soporta la combustión.	El aire contiene normalmente 20.93% de O ₂ . 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, a consumo químico del O ₂ disponible.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Vapores de gasolina	Desde C ₅ H ₁₂ hasta C ₁₂ H ₂₆	Desde 3.0 hasta 4.0	1.3	7.0	Incoloros, olor perceptible hasta en concentraciones de 0.01%. Inflamables Explosivos	De efectos anestésicos cuando se inhalan. Al 2.43% es rápidamente fatal. De 1.1 a 2.2% es peligroso aún durante corta exposición.	Fugas de tanques de almacenamiento, derrames de los gases 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 el CO. Cuando se inhala la muestra por falta de oxígeno. Del 0.2 al 0.25% provoca la pérdida del conocimiento en 30 minutos.	Gas combustible elaborado.	Anipolitas de CO
Hidrógeno	H ₂	0.07	4.0	74.7	Incoloro, inodoro, insípido, no venenoso, inflamable Explosivo. Propaga la llama rápidamente; muy peligroso.	Actúa médicamente para detener el oxígeno de los tejidos. No sostiene la vida. El ser humano muere pronto.	Gas combustible elaborado.	Indicador de gases combustibles.
Metano	CH ₄	0.55	5.0	15.0	Incoloro, insípido, inodoro, no venenoso, inflamable. Explosivo	Consta de hidrógeno.	Gas natural, gas de los pantanos, gas combustible elaborado, gas de alcantarilla.	1. Indicador de gases combustibles. 2. Indicador de deficiencia de oxígeno.

Ácido sulfhídrico	H ₂ S	1.19	4.3	46.0	Olor a huevos podridos, aun en pequeñas concentraciones, pero el sentido del olfato se adormece rápidamente. El olor no es evidente a concentraciones altas. Incoloro, inflamable, insípido, venenoso.	Provoca la muerte en pocos minutos a 0.2%. Paraliza los centros respiratorios.	Humos de petróleo, gases de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Dióxido de carbono	CO ₂	1.53	No inflamable		Incoloro, inodoro, no inflamable. No se presenta en cantidades peligrosas, a no ser que ya exista una deficiencia de oxígeno.	Al 10% no puede respirarse por más de unos cuantos minutos. Actúa sobre los centros nerviosos de la respiración.	Se desprende de los estratos carboníferos. Gas de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Nitrógeno	N ₂	0.97	No inflamable		Incoloro, insípido, inodoro. No inflamable. No venenoso. Principal constituyente del aire (cerca del 78%).	Consta de hidrógeno.	Se desprende de algunas estratos de rocas. Gas de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Etileno	C ₂ H ₄	1.05	3.1	15.0	Incoloro, insípido, inodoro, no venenoso. Inflamable, explosivo.	Consta de hidrógeno.	Gas natural.	Indicador de gases combustibles.
Cloro	Cl ₂	2.5	No inflamable No explosivo		Gas amarillo verdoso, o hazo pálido. Huido de color amarillado. De olor fuertemente irritante y penetrante. Intencionalmente corrosivo en presencia de humedad.	Irritante respiratorio, irritante de los ojos y de las membranas mucosas. 30 ppm provocan ardor de los ojos. 40-60 ppm son peligrosas en 30 minutos. 1000 ppm pueden resultar fatales en pocas respiraciones.	Fugas en conexiones de tuberías. Oxidación eléctrica.	Olor, amoníaco concentrado en atopa produce humos blancos.

* De Water and Sewage Works — Van Kleeck — Agosto de 1951

** 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.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam

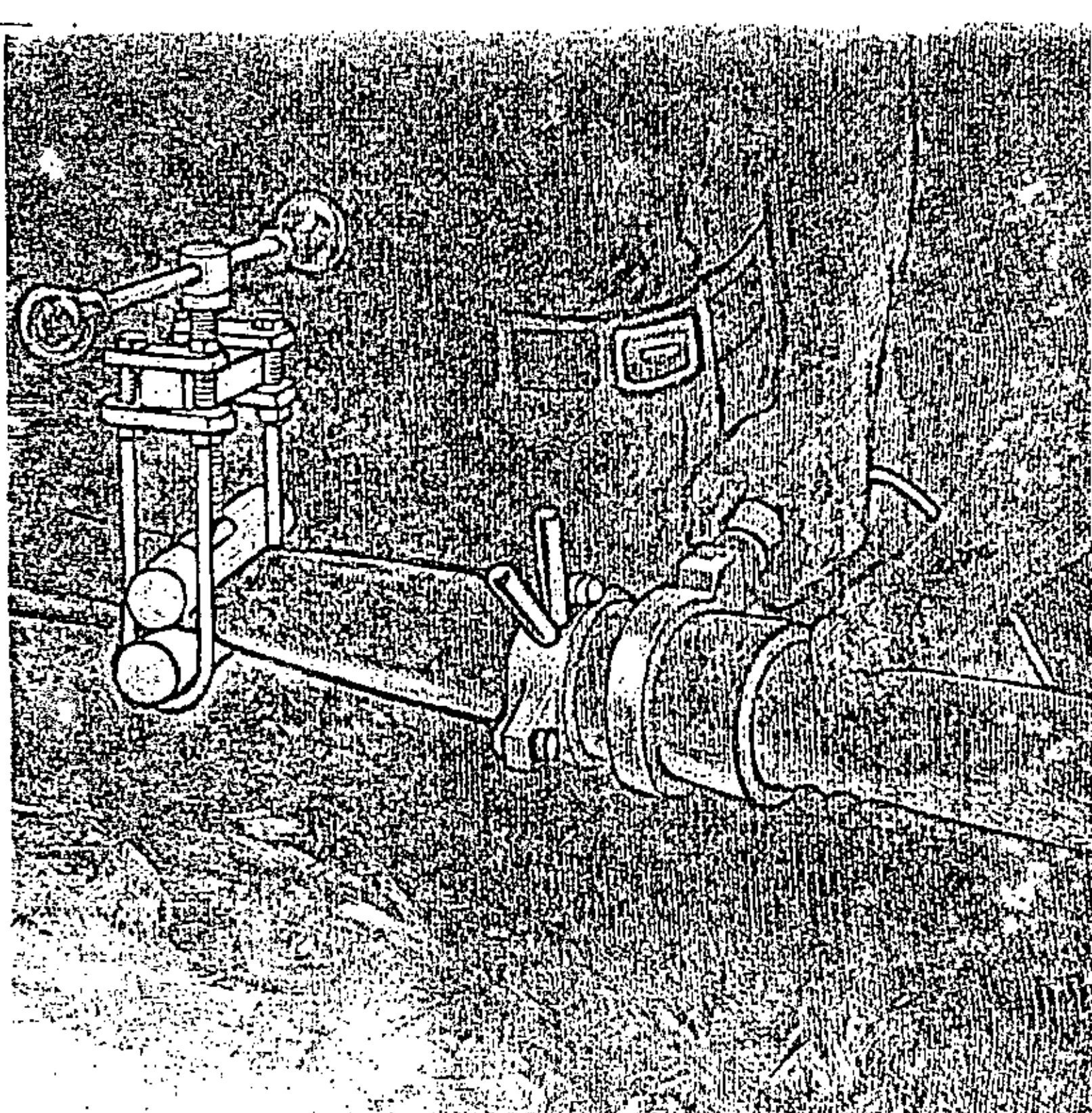


SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

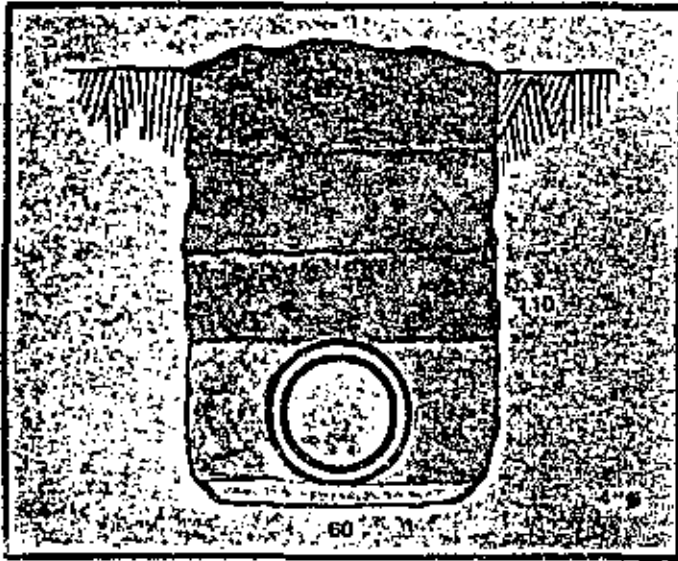
NOTAS COMPLEMENTARIAS

AGOSTO DE 1960.

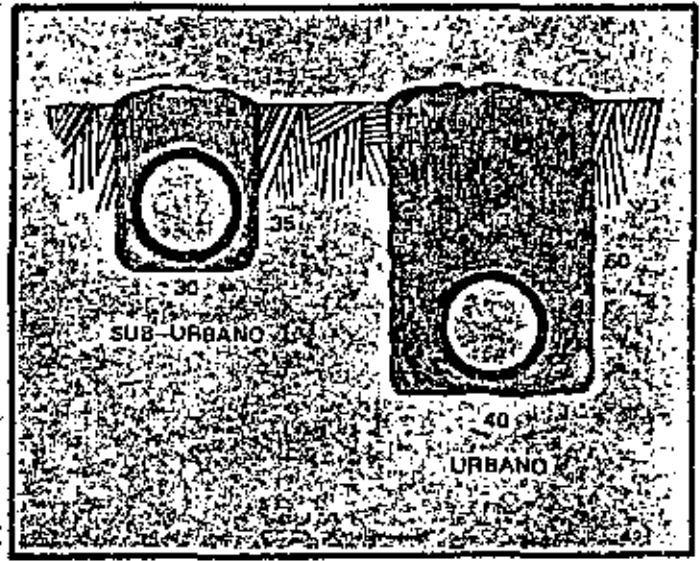




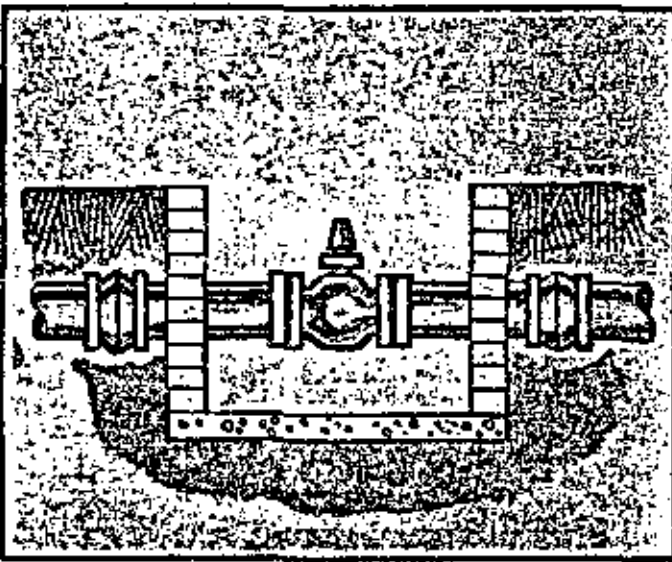
**NO PERMITA
QUE SE FUGUE SU PRESTIGIO EXIJA
EXTRU-PAL**



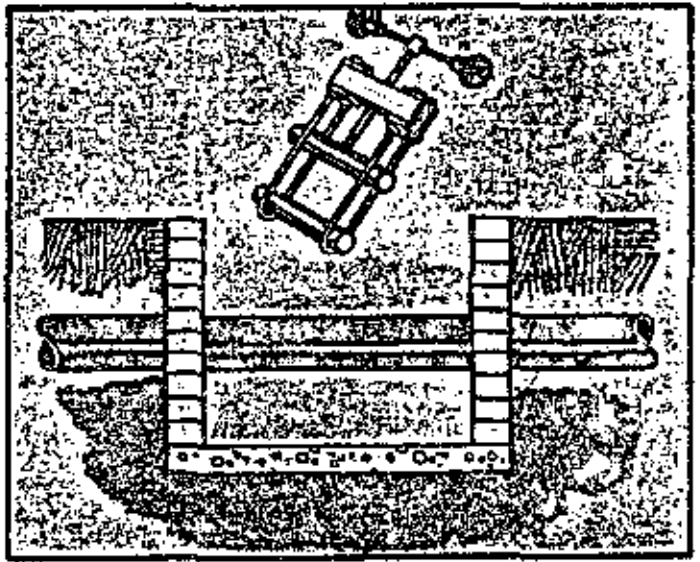
EXCAVACION PROFUNDA Y COSTOSA



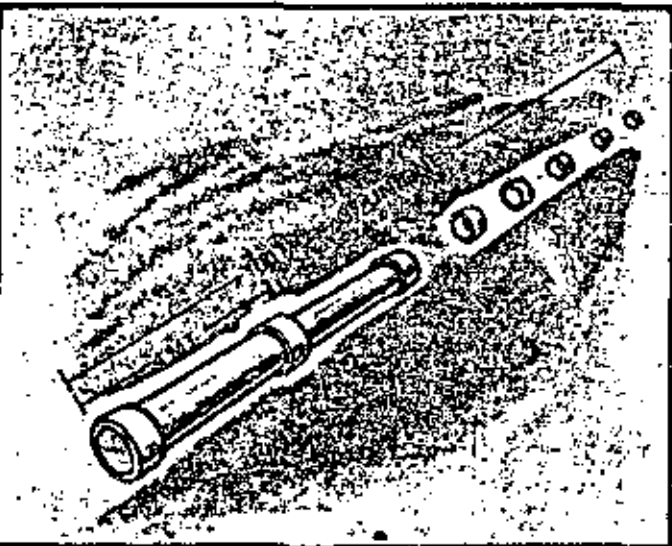
MAXIMA ECONOMIA CON 100% DE PROTECCION



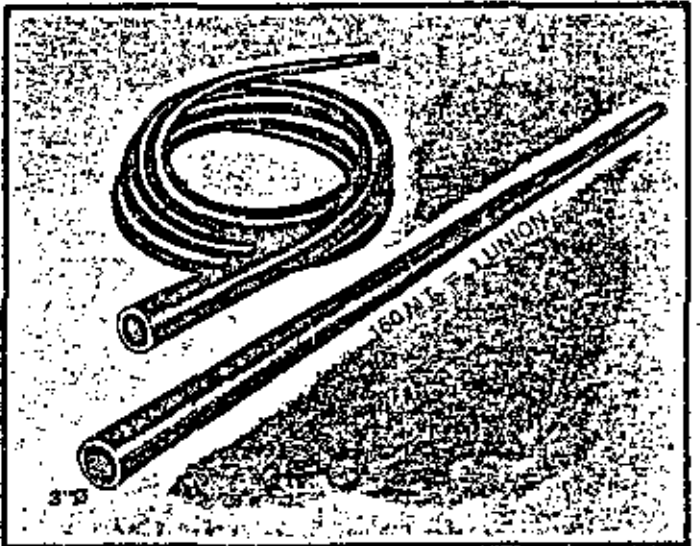
VALVULAS DE SECCIONAMIENTO COSTOSAS Y MUCHAS VECES INOPERANTES



LA PRESA PORTATIL SIMPLIFICA LA OPERACION



TRAMOS EN ANTI-ECONOMICO TAMAÑO Y PROPICIADORES DE FALLA



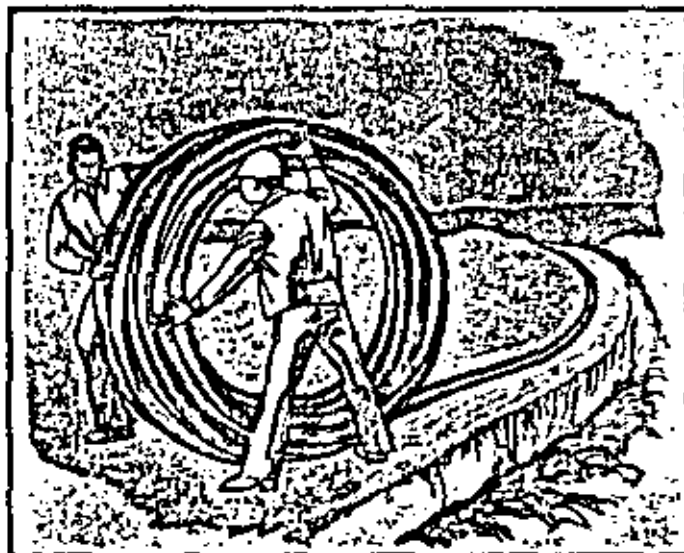
RAPIDEZ DE INSTALACION

ASBESTO CEMENTO

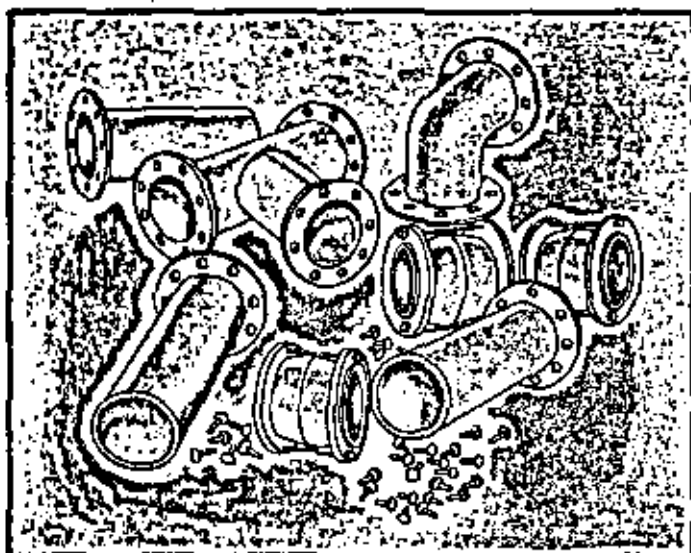


MOVIMIENTO EN OBRA LENTO Y PESADO

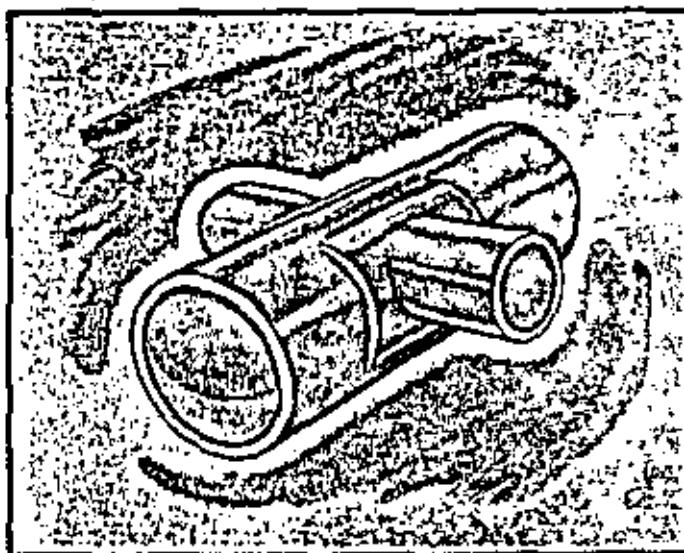
EXTRU-PAK



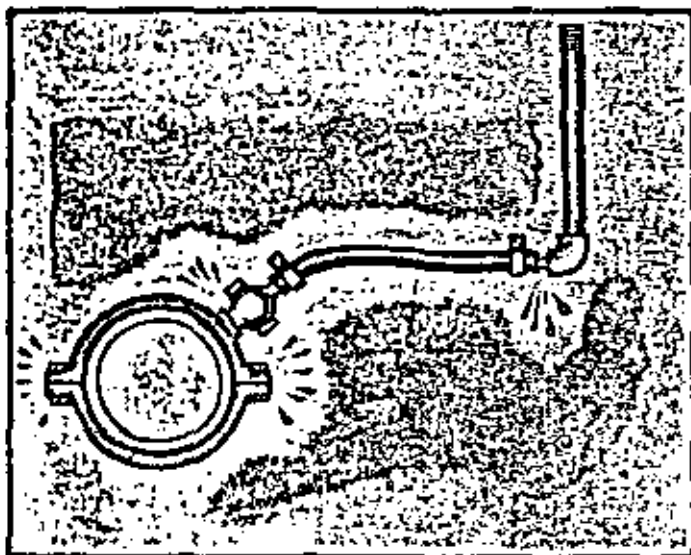
EL ROLLO FACILITA TENDIDO Y ACARREO



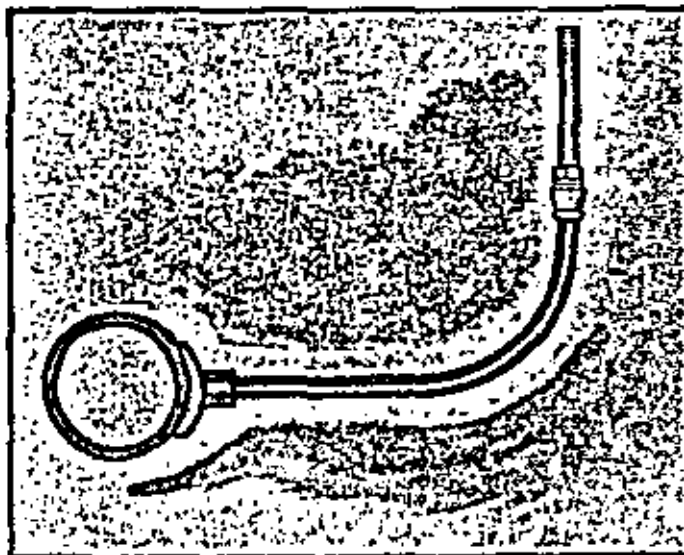
COMPLICADA Y PESADA NECESIDAD DE PIEZAS ESPECIALES



SIMPLEZA DE CONEXIONES



UNIONES MECANICAS EN DISTINTOS MATERIALES, MAS COSTOSOS, QUE PROVOCAN FUGA



TERMOFUSION - 100% HERMETICIDAD



la última palabra en conducción
de fluidos a presión

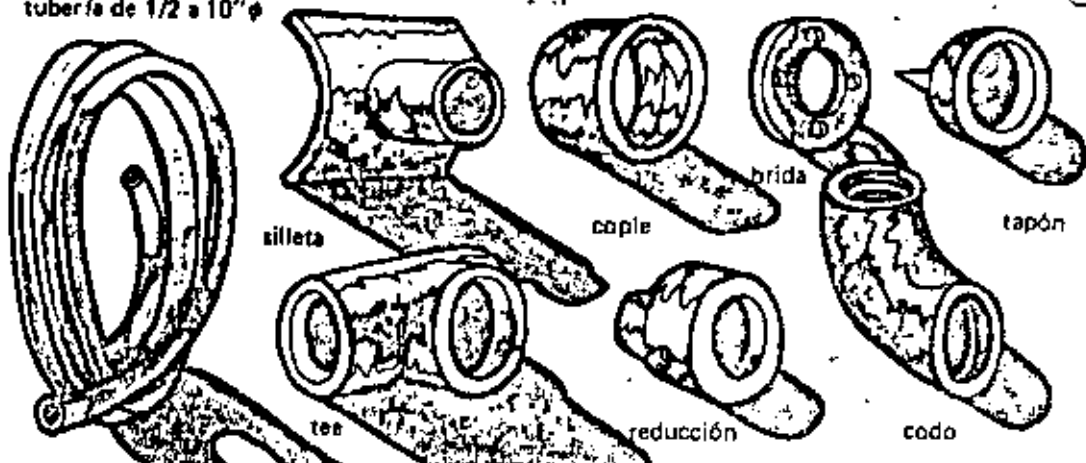


extru pak

tubería de 1/2 a 10" φ

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" φ. 10 mts en diam. mayores) y su exclusiva unión por TERMOFUSION permite instalar 4800 mts. de 2" φ diarios por cuadrilla.

Su sistema de conexión fuera de zanja acelera su tendido.

2 FACILIDAD DE MANEJO

TRU-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 $n=0.009$ "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.

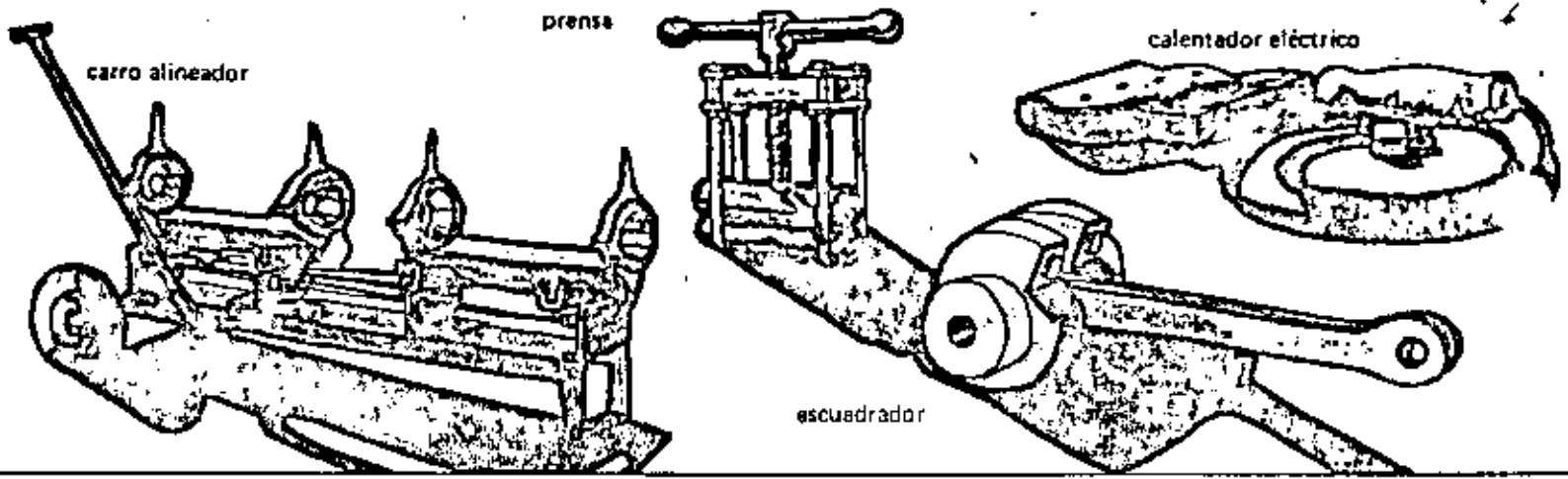
6 SEGURIDAD

Márgenes de seguridad mayores que y A.C.

La 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 500% de elongación.

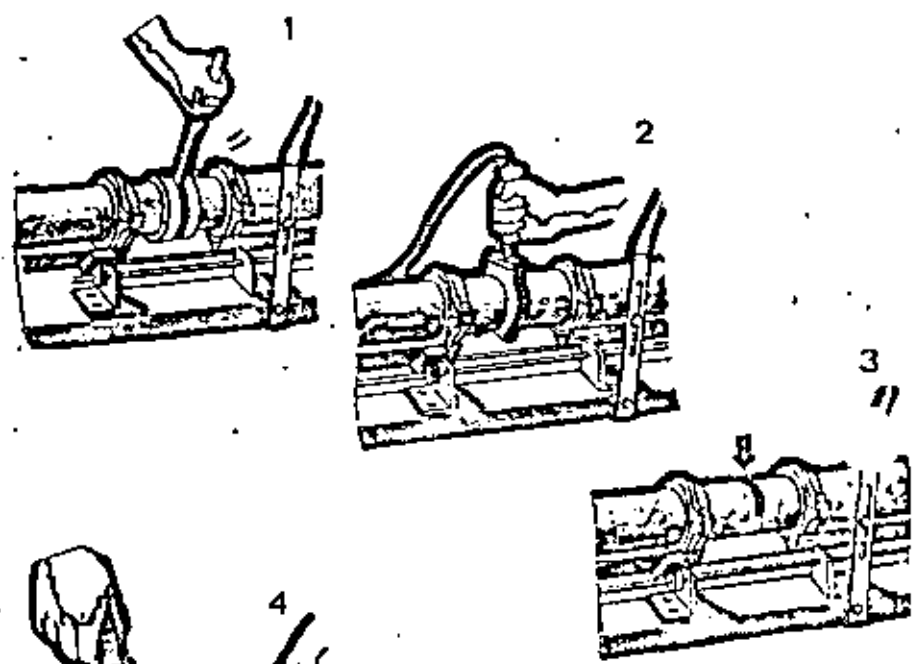




instalación

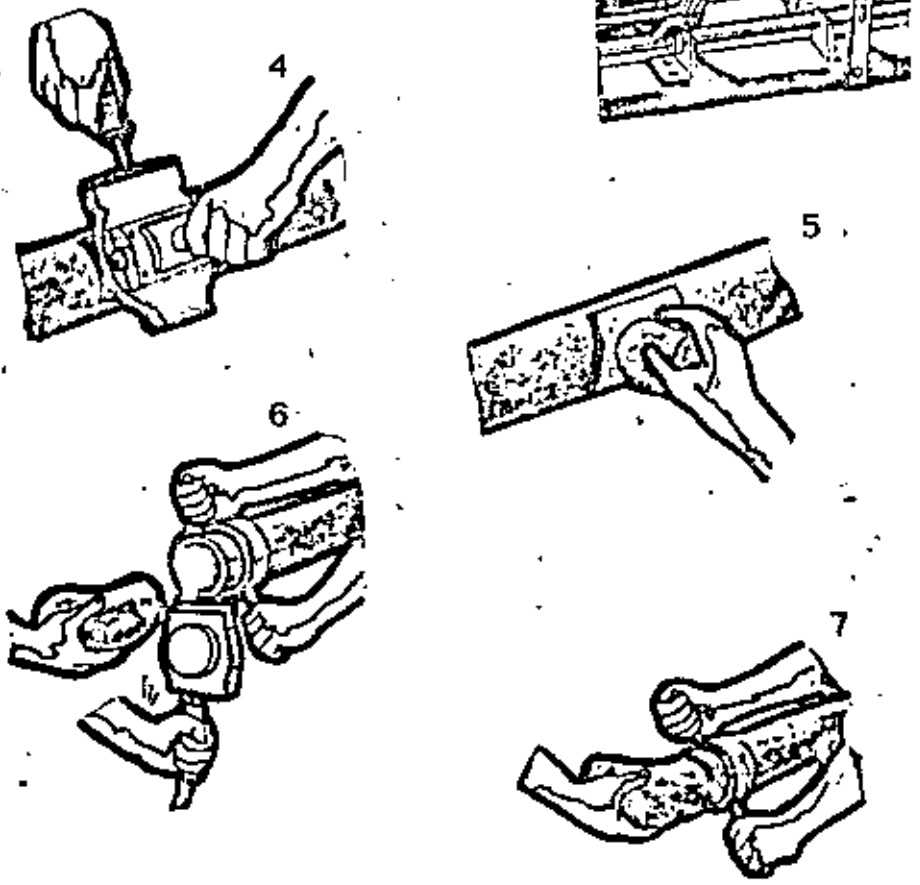
UNION A TOPE

- 1 Se coloca la tubería en el carro alineador y se escuadra.
- 2 Una los extremos de la tubería al 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.



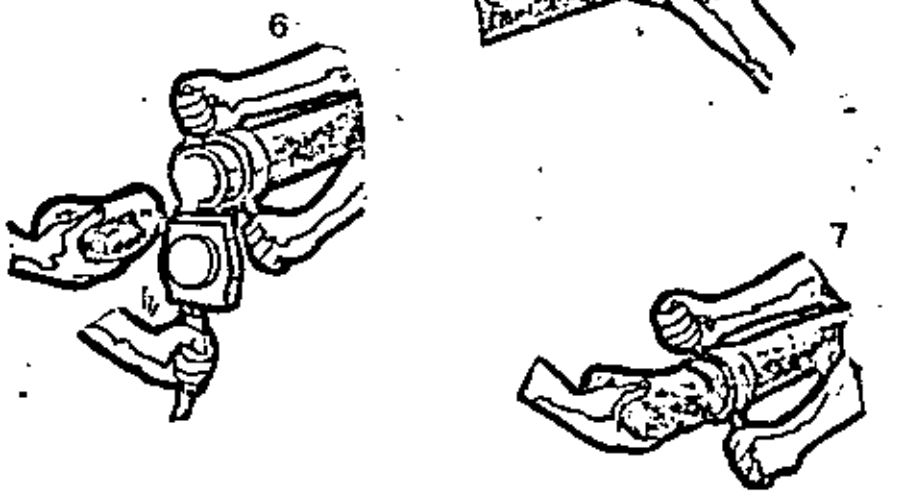
UNION DE SILLETA

- 4 Coloque al calentador las caras combinadas de contacto correspondientes al diámetro. Presione el calentador contra la tubería y la sileta en el punto deseado. Sosténgalo mientras se forma un anillo de material fundido en la base de la sileta y pasa el tiempo de calentamiento.
- 5 Retire el calentador, y con la mano presione la sileta 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. Ubique 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.





FLEXIBILIDAD

La tubería EXTRU-PAK es fácilmente flexionada a un radio $R = 10D$ sin producir codos y sin producir turbulencia interior.

PRESIONES DE TRABAJO DE TUBERÍA

Diámetro DN	Presión de Trabajo Factor 3	Presión de Trabajo Factor 4	Presión de prueba en O.D.	Presión de prueba en Fáb.
6"	14.7 K	11.1	22.2 K	44.3 K
11"	12.0	8.9	17.8	35.4
13.5"	9.4	7.1	14.2	28.3
17"	7.3	5.6	11.0	22.1
21"	5.8	4.4	8.8	17.6
32.5"	3.7	2.8	5.6	11.2

Factor de seguridad 3.
Aplicado a líneas subterráneas en terreno estable. Fluidos a no más de 37°C por termofusión únicamente.

Factor de seguridad 4.
Para líneas expuestas a movimiento de terreno o tráfico pesado. Líneas a parir o con fluidos a más de 37°C. Uniones mixtas.

PERFILES DE EXCAVACION PARA EXTRU-PAK

Diámetro tubería	ZONA SUBURBANA		ZONA URBANA	
	Ancho	Profundidad	Ancho	Profundidad
6"	26 CMS.	30"	40"	60"
8"	30	35	40	70
10"	30	40	40	70
12"	40	50	40	70

Extru-pak conecta

Accesorios tales como bridas, transiciones y tuerca unión modificada. Permite conectar el sistema EXTRU-PAK a cualquier tubería existente, sea cobre, acero, asbesto o PVC.

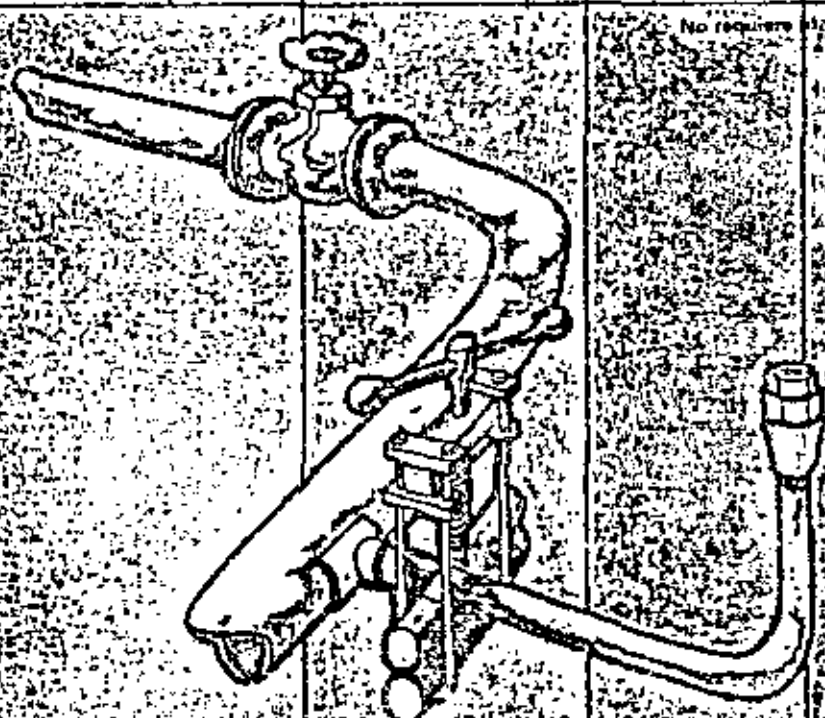
Extru-pak está aprobado

Con las normas DGN E-16 (73)
DGN E-43 (73) ASTM 2234-65
ASTM D-1248 y ASTM 2513



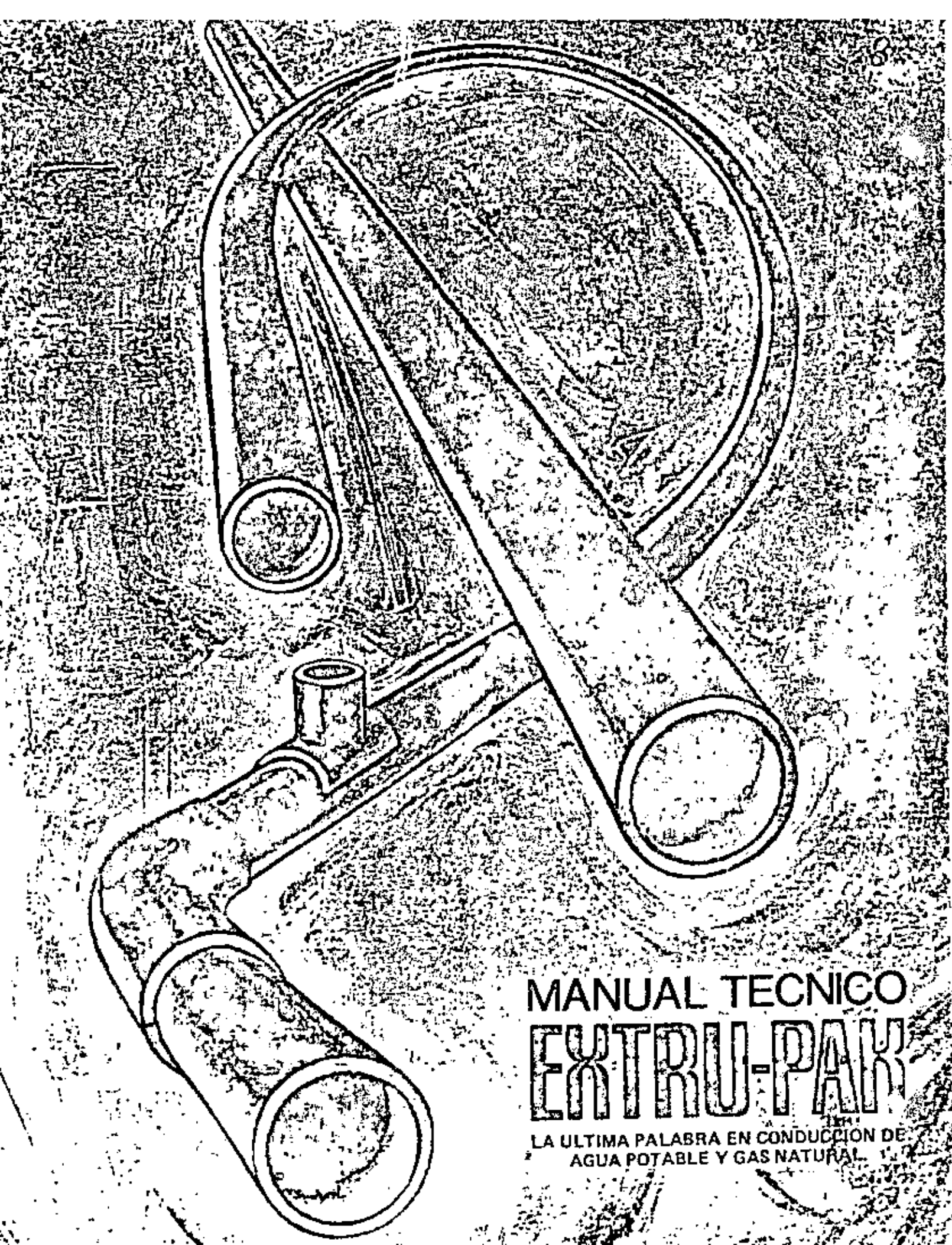
PARA INFORMACION Y ASESORIA TECNICA CONSULTE A NUESTRAS OFICINAS DE VENTAS

MEXICO, ELECTRON 16, ESO. CON NEUTRON NAUCALPAN DE JUAREZ, EDO. DE MEXICO TEL: 576-73-00 CON 30 LINEAS TELEFONICAS
MONTERREY, N. L. BLVD. DIAZ ORDAZ KM. 350 APARTADO POSTAL 1141 TEL. 46-11-50 CON 30 LINEAS TELEFONICAS
GUADALAJARA, JAL. RIO NILO 475 SECTOR REFORMA TEL. 17-52-55 CON 3 LINEAS TELEFONICAS



No requiere pintura

MEXICO TEL: 576-73-00 CON 30 LINEAS TELEFONICAS
MONTERREY, N. L. BLVD. DIAZ ORDAZ KM. 350 APARTADO POSTAL 1141 TEL. 46-11-50 CON 30 LINEAS TELEFONICAS
GUADALAJARA, JAL. RIO NILO 475 SECTOR REFORMA TEL. 17-52-55 CON 3 LINEAS TELEFONICAS



MANUAL TECNICO

EXTRU-PAK

LA ULTIMA PALABRA EN CONDUCCION DE
AGUA POTABLE Y GAS NATURAL

3	Introducción
	Información Técnica
6	Material
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
	Tubería, Conexiones, Herramientas y Accesorios
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

INTRODUCCION

10

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:

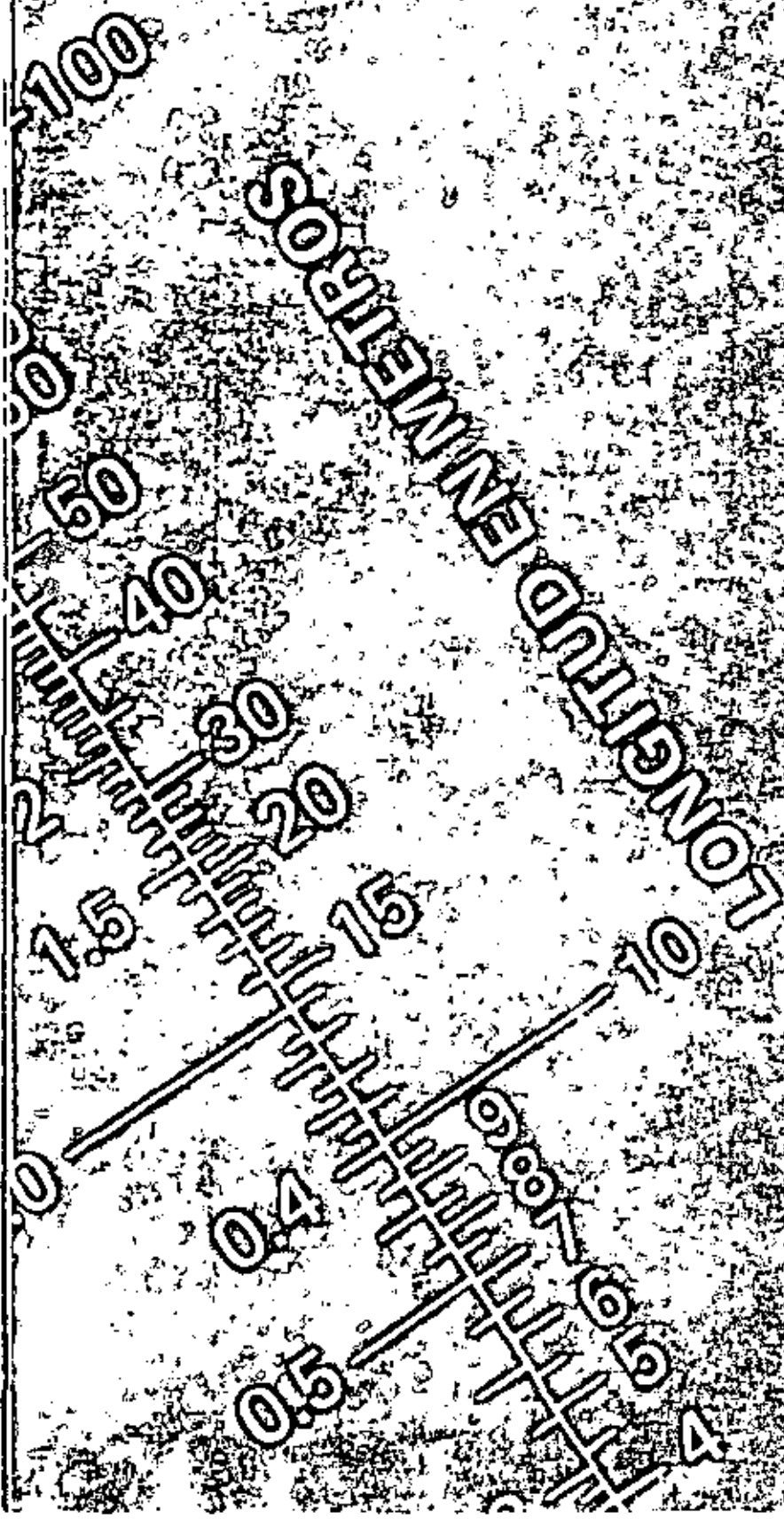
Elimina conexiones innecesarias.

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



MATERIAL

12

La tubería y conexiones Extru-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: Densidad entre mínima 0.926 gms. x c.c.
Grado 3: Características de resistencia y flexibilidad.

Esfuerzo de diseño: 44.29 Kg/cm.²
Clase C: Negro a base de negro de humo al 2-3%.

Propiedades Físicas de EXTRU-PAK a base de PE 2344

Índice de Fusión:	0.150 -- 0.200 G/Min.
Resistencia a la Tensión:	211 kg/cm ² .
Expansión Lineal:	14 x 10 ⁵ cm/cm ^o C.
Elongación Máxima:	600%.
Temperatura de distorsión (4.6 Kg/cm ²)	65° C.
Temperatura de ablandamiento Vicat:	112° C.
Módulo de Elasticidad:	5,200 Kg/cm ² .

Dimensionales:

Éstas 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).

$$S = \frac{P(d-e)}{2e}$$

$$RD = \frac{d}{e}$$

$$2S/P = RD - 1$$

$$2S/P = \frac{d}{e} - 1$$

DONDE:

d— Diámetro exterior tipo, en mm.

P— Presión de trabajo en Kg/cm².

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/cm² 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 II).

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
inlg.	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

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.

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-

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. ² S = 44.29 (Kg/Cm. ²)	
9	F4 = 11.1	F3 = 14.7
13.5	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/cm² a 23°C ENTRE 60 y 90 SEG.

RD	PRESION MINIMA DE REVENTAMIENTO S = 177.2 (Kg/Cm. ²)
9	44.3
13.5	28.3
17	22.1
21	17.6

TABLA III B

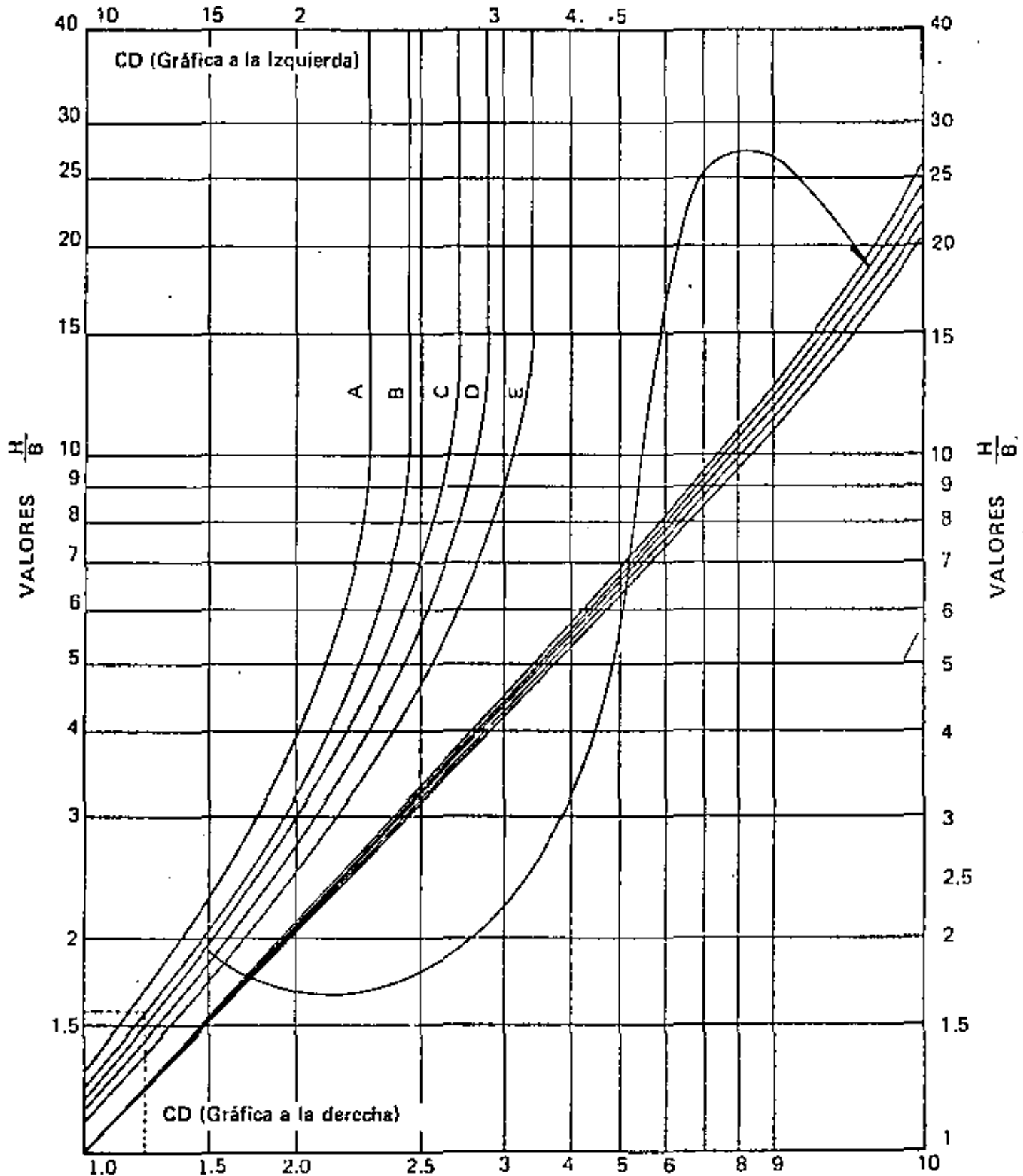
ESPEORES DE PARED Y TOLERANCIA

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

17

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

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, habiendo 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 proyecten 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 estrellarse.

Contrario a la tubería rígida, la tubería EXTRU-PAK no se estrelló 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 pueda 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:

$$W_c = C_d \cdot w \cdot B^2$$

*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:

$$W_c = C_d \cdot w \cdot B \cdot D$$

De donde:

$$W_{si} = \frac{W_c}{2T}$$

Nos resulta:

$$D_{Max} = 0.005 \frac{W_c}{E_c} \frac{Dm^2}{T}$$

*Dr. W. Imhoff, Dr. E. Rottner, M.E. Gaube-Abwassel-Kanaeleand 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.

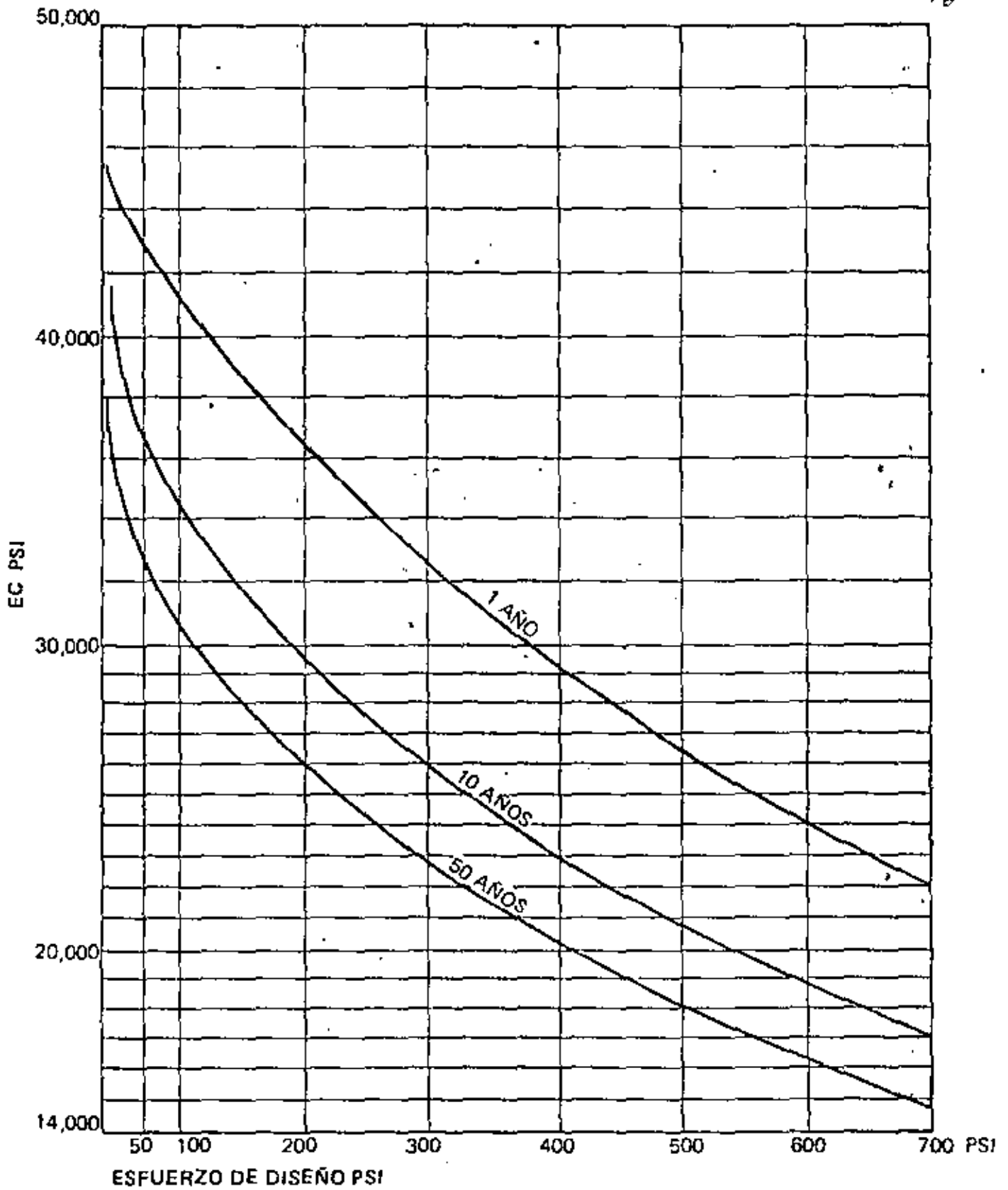
Los valores de W se proporcionan en la Tabla IV

Los valores de Cd se localizan en la Tabla IV

Los valores de Ec se localizan en la Tabla V

TABLA V

161



Veamos un Ejemplo:

Queremos conocer la deformación que sufrirá una tubería EXTRU 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.

$$Wc = Cd \cdot W \cdot B \cdot D = 1.2 \times .8237 \times 1.3 \times 0.34 = 0.43$$

Para conocer el valor x pulgada cuadrada:

$$Wsj = \frac{Wc}{2 \cdot T} = \frac{0.43}{2 \times 0.03} = 7.1 \text{ PSI}$$

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:

$$D_{max} = 0.005 \frac{Wc}{Ec} \frac{Dm}{T} \cdot 3 = 0.005 \frac{0.43}{36000} \frac{0.31}{0.03} \cdot 3 = 0.0040 \text{ pies}$$

O en relación al diámetro:

$$D_{max} = \frac{0.00402}{0.34} \times 100\% = 1.18\%$$

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-

formación calculada aumentará al ser mayor la temperatura, por lo que hay que utilizar un factor de corrección FT.

$$D_{max} = Ft \times 73.4^\circ \text{ F.}$$

Los factores de corrección son las siguientes:

*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.

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

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).

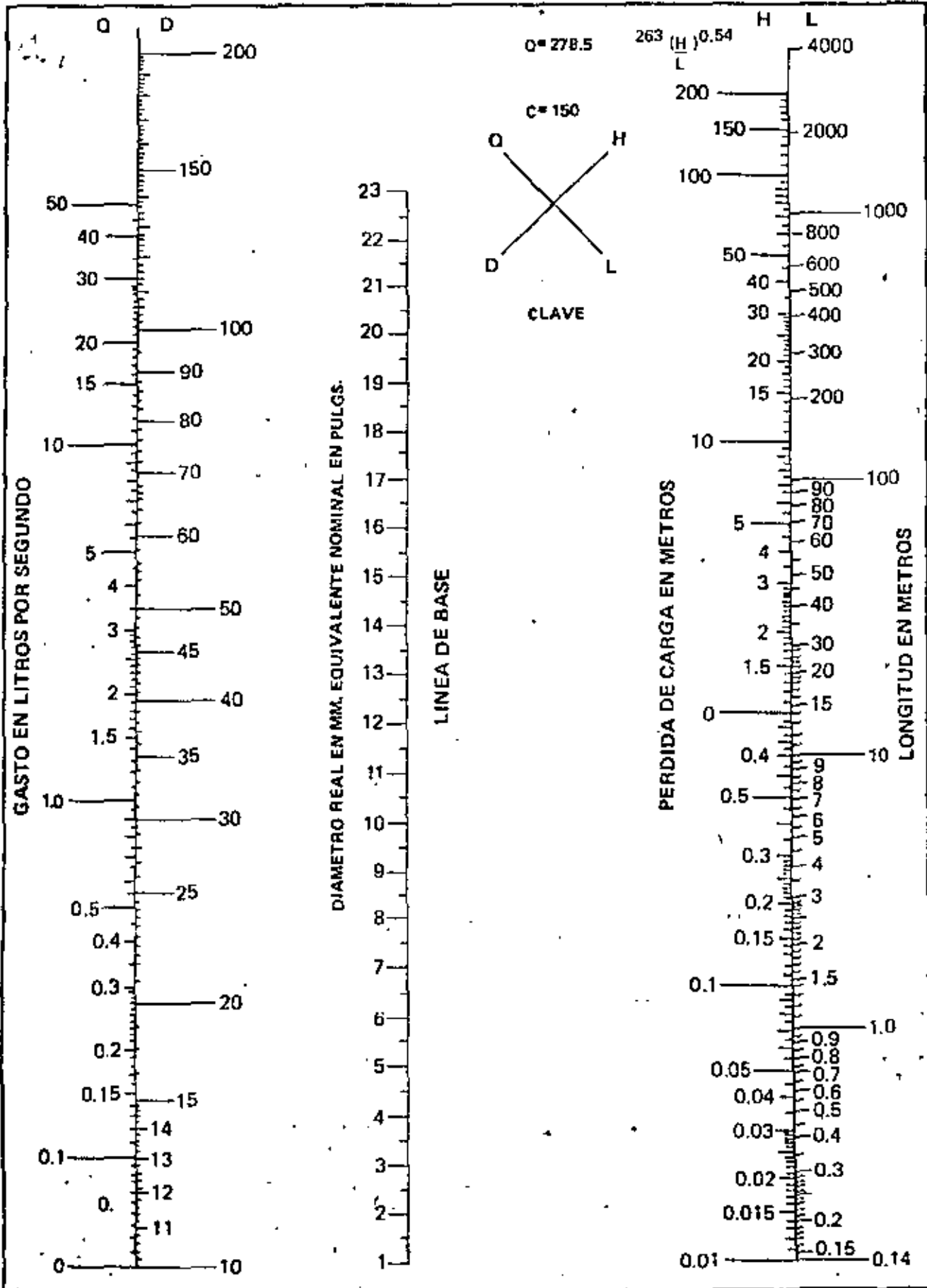
Atraques:

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, aun cuando intervengan válvulas o piezas de FoFo, siempre que éstas sean bridadas.

TABLA VI

18

NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE H&W PARA TUBERIA EXTRU-PAK^r HDP



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).

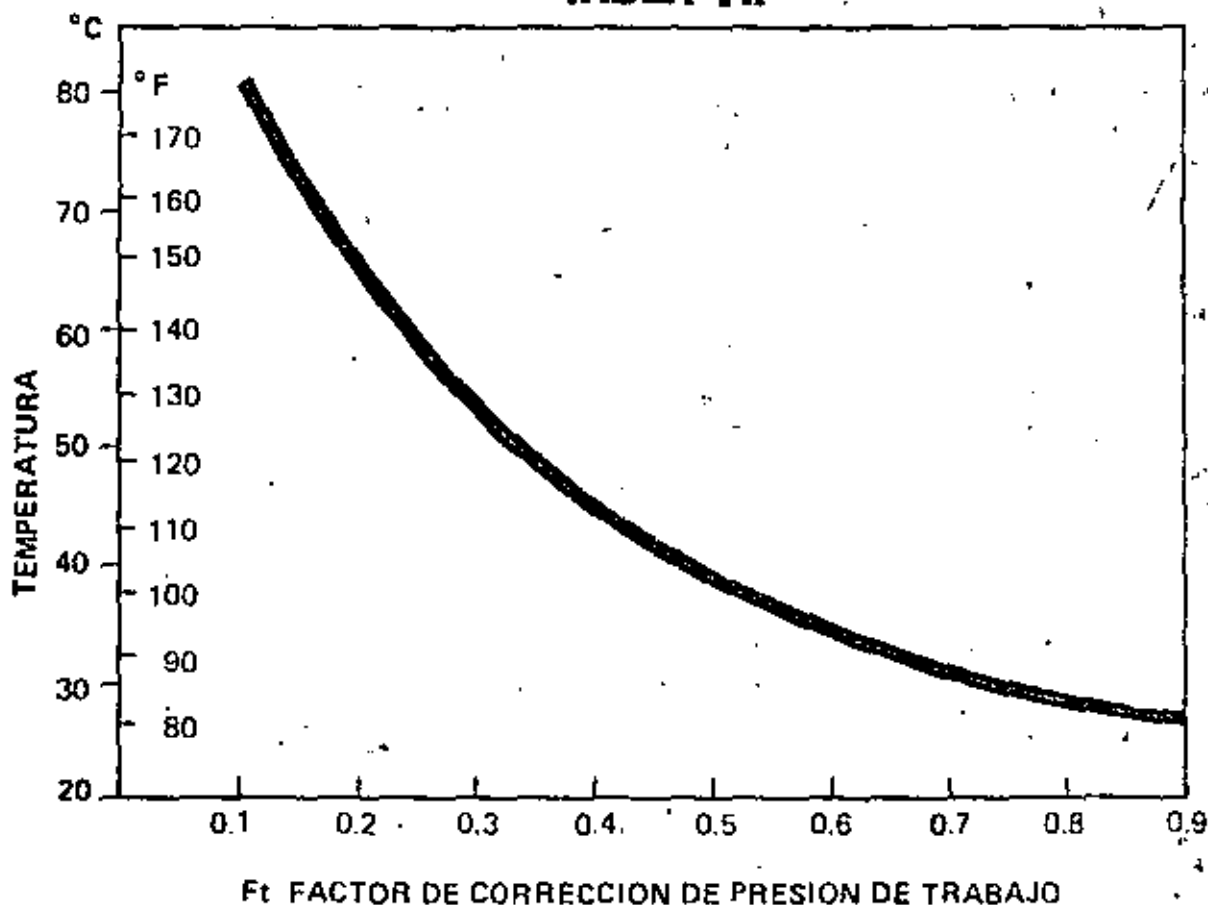
Termofusión:

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



EJEMPLO:

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/cm². ¿Cuál será la presión real a la que pueda 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

20.

CLAVE DE SIMBOLOS

E: Excelente
R: Regular
NR: No Recomendable
I: Información no comprobada

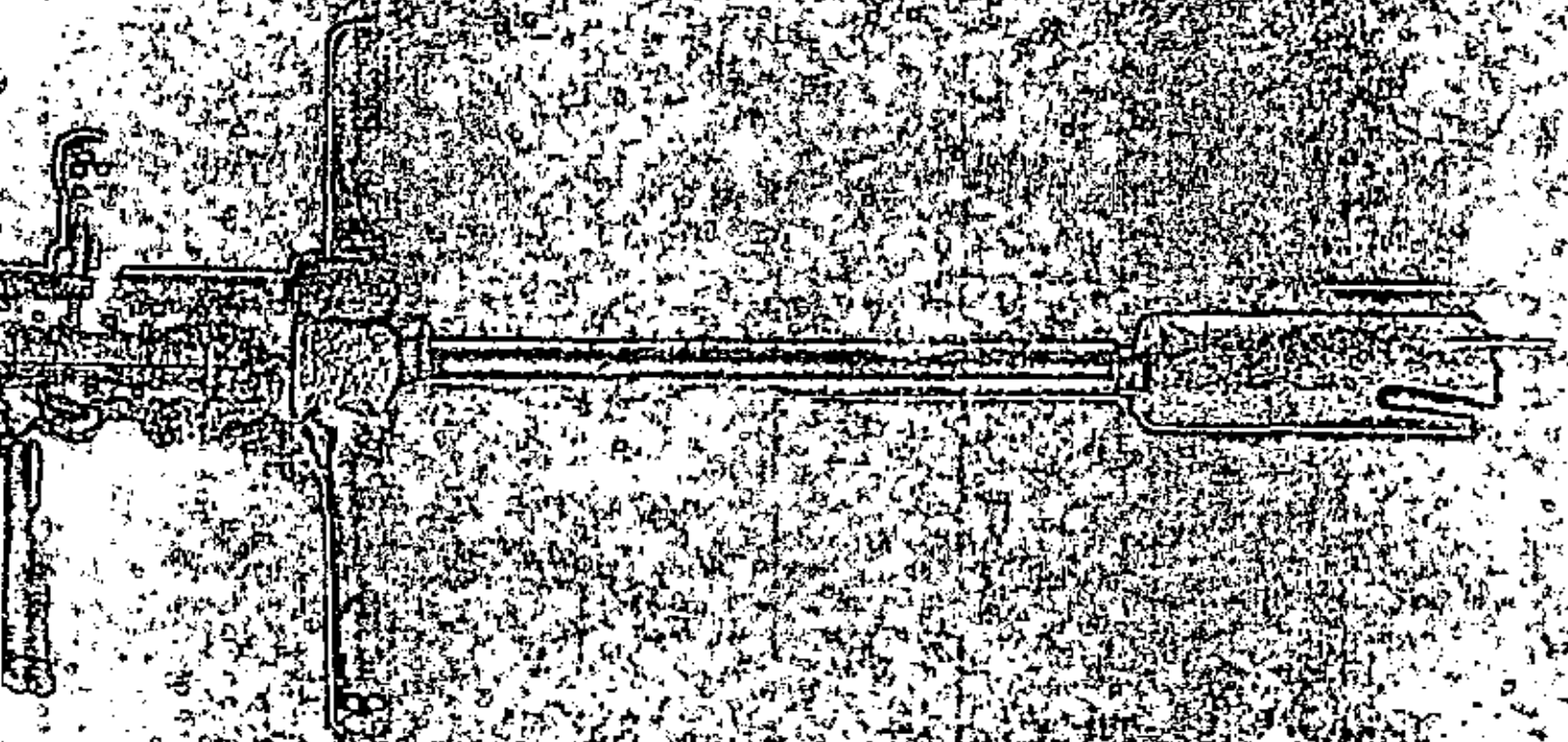
AGENTE	23°C	60°C
Aceite de Algodón	E	E
Aceite de Castor	E	E
Aceites Minerales	E	NR
Acetato de Etilo	R	R
Acetato de Plomo saturado	E	E
Acetato de Sodio saturado	E	E
Acetona	E	E
Acido Acético al 10%	E	E
Acido Bencensulfónico	E	E
Acido Bórico diluido	E	E
Acido Bórico concentrado	E	E
Acido Brómico al 10%	E	E
Acido Carbónico	E	E
Acido Cianhídrico	E	E
Acido Cítrico saturado	E	E
Acido Clorhídrico 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

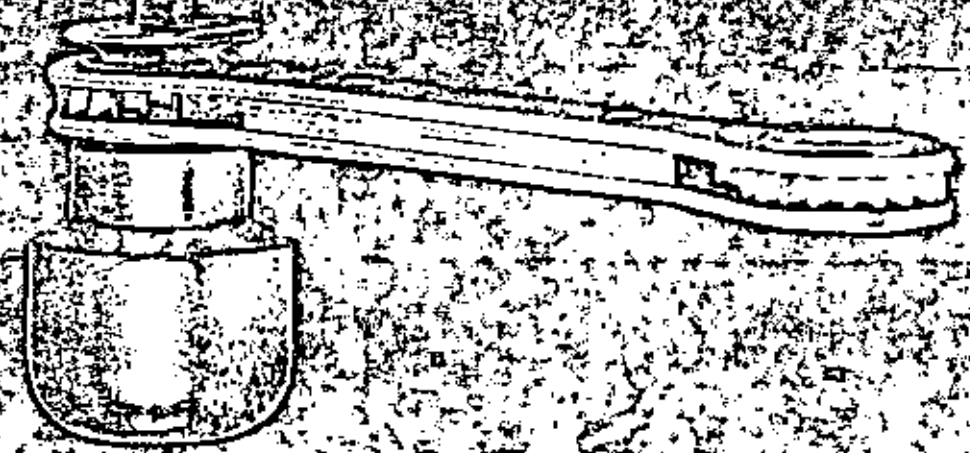
AGENTE	23°C	60°C
Acido Tánico al 10%	E	E
Agua Marina	E	E
Agua potable	E	E
Alcohol Amílico al 100%	E	E
Alcohol Butílico al 100%	E	E
Alcohol Etilico al 100%	E	E
Alcohol Metílico	E	E
Alcohol Propargílico	E	E
Alcohol Propílico	E	E
Alumbre concentrado	E	E
Amoniaco gas seco al 100%	E	E
Benzoato de Sodio al 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 frío 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
Cloruro de Amonio saturado	E	E
Cloruro de Antimonio	E	E
Cloruro de Bario saturado	E	E
Cloruro de Calcio saturado	E	E
Cloruro de Cobre saturado	E	E
Cloruro Férrico saturado	E	E
Cloruro Ferroso saturado	E	E
Cloruro Estañoso saturado	E	E
Cloruro Estáñico saturado	E	E
Cloruro de Magnesio saturado	E	E
Cloruro de Hidrógeno gas seco	E	E
Cloruro de Mercurio	E	E
Cloruro de Niquel saturado	E	E
Cloruro de Potasio saturado	E	E
Cloruro de Sodio saturado	E	E
Cloruro de Zinc saturado	E	E
Clorato de Potasio saturado	E	E
Cromato de Potasio al 40%	E	E
Dextrina saturada	E	E
Dextrosa saturada	E	E
Detergente sintético	E	E
Dióxido de Carbono al 100% seco	E	E
Dióxido de Carbono al 100% húmedo	E	E
Dióxido de Carbono frío saturado	E	E
Emulsiones Acrílicas	E	E
Emulsiones Fotográficas	E	E
Fermentos	E	E
Ferrocianuro de Potasio	E	E
Ferrocianuro de Sodio saturado	E	E
Fluoruro de Aluminio concentrado	E	E
Fluoruro de Aluminio al 20%	E	E
Fluoruro de Cobre al 2%	E	E
Fluoruro de Potasio	E	E
Fluoruro de Sodio saturado	E	E
Formaldehído al 40%	E	I
Fostato Bisódico	E	E
Fosfato Trisódico saturado	E	E
Gas natural	E	NR
Gas Licuado de Petróleo	E	NR
Gasolina	E	E
Glicerina	E	E
Glicol Dietileno	E	E
Glicol	E	E
Glicol Etileno	E	E
Glucosa	E	E
Glicol Propilénico	E	E
Hidrógeno al 100%	E	E
Hidroquinina	E	E
Hidróxido de Amonio	E	E

AGENTE	23°C	60°C
Hidróxido de Bario	E	E
Hidróxido de Calcio	E	E
Hidróxido de Magnesio saturado	E	E
Hidróxido de Potasio al 20%	E	E
Hidróxido de Sodio concentrado	E	E
Hipoclorito de Calcio	E	E
Hipoclorito de Sodio	E	E
Jabón solución concentrada	E	E
Lejía al 100%	E	E
Mercurio	E	E
Metafosfato de Amonio saturado	E	E
Monóxido de Carbono	E	E
Nitrato de Amonio saturado	E	E
Nitrato de Calcio saturado	E	E
Nitrato de Cobre saturado	E	E
Nitrato Férrico saturado	E	E
Nitrato de Magnesio	E	E
Nitrato Mercurioso	E	E
Nitrato de Niquel concentrado	E	E
Nitrato de Potasio saturado	E	E
Nitrato de Plata solución	E	E
Nitrato de Sodio	E	E
Perborato de Potasio saturado	E	E
Perclorato de Potasio al 10%	E	E
Permanganato de Potasio al 20%	E	E
Peróxido de Hidrógeno al 30%	E	E
Peróxido de Hidrógeno al 90%	E	R
Persulfato de Potasio	E	E
Persulfato de Amonio saturado	E	E
Sulfato de Aluminio concentrado	E	E
Sulfato de Amonio saturado	E	E
Sulfato de Bario saturado	E	E
Sulfato de Calcio	E	E
Sulfato de Cobre diluido	E	E
Sulfato de Cobre saturado	E	E
Sulfato ferroso	E	E
Sulfato de Magnesio saturado	E	E
Sulfato de Niquel saturado	E	E
Sulfato de Potasio concentrado	E	E
Sulfato de Sodio	E	E
Sulfato de Zinc saturado	E	E
Solución Fotográfica	E	E
Solución Electrolítica	E	E
Sulfito de Potasio	E	E
Sulfito de Sodio saturado	E	E
Sulfuro de Amonio saturado	E	E
Sulfuro de Hidrógeno	E	E
Sulfuro de Potasio	E	E
Sulfuro de Sodio	E	E
Tetrahidrofurano	R	R
Tiocianuro de Amonio saturado	E	E

TUBERIA CONEXIONES HERRAMIENTAS Y ACCESORIOS





TUBERIA PARA AGUA POTABLE Y USOS INDUSTRIALES

27

MEDIDA NOMINAL		DIAMETRO EXTERIOR MM	ESPESOR PARED MM	LARGO ROLLO MTS.	PESO GMS/M. L.
MM.	PULG				
			RD-9		
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

RD-13.5

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

RD-17

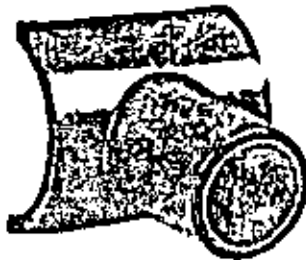
50	2	60.3	3.5	50 y 150	626
75	3	88.9	5.2	10 y 50	1371
100	4	114.3	6.7	10	2271
150	6	160.3	9.9	10	4940
200	8	219.1	12.9	10	8400

RD-21

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

25



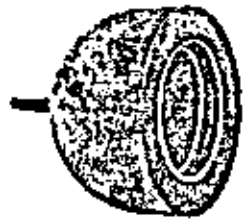
Silleta para derivación



Cople



Codo 90°



Tapón



Silleta de servicio

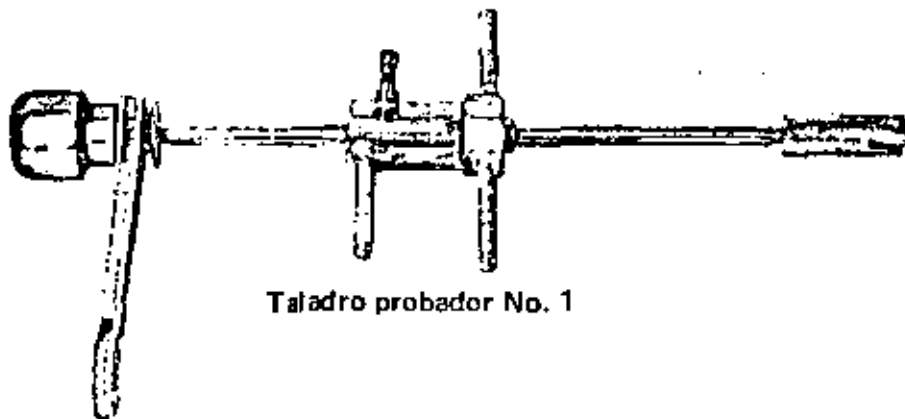


Reducción

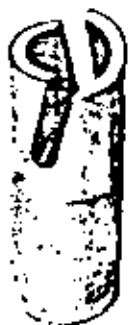


To

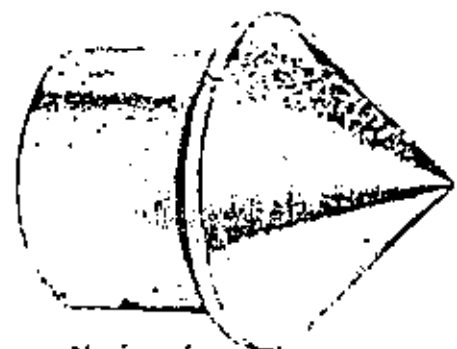
HERRAMIENTAS DE TALADRO Y PRUEBA



Taladro probador No. 1



Broca saca bocados



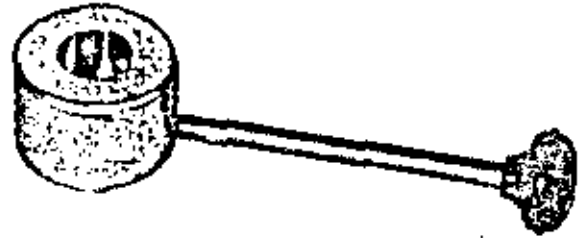
Naríz guía

HERRAMIENTAS DE FUSION

26



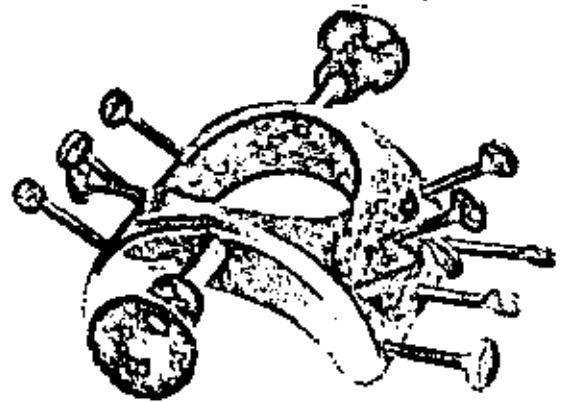
Anillo frío



Medidor de profundidad
y biselador



Sujeta Tapón



Sujeta Sillita

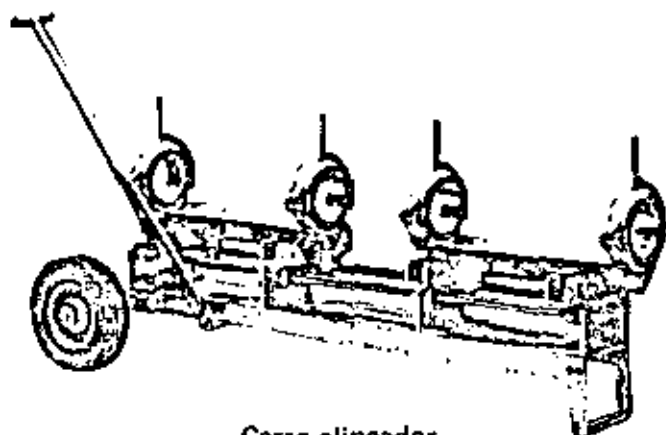


Pinza sujetadora
(1/2 y 3/4")

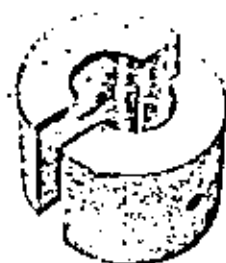


Escuadra extremos

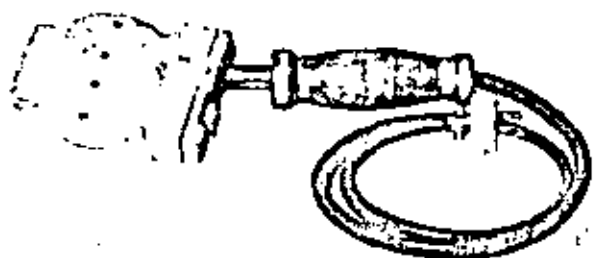
HERRAMIENTAS DE TALADRO Y PRUEBA



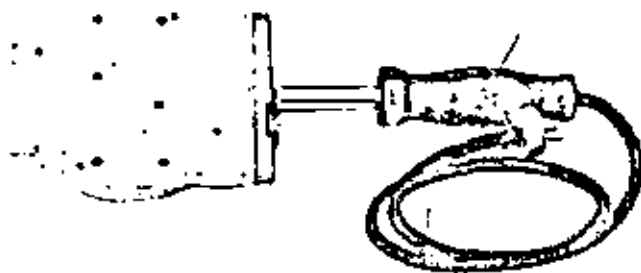
Carro alineador



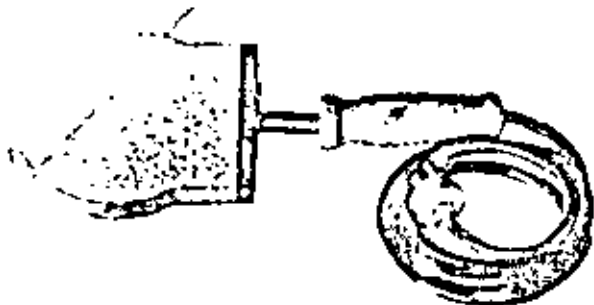
Aumentos para carro alineador



Calentador No. 1
para corriente 110 Volts. 800 Watts



Calentador No. 2
para corriente 110 Volts. 1500 Watts

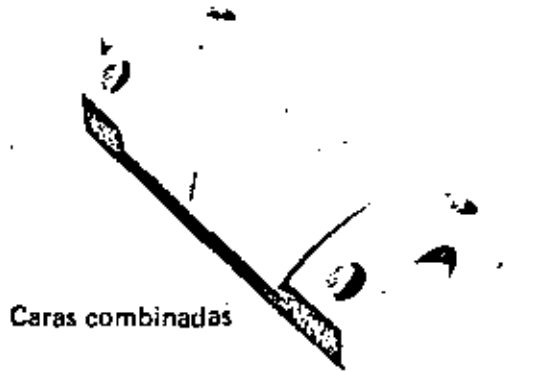


Calentador No. 3
para corriente 110 Volts. 2100 Watts



Caras Unión Socket

HERRAMIENTAS DE FUSION



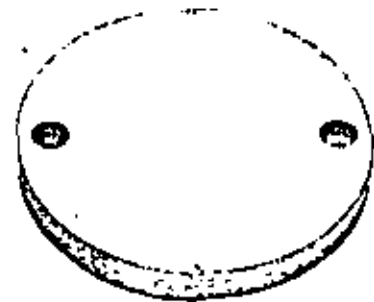
Caras combinadas



Caras sileta servicio

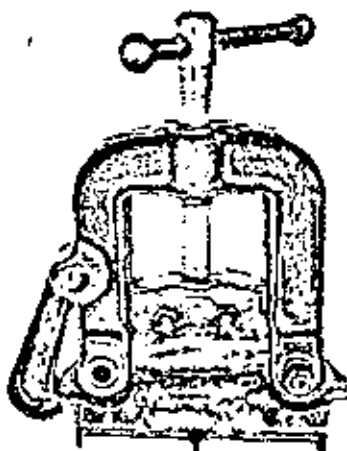


Caras sileta ramaleo

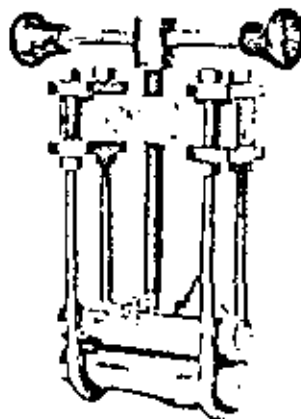


Caras para calentador No. 1 y 2

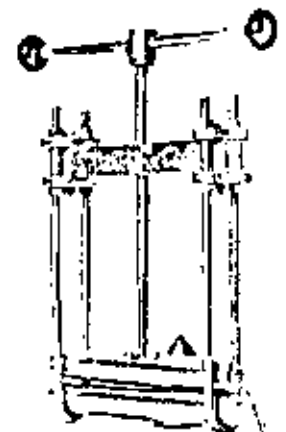
PRENSAS INTERRUPTORAS DE FLUJO



Prensa 1/2 y 3/4"

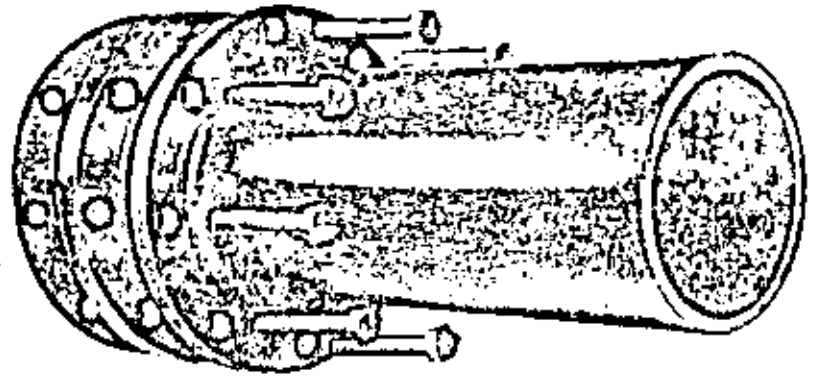
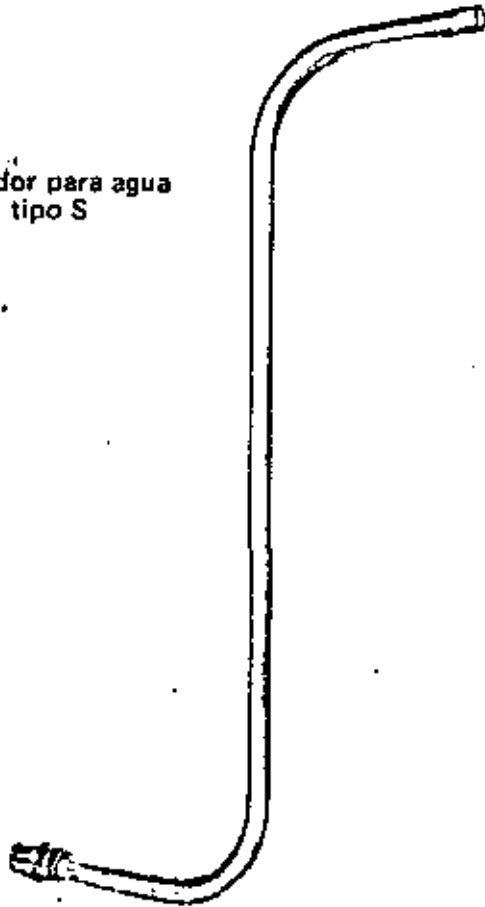


Prensa 1" e 2"

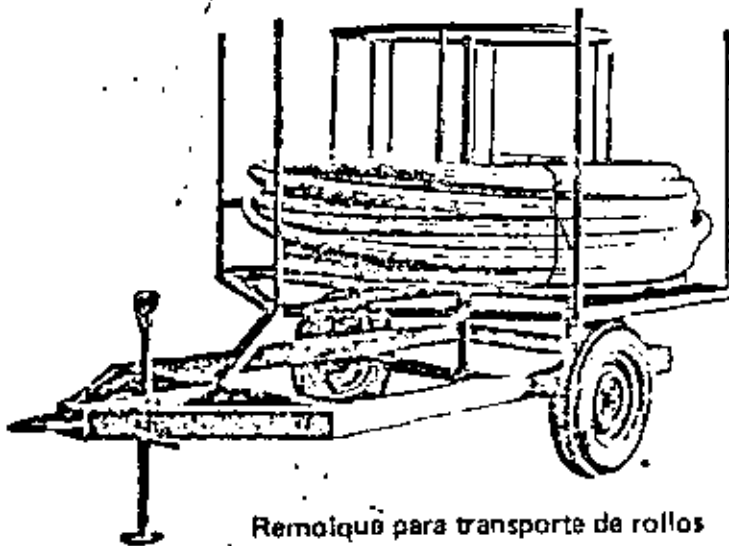


Prensa 3" y 4"

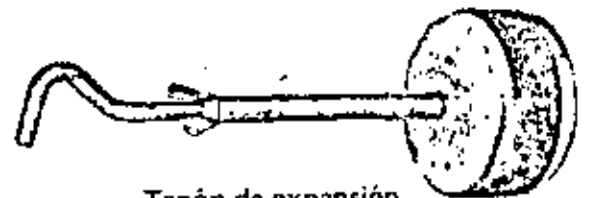
Elevador para agua
tipo S



Adaptador Bridado de 5" PE

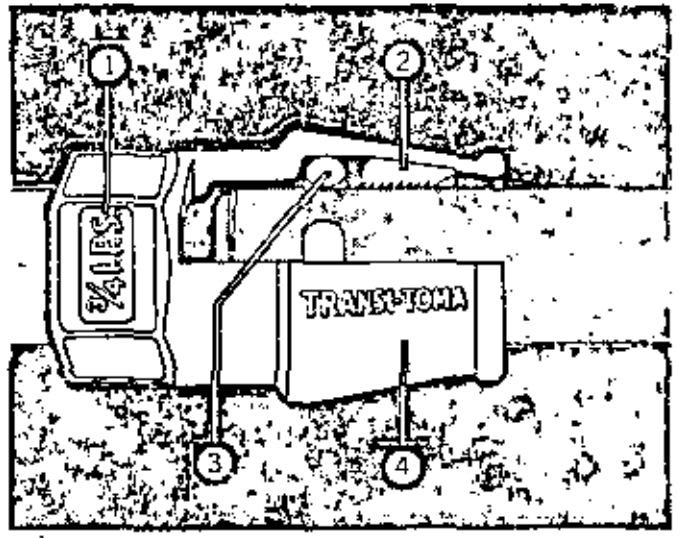
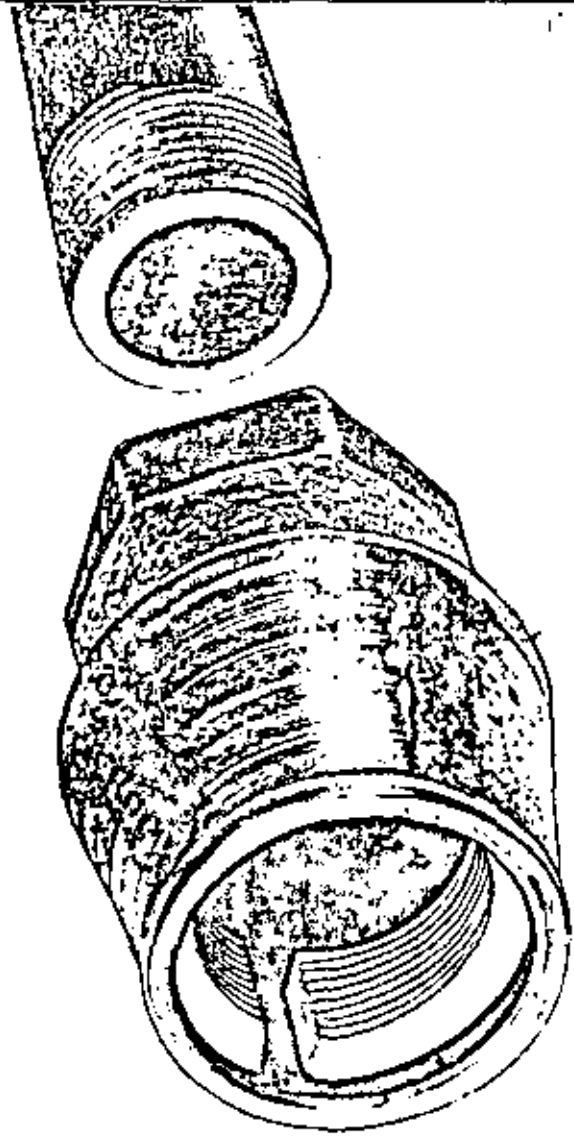


Remolque para transporte de rollos



Tapón de expansión

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.

Equipos y Servicios Técnicos Municipales de México, S. A.

GOBIERNO NO. 109 SUR, INTERIOR 19
TELÉFONO 3-17-91
HERNÁNDEZ, SONORA, MÉXICO

RIO NAZAS 78 # 78-102
TEL. 525-70-99
525-11-98
México 6, D.F.

EDIFICIO "ANT"
HIDALGO NO 39-104 - TEL. 2-60-40
NOGALES, SONORA, MÉXICO
CABLE: ESTRMMEX

VARILLAS Y HERRAMIENTAS.

PARA ROTAR MANUALMENTE.

PARA ROTAR MECANICAMENTE.

MAQUINAS DESAZOLVADORAS.

SRECO

SEWER RODDING EQUIPMENT COMPANY

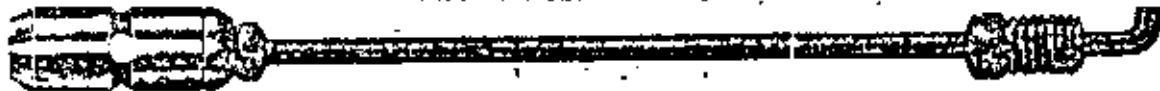
MUNICIPAL EQUIPMENT EXPORTERS

Cable Address: FLEXCOR

LOS ALAMITOS P.O. Box 5443 • Garden Grove, California 92645 • U.S.A.

TELEPHONE, AREA CODE 714
410-4794

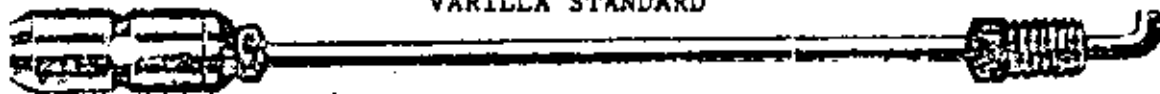
VARILLA ACERO AZUL.



La varilla de acero azul, es del mejor acero del mundo.

- BSR-1 5/16" x 36" Completa con coples
- BSR-2 5/16" x 30" Completa con coples
- BSR-3 5/16" x 48" Completa con coples

VARILLA STANDARD



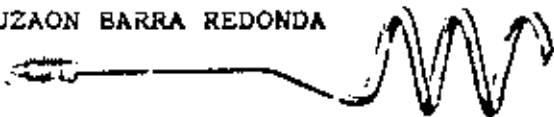
Está hecha con una aleación de acero especial a especificación, con revestimiento resistente al ácido

- SSR-1 5/16" x 36" Completa con coples
- SSR-2 5/16" x 30" Completa con coples
- SSR-3 5/16" x 48" Completa con coples

- SSR-4 5/16" x 60" Completa con coples
- SSR-5 5/16" x 72" Completa con coples
- SSR-6 3/8" x 39" Completa con coples
- SSR-7 3/8" x 6" Completa con coples
- SSR-8 3/5" x 12" Completa con coples

HERRAMIENTAS PARA DESTAPONAR.

TIRABUZAON BARRA REDONDA



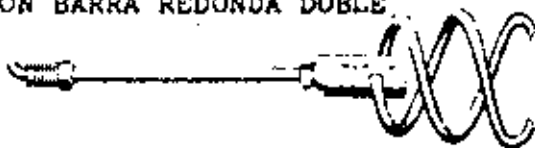
- RWC-1 Tirabuzón B.Red. 1 1/2" O.D. for 5/16" Rods
- RWC-2 Tirabuzón B.Red. 2" O.D. for 5/16" Rods
- RWC-3 Tirabuzón B.Red. 2 1/2" O.D. for 5/16" Rods
- RWC-4 Tirabuzón B.Red. 3" O.D. for 5/16" Rods
- RWC-5 Tirabuzón B.Red. 3 1/2" O.D. for 5/16" Rods

TIRABUZON BARRA CUADRADA



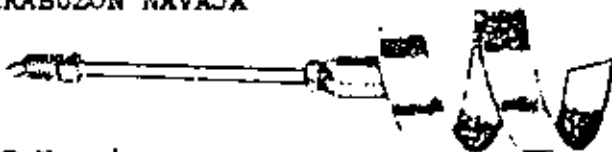
- SBC-1 Tirabuzón B.Cuad. 3" Pipe for 5/16" Rods
- SBC-2 Tirabuzón B.Cuad. 4" Pipe for 5/16" Rods
- SBC-3 Tirabuzón B.Cuad. 5" Pipe for 5/16" Rods
- SBC-4 Tirabuzón B.Cuad. 6" Pipe for 5/16" Rods
- SBC-5 Tirabuzón B.Cuad. 8" Pipe for 5/16" Rods
- SBC-6 Tirabuzón B.Cuad. 8" Pipe for 5/16" Rods, HEAVY DUTY
- SBC-7 Tirabuzón B.Cuad. 10" Pipe for 5/16" Rods

TIRABUZON BARRA REDONDA DOBLE



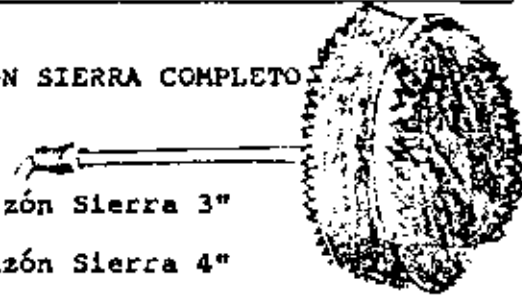
- DPC-1 Tirabuzón Doble .3" O.D. for 5/16" Rods
- DPC-2 Tirabuzón Doble .4" O.D. for 5/16" Rods
- DPC-3 Tirabuzón Doble .5" O.D. for 5/16" Rods

TIRABUZON NAVAJA



- SA-1 T.Navaja 3" Pipe for 5/16" Rods
- SA-2 T.Navaja 4" Pipe for 5/16" Rods
- SA-3 T.Navaja 5" Pipe for 5/16" Rods
- SA-4 T.Navaja 6" Pipe for 5/16" Rods
- SA-5 T.Navaja 8" Pipe for 5/16" Rods
- SA-6 T.Navaja 10" Pipe for 5/16" Rods

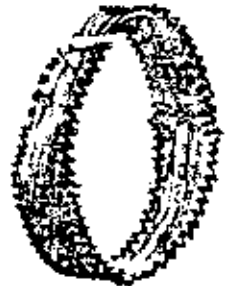
TIRABUZON SIERRA COMPLETO



- STS-1 Tirabuzón Sierra 3"
- STS-2 Tirabuzón Sierra 4"
- STS-3 Tirabuzón Sierra 6"
- STS-4 Tirabuzón Sierra 8"
- STS-5 Tirabuzón Sierra 10"
- STS-6 Tirabuzón Sierra 12"

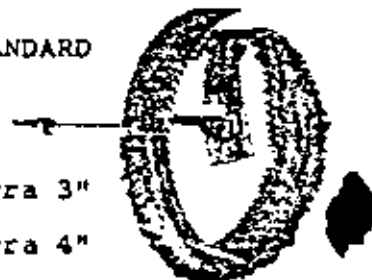
HEAVY DUTY

REPUESTO SIERRA



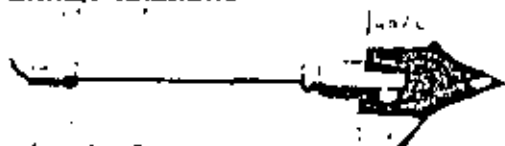
- STS-1B Repuesto Sierra 3"
- STS-2B Repuesto Sierra 4"
- STS-3B Repuesto Sierra 6"
- STS-4B Repuesto Sierra 8"
- STS-5B Repuesto Sierra 10"
- STS-6B Repuesto Sierra 12"

TIRABUZON SIERRA STANDARD

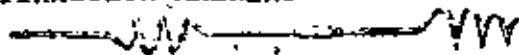


- SRS-1 Tirabuzón Sierra 3"
- SRS-2 Tirabuzón Sierra 4"
- SRS-3 Tirabuzón Sierra 6"
- SRS-4 Tirabuzón Sierra 8"
- SRS-5 Tirabuzón Sierra 10"
- SRS-6 Tirabuzón Sierra 12"

PUNTA LANZA ARENERO

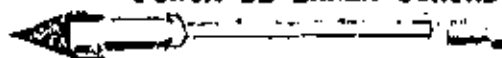


SSL-1 Punta de Lanza
TIRABUZON ARENERO



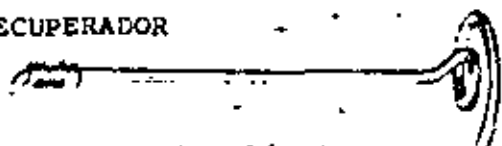
SC-1 Tirabuzón Arenero 3"

PUNTA DE LANZA CORTADORA



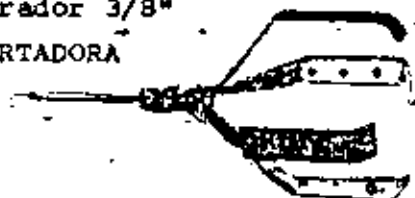
SPC-1 Punta de Lanza Cortadora 1.7/8"
SPC-2 Punta de Lanza Cortadora 4"

RECUPERADOR



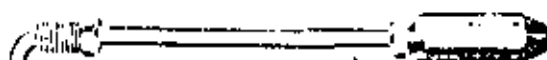
PUT-1 Recuperador 5/16"
PUT-2 Recuperador 3/8"

HERRAMIENTA CORTADORA
COMPLETA



FBC-1 4" Herramienta Cortadora 4 Navajas
FBC-2 6" Herramienta Cortadora 4 Navajas
FBC-3 8" Herramienta Cortadora 4 Navajas
FBC-4 10" Herramienta Cortadora 4 Navajas
FBC-5 12" Herramienta Cortadora 4 Navajas
FBC-6 14" Herramienta Cortadora 4 Navajas
FBC-7 15" Herramienta Cortadora 4 Navajas
FBC-8 16" Herramienta Cortadora 4 Navajas
FBC-9 18" Herramienta Cortadora 4 Navajas

HERRAMIENTA PILOTO



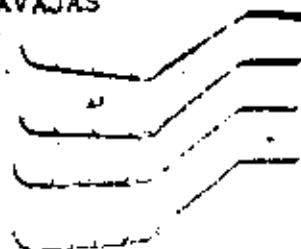
PT-1 Herramienta Piloto 5/16"
PT-2 Herramienta Piloto 3/8"

PUERCO ESPIN PARA VARILLA Y CABLE



PTT-1 Puerco Espin para 6"
PTT-2 Puerco Espin para 8"
PTT-3 Puerco Espin para 10"
PTT-4 Puerco Espin para 12"

JUEGO DE NAVAJAS

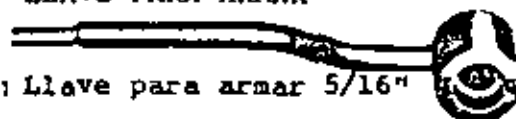


FB-1 Juego de 4 navajas 4"
FB-2 Juego de 4 Navajas 6"
FB-3 Juego de 4 Navajas 8"
FB-4 Juego de 4 Navajas 10"
FB-5 Juego de 4 Navajas 12"
FB-6 Juego de 4 Navajas 14"
FB-7 Juego de 4 Navajas 15"
FB-8 Juego de 4 Navajas 16"
FB-9 Juego de 4 Navajas 18"

BARRA PARA GIRAR

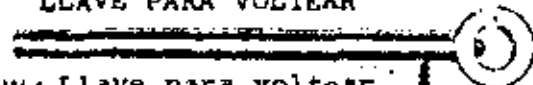


BTM-1 Barra para girar
LLAVE PARA ARMAR



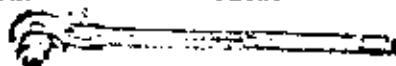
AW-1 Llave para armar 5/16"

AW-2 Llave para armar 3/8"
LLAVE PARA VOLTEAR



ATW-1 Llave para voltear

MANERAL PARA GIRAR



RTM-1 Maneral para girar Varilla 5/16"
RTM-2 Maneral para girar Varilla un sólo hombre.

LLAVE PARA EMPUJAR



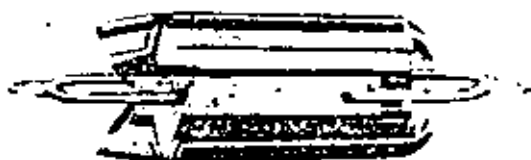
POT-1 Llave para empujar 5/16"

POT-2 Llave para empujar 3/8"
LLAVE PARA SACAR.



POT-3 Llave para sacar 5/16"

POT-4 Llave para sacar 3/8"



- BMB-1 Draga para Tubería de 6"
- BMB-2 Draga para Tubería de 8"
- BMB-3 Draga para Tubería de 10"
- BMB-4 Draga para tubería de 12"
- BMB-5 Draga para Tubería de 15"
- BMB-6 Draga para tubería de 18"
- BMB-7 Draga para tubería de 22"
- BMB-8 Draga para Tubería de 24"
- BMB-9 Draga para Tubería de 30"
- BMB-10 Draga para Tubería de 36"

DESTORCEDOR

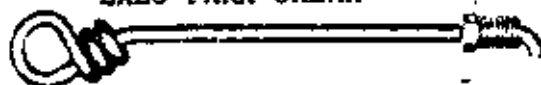


- SBS-1 Destorcedor sobre baleros sellado alta duración para cable de 3/8" a 1/2"



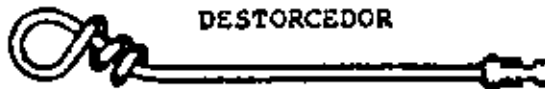
- PPT-1 P/tubería de 6"
- PPT-2 P/tubería de 8"
- PPT-3 Para tubería de 10"
- PPT-4 Para tubería de 12"
- PPT-5 Para tubería de 15"
- PPT-6 Para tubería de 18"
- PPT-7 Para tubería de 20"
- PPT-8 Para tubería de 24"

LAZO PARA JALAR



- LT-1 Lazo para jalar 5/16"

DESTORCEDOR



- SLT-1 Destorcedor 5/16"
- SLTW-2 Destorcedor a prueba de agua 5/16"

EQUIPOS Y SERVICIOS TECNICOS MUNICIPALES
 DE MEXICO, -S.A.
 GUERRERO # 109 Int.19 RIO NAZAS 78-102
 Tel. 317-11 Tel. 525-70-99
 525-11-98
 Hermosillo, Son. México, 6, D.F.



SWEET RODDING EQUIPMENT COMPANY
 PO Box 1441 Lima, Ohio 45001 (419) 991-2065
 PO Box 2957 Culver City, California 90230 (213) 390-4444

Equipos y Servicios Técnicos Municipales de México, S. A.

GUERRERO No. 109 SUR, INTERIOR 10
TELEFONO 3-17-11
HERMOBILLO, SONORA, MEXICO

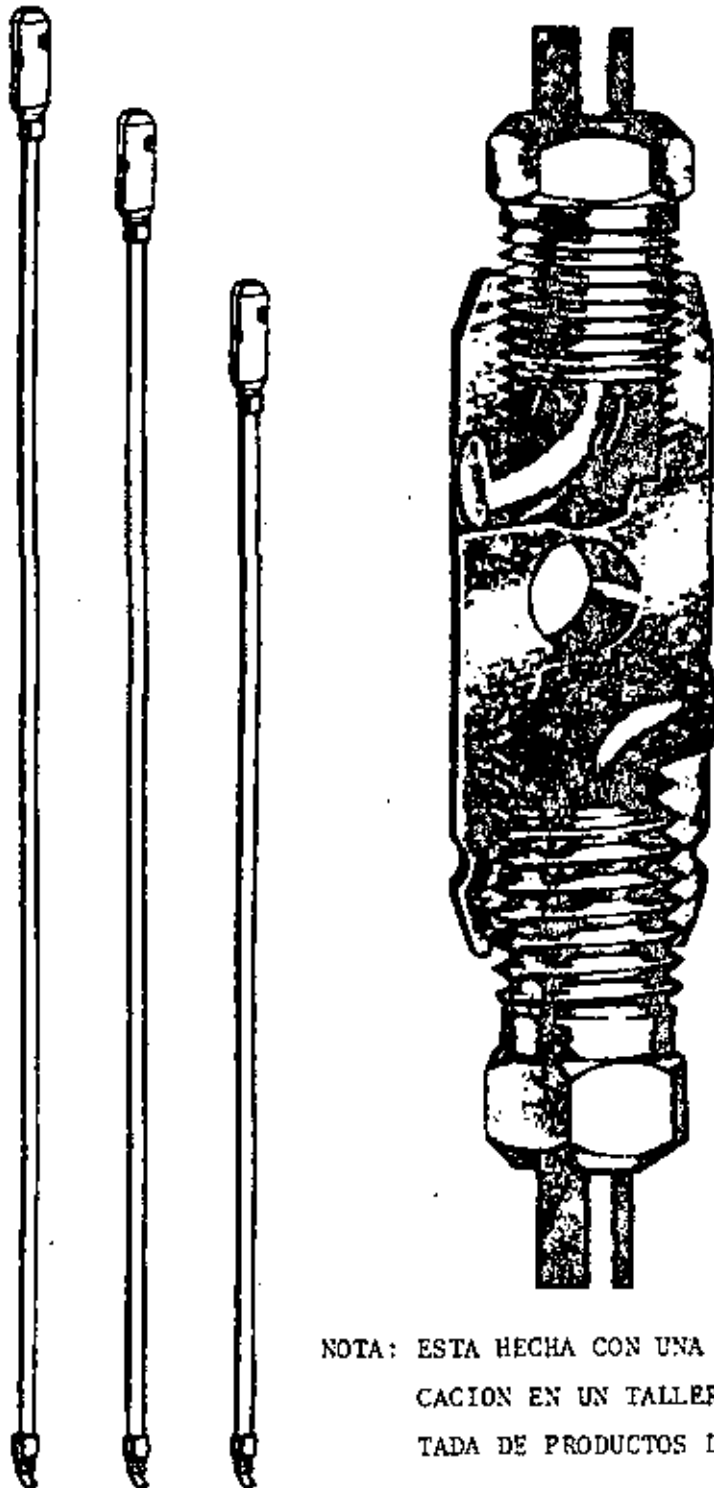
RIO NAZAS # 78-102

TELS: 525-7099 y 525-11-98 HIDALGO No. 38-104 - TEL. 2-60-40

MEXICO 6, D. F.

EDIFICIO "ANTI"

NOGALES, SONORA, MEXICO
CABLE: ESTEMMEX



EXACTAMENTE LA DUREZA CORRECTA PARA PERFORACION.

EXACTAMENTE LA FLIXIBILIDAD CORRECTA.

LA VARILLA DE ACERO PARA DESTAPONAR LAS LINEAS DE DRENAJE DE LAS CIUDADES DE MAYOR EXITO EN EL MUNDO.

MEDIDAS.

TRAMOS DE VARILLAS DE ACERO CON CO-
PLE, COMPLETAS, CON REVESTIMIENTO -
RESISTENTE AL ACIDO:

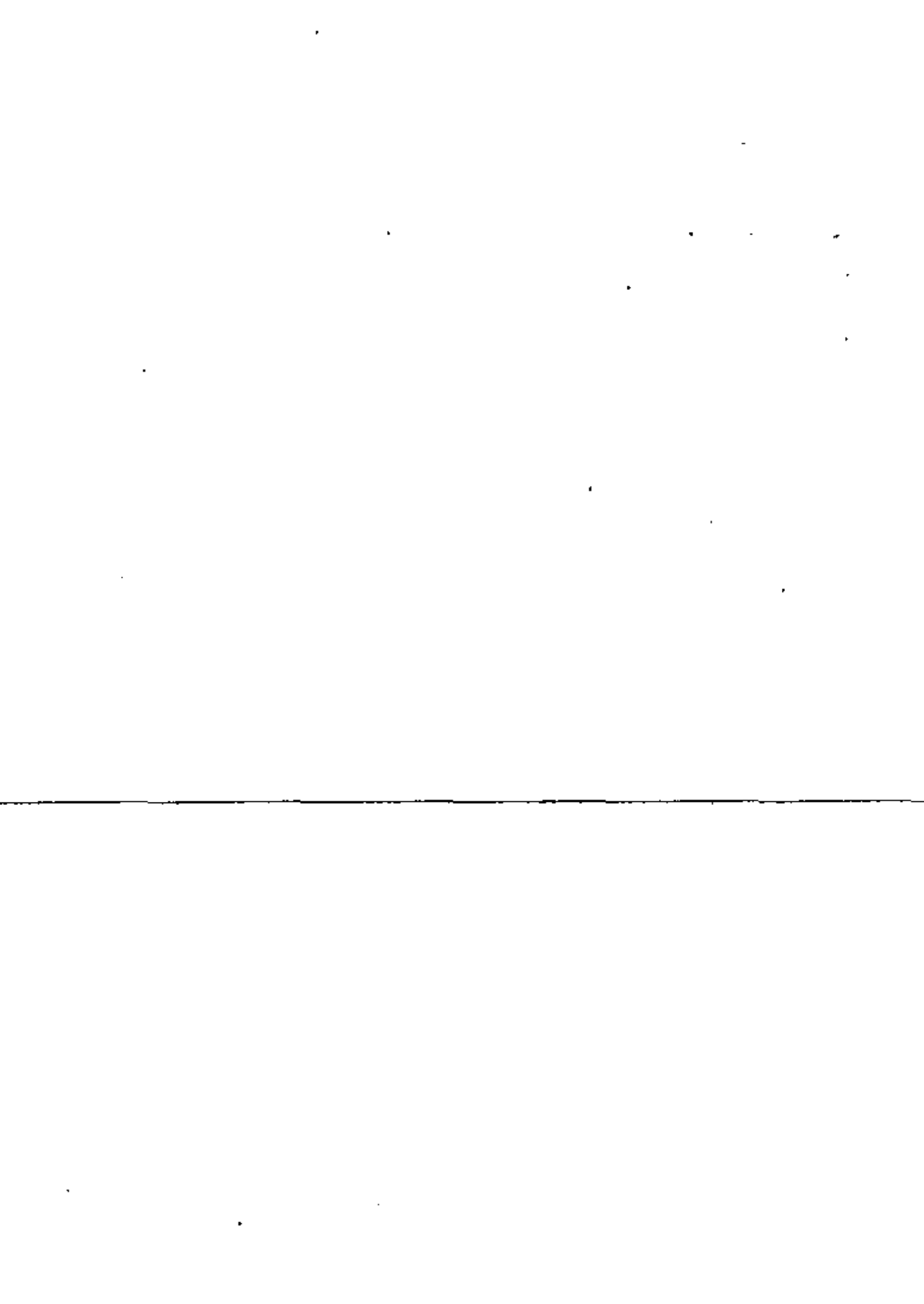
MCR-39 8 mm de diámetro X 1 metro
de largo (5/16 X 39")

MCR-36 5/16 X 36"

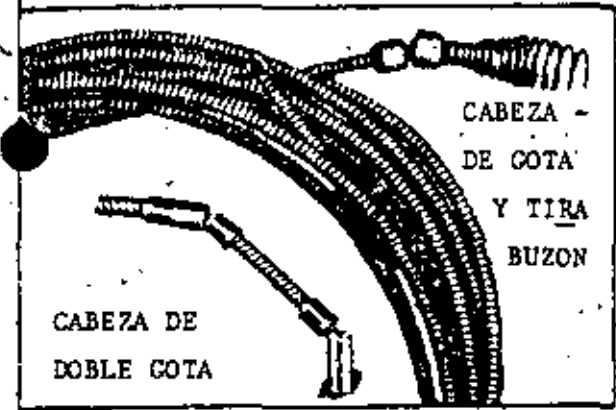
MCR-48 5/16 X 48"

AJUSTA A CUALQUIER EQUIPO DE VARILLA
DE ACERO PARA DESTAPONAR DRENAJES, -
HECHO EN LOS ESTADOS UNIDOS.

NOTA: ESTA HECHA CON UNA ALEACION DE ACERO ESPECIAL A ESPECIFI-
CACION EN UN TALLER EXCLUSIVO DEDICADO A PRODUCCION LIMI-
TADA DE PRODUCTOS DE ALTA CALIDAD.



TODOS LOS RETORCEDORES MARCA MAX LIFE, SON REFORZADOS Y TIENEN DIFERENTES CABEZAS PARA ESCOGER.



CABEZA DE GOTA Y TIRABUZON

CABEZA DE DOBLE GOTA

3 TIPOS DE CABEZA DISPONIBLES.
 CABEZA DOBLE GOTA.
 CABEZA DE GOTA Y TIRABUZON.
 AMPLIA VARIEDAD DE MEDIDAS DISPONIBLES
 6 y 8 mm. A 10 METROS DE LARGO
 9.5 y 12.5 mm. A 30 METROS DE LARGO

Ask about the **MAX-LIFE** Liberal Snake Guarantee!

MAXCORE

MAXI ALMA
 RETORCEDOR CON --
 CENTRO MULTI ALAM
 BRE MAS FLEXIBLE.



DURACORE

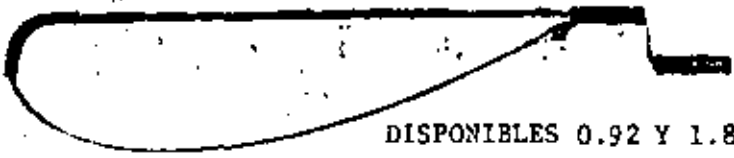
ALMA DURA
 RETORCEDOR CON --
 CENTRO DE CABLE -
 METALICO.



TIRABUZAON

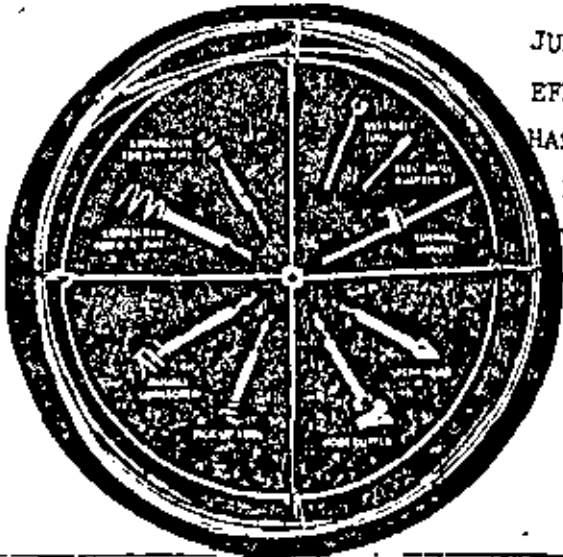
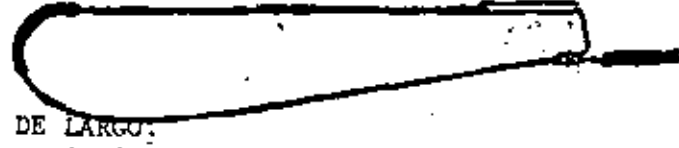
DISEÑADO PARA GIRAR A TRAVES DEL COLADOR BASICO.

DESTAPADOR DE W.C. DURACORE ALMA DURA.

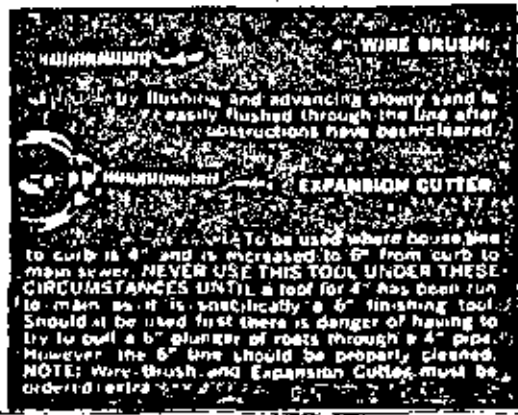


DISPONIBLES 0.92 Y 1.84 CM. DE LARGO.

DESTAPADOR W.C. MULTI CORE MULTI ALMA MAS FLEXIBLE.



JUEGO LATERAL DE PLOMERO (17 Kgs.).
 EFECTIVO PARA DESTAPAR DESCARGAS DOMICILIARIAS DE 4" Y -
 HASTA DE 30 MTS. DE LARGO.
 INCLUYE VARILLA DE ACERO Y TODAS LAS HERRAMIENTAS SEGUN DIBUJO.



WIRE BRUSH:
 Use by flushing and advancing slowly and easily flushed through the line after obstructions have been cleared.

EXPANSION CUTTER:
 To be used where house line to curb is 4" and is increased to 6" from curb to main sewer. NEVER USE THIS TOOL UNDER THESE CIRCUMSTANCES UNTIL a tool for 4" has been run to man as it is specifically a 6" finishing tool. Should be used first there is danger of having to try to pull a 6" plunger of roots through a 4" pipe. However the 6" line should be properly cleaned. NOTE: Wire brush and Expansion Cutter must be ordered extra.

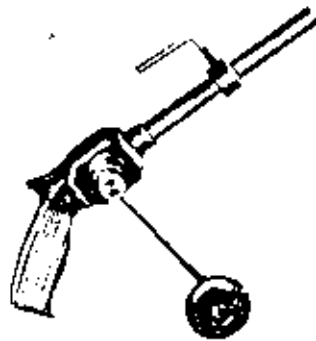
Equipos y Servicios Técnicos Municipales de México, S. A.

GUERRERO No. 109 SUR, INTERIOR 19
 TELEFONO 3-17-11
 M. TRINIDAD SONORA, MEXICO

RIO NAZAS # 78-102
 TELS. 525-70-99 y 525-11-98
 MEXICO 6, D.F.

EDIFICIO "ANTI",
 HIDALGO No. 38-104 - TEL. 2-60-40
 NOGALES, SONORA, MEXICO
 CABLE: ESTEMEX

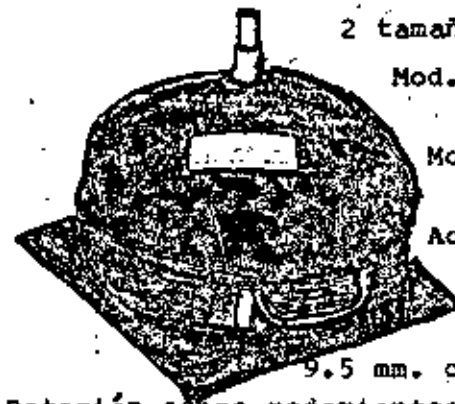
MAXI - ROTO GUN
PISTOLA DE ROTACION.
Ligera - práctica - económica



Para trabajar en espacios estrechos mantenga la pistola cerca de la boca de la coladera, y cuide que no se enrede el cable al girarlo rápidamente.

Util para cualquier tamaño de Retorción.

MAXI SNAKE HOUSE
CAJA DE ROTADOR.



2 tamaños disponibles

Mod. 50 a 15 mt/ capacidad

Mod. 100 a 30 Mts. capacidad

Acepta cualquier diámetro de Rotador.

9.5 mm. o 12.5 mm.

Rotación sobre rodamientos.

ROTO - HANDLE

MANGO DE ROTACION.
Mayo economía, para labores ocasionales, puede rotar cualquier retorcedor.



PARA COLADERAS DOMICILIARIAS.
de 3/4" a 3".

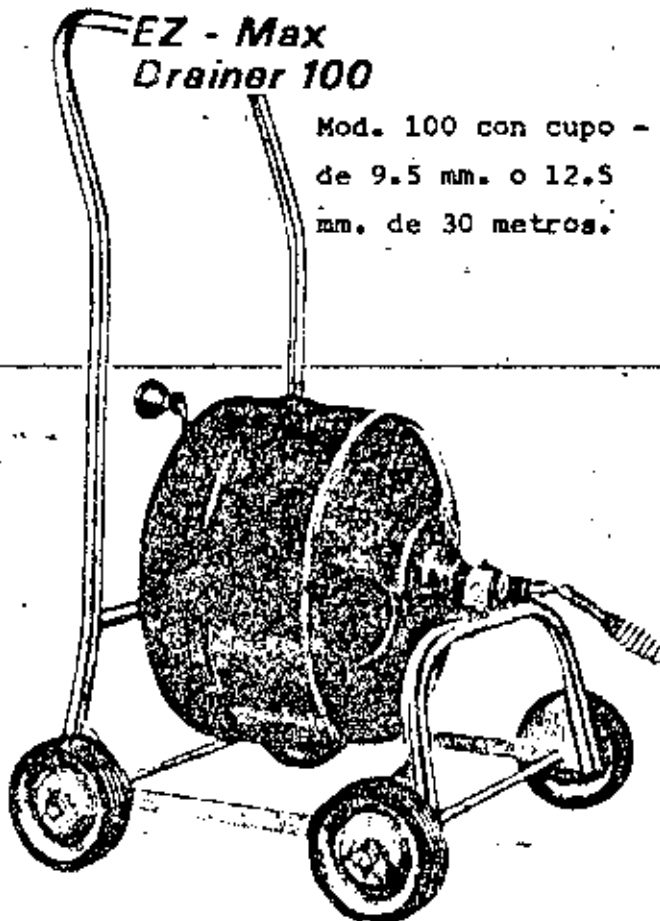
PARA REGADERAS, TINAS DE BAÑO, Y LAVADEROS.



HANDI 25

Uselo con rotador de 6 mm. o 8 mm., con tira buzón cabeza de gota.

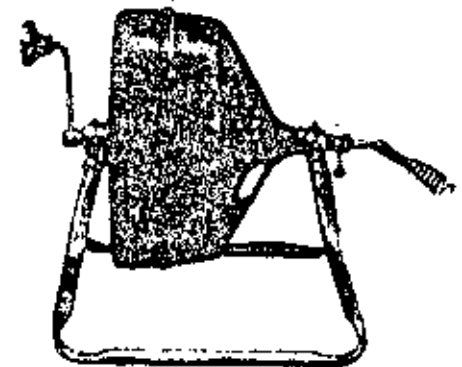
Sólo pesa 2.2 Kls, tiene 2 velocidades de rotación, boquilla de quijadas convergentes, - - - aprieta y afloja.



EZ - Max Drainer 100

Mod. 100 con cupo de 9.5 mm. o 12.5 mm. de 30 metros.

EZ - Max Drainer 50



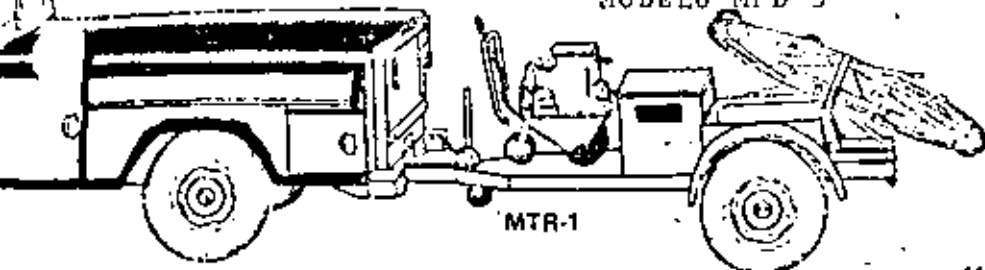
Mod. 50, con cupo de 9.5 mm o 12.5 mm a 15 mts. de largo.

El impulso de Tambor de Rotación, proporciona la torción para limpiar con un mínimo de esfuerzo.

ESTEMMEX, S.A.
Cuerrero # 109-19
Tel. 317-11
Hermosillo, Son.

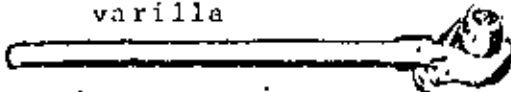
MAQUINA ROTAZONDAS
MODELO MPD-3

ESTEMMEX, S.A.
Río Nazas # 78-102
Tel. 525-11-98 y 525-70-99
México 6, D.F.

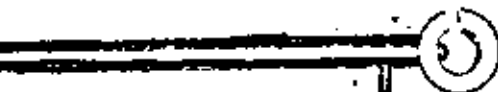


MPT-1
Llave para jalar varilla.

Maneral para girar MR-1
varilla



Llave de ensamble MAH-1



Llave para armar
varilla. MAT-1

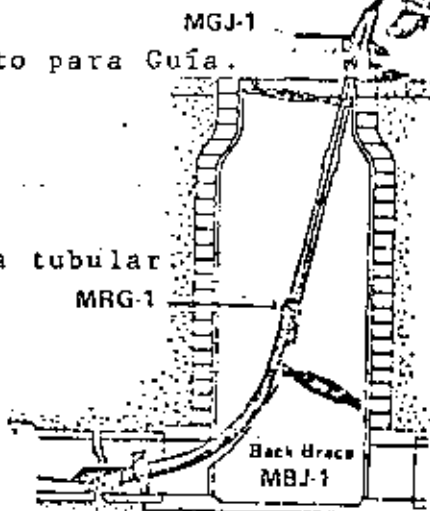


Asa para voltear va-
rilla. MBH-1

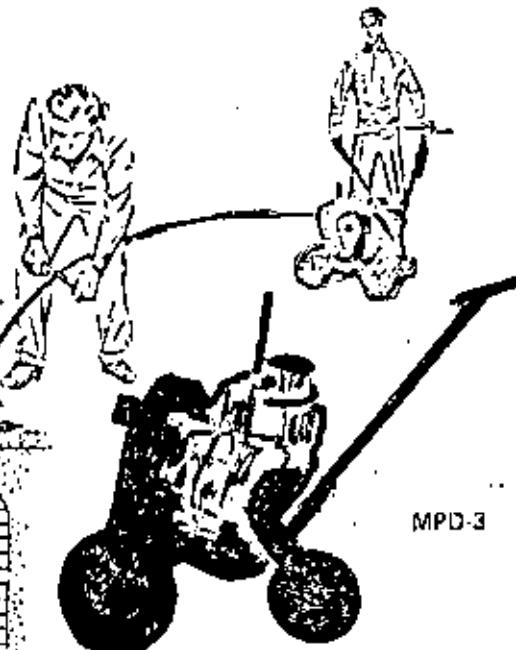


MGJ-1
Gato para Guía.

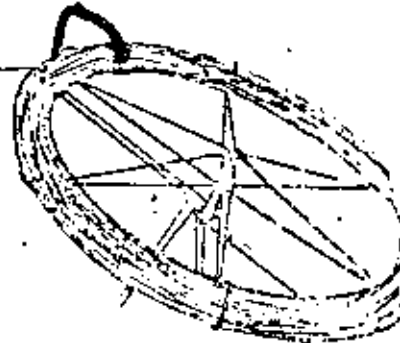
Guía tubular
MRG-1



Gato ajustable inferior. MFJ-1
Carrete porta-varilla. MC2-1
Triple porta-carrete. ME2-2



MPD-3

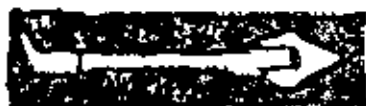


Tirabuzón Barra redonda.
1", 2", 2 1/5", 3", 3 1/5"
y 4".

MCS-1 MCS-2 MCS-2A
MCS-3 MCS-3A MCS-4

PUNTA DE LANZA.

MSP-1



Cortador de hojas con --
Selector de 4 hojas.

4 BLADE SELECTO BLADE CUTTER



MFB-4 MFB-6 MFB-8

MFB-10 MRF-12 MRB-14

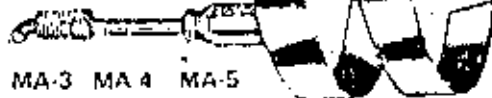
HERRAMIENTAS DE LIMPIEZA:

Tirabuzón Barra cuadrada.
3", 4", 5", 6", 8", 10",
y 12".

MSCS-3 MCSS-4 MCSS-5
MCSS-6 MCSS-8 MCSS-10 MCSS-12

Barrenador

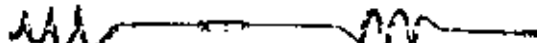
AUGER



MA-3 MA-4 MA-5
MA-6 MA-8 MA-10

Tirabuzón arenero doble.

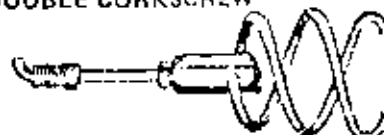
SAND CORKSCREW MCSA-4



PORCUPINE — TURN or PULL TYPE



MTP-6 MTP-8 MTP-10 MTP-12
Tirabuzón doble
DOUBLE CORKSCREW



MCSD-3 MCSD-4 MCSD-5

PIPE PLUGS



PIPE PLUGS MC1-4 MC1-6 MC1-8 MC1-10

THE MAX-LIFE LINE

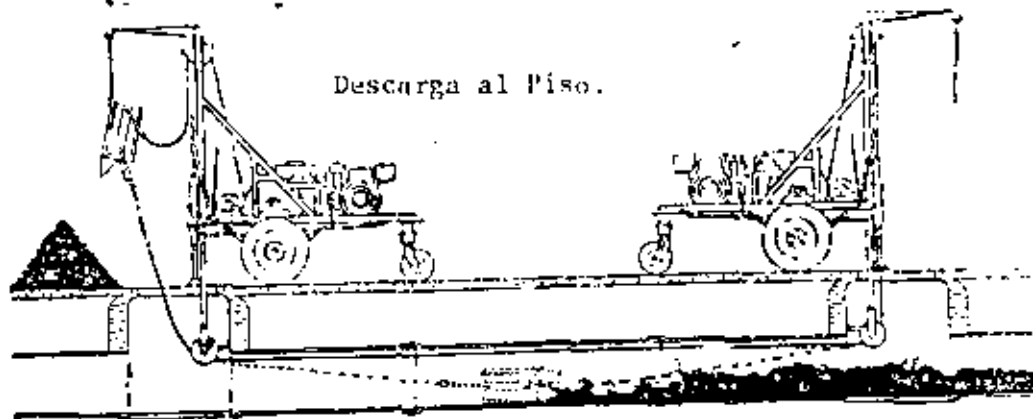
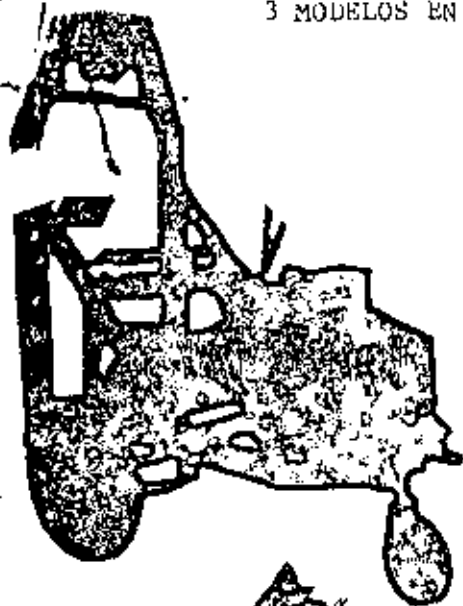
MARCA REGISTRADA

SELECCION DEL EQUIPO ADECUADO.

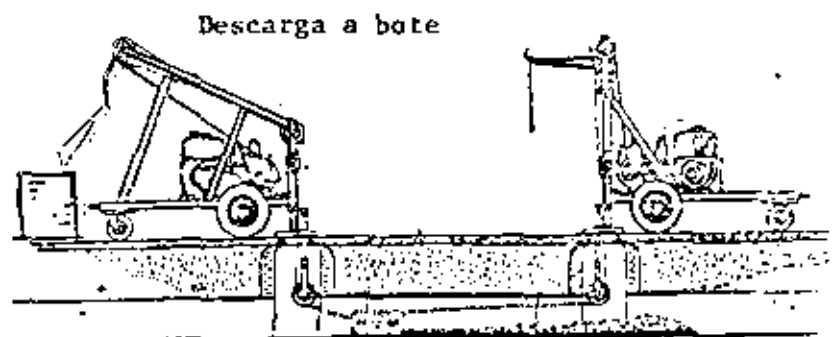
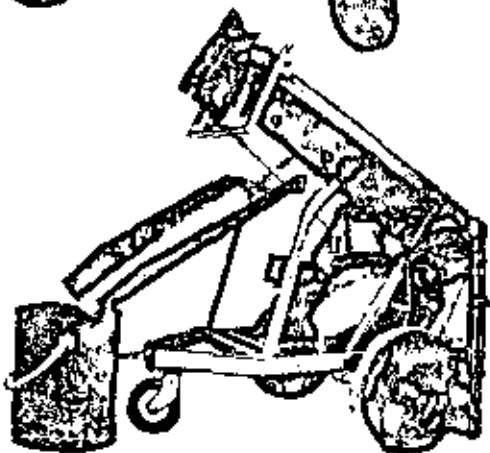
1	MPD-3	Máquina Rotazondas accionado con motor a gasolina de 3 H.P., montada sobre 3 ruedas, capaz de hacer girar las varillas a 125 RPM.....
100	MRC-39	Varillas 5/16" X 39" (1 Mt.) con coples.
2	MAT-1	Llaves para armar varilla.....
1	MAH-1	Llave para armar y girar varilla.....
1	MBH-1	Barra para girar varilla.....
1	MPT-1	Llave para empujar varilla.....
1	MPU-1	Recuperador de varillas.....
2	MCS-2	Tirabuzón barra redonda de 2".....
1	MCSS-4	Tirabuzón barra cuadrada de 4".....
1	MCSS-6	Tirabuzón barra cuadrada de 6".....
1	MCSS-8	Tirabuzón barra cuadrada de 8".....
1	MEZ-1	Carrete porte varillas.....
1	MEZ-2	Tripie para carrete.....
1	MRG-1	Cuña tubular para introducir varilla....
1	MGJ-1	Soporte para fijar la guía.....
1	MFJ-1	Gato ajustable interior.....

ESTEMMEX., S. A.

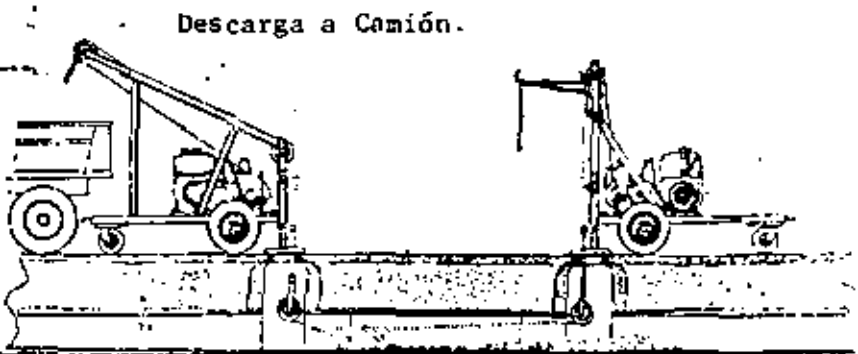
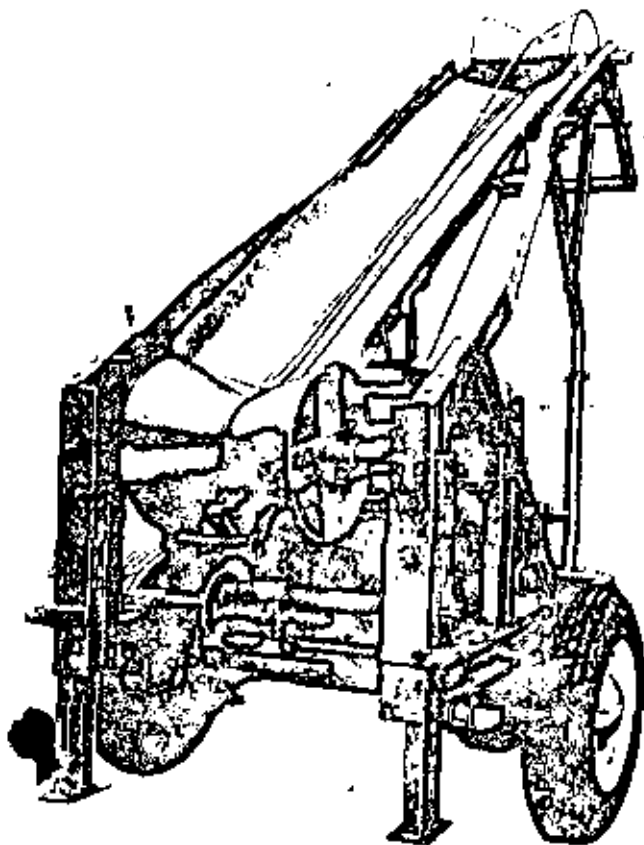
3 MODELOS EN 3 CAPACIDADES A GASOLINA CON OPCION A DIESEL.



MPI-9-2 9hp Briggs & Stratton
 MPI-18-2 18hp Wisconsin
 MPI-30-2 30hp Wisconsin



MCL-9-2 9hp Briggs & Stratton
 MCL-18-2 18hp Wisconsin
 MCL-30-2 30hp Wisconsin



MTL-9-2 9hp Briggs & Stratton
 MTL-18-2 18hp Wisconsin
 MTL-30-2 30hp Wisconsin

EQUIPOS Y SERVICIOS TECNICOS MUNICIPALES DE MEXICO, S.A.

Guerrero 109 Sur Int.19
 Tel. 317-11

Hermosillo Son.

Río Nazas # 78-102

Tel. 525-11-98

525-70-99

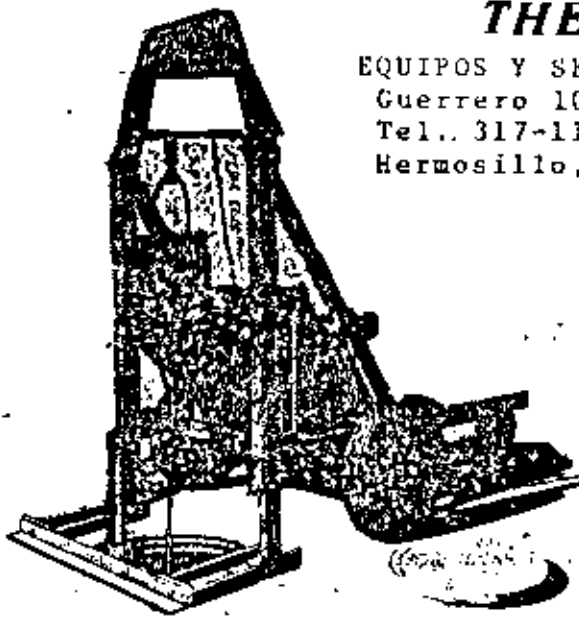
México 6, D.F.

THE MAX-LIFE LINE

THE MAX-LIFE LINE

EQUIPOS Y SERVICIOS TECNICOS MUNICIPALES DE MEXICO, S.A.
 Guerrero 109 Sur Int. 19
 Tel. 317-11
 Hermosillo, Son.

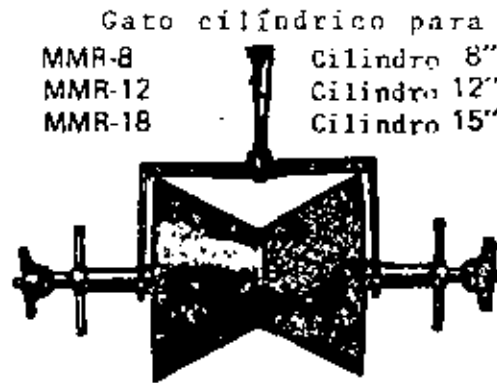
Río Nazas # 78-102
 Tel. 525-11-98 y 525-7000
 México 6, D.F.



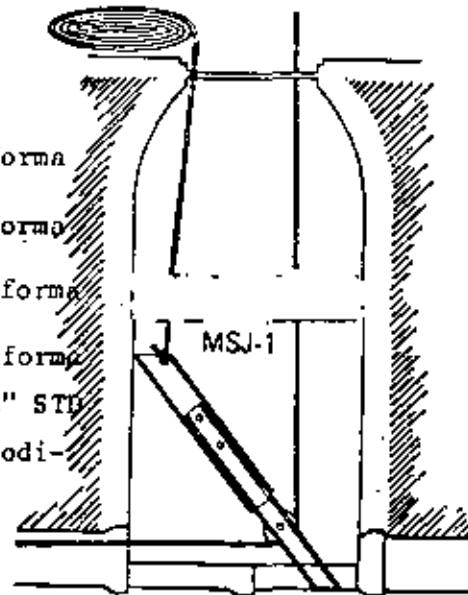
Caballete de Plataforma de superficie y rodillo.

- MSH-8 8" Rodillo y Plataforma
- MSH-12 12" Rodillo y Plataforma
- MSH-15 15" Rodillo y Plataforma
- MSH-15W 15" Rodillo y Plataforma

El comprador pondrá tubo de 2" STD como soporte para todos los rodillos.



- MMR-8 Cilindro 8"
- MMR-12 Cilindro 12"
- MMR-18 Cilindro 15"

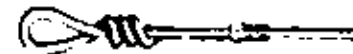


MSJ-1

Destorcedor

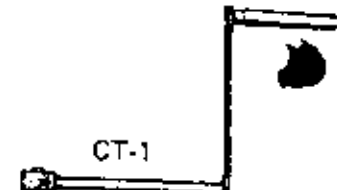


MC2-1



MLSW-1

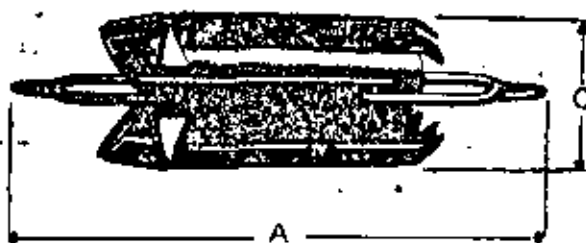
Lazo para jalar el cable de preparación.



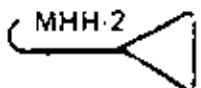
CT-1

Maneral de emergencia.

Draga o bote para sacar el azolve.



Gancho corto



MHH-2

MHH-2

Gancho largo para vaciar la draga.

Raspador Puercoespín.



- MPP-6 MPP-8 MPP-10
- MPP-12 MPP-15 MPP-16
- MPP-18 MPP-20 MPP-24

CATALOG NO.	Bucket Size	"A" Overall Length	"B" Bale Spread	"C" Bucket Diameter	Capacity Cu. Ft.	Approx. Weight
MB-6	6" Pipe	27 1/4"	5 3/4"	4 1/2"	.1283	17 1/2
MB-8	8" Pipe	28 1/2"	7"	5 1/2"	.2549	24 1/2
MB-10	10" Pipe	34 1/2"	9 3/4"	7 1/4"	.4538	36
MB-12	12" Pipe	34 1/2"	11 1/2"	8 3/4"	.6372	42
MB-15	15" Pipe	38 3/4"	13"	10 1/2"	.9711	60
MB-18	18" Pipe	43 3/4"	15"	12 3/4"	1.5886	78
MB-22	22" Pipe	47 3/4"	17"	15"	2.3142	92 1/2
MB-24	24" Pipe	51"	21 3/4"	18"	3.8439	135
MB-30	30" Pipe	57"	25"	21"	5.4000	190
MB-36	36" Pipe	64"	30"	24"	8.5000	297



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

ANTECEDENTES HISTORICOS Y AVANCES DEL SISTEMA

M. EN I. ARNULFO PAZ SANCHEZ

AGOSTO, 1980

CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

I. - ANTECEDENTES HISTORICOS Y AVANCES DEL SISTEMA

Man L. ARNULFO PAZ SANCHEZ.

I. I. - HISTORIA.

El registro arqueológico más antiguo de un sistema de alcantarillado se remonta a 5,000 años. En las ruinas de Nippur, Babilonia, hay un drenaje formado por arcos. El sistema es bastante extenso y recolectaba los residuos líquidos de los palacios y zonas residenciales de la Ciudad. Posteriormente Merckel reporta el de Babilonia, en donde se alejaban por tuberías las aguas usadas arrastrando la materia fecal. Las exploraciones de Layard han revelado que en grandes dimensiones construidas con bóvedas, en Nínive y Babilonia que datan del siglo VII A. C.

En Jerusalem se conducían las aguas residuales 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 lodos sedimentadores para abono en los jardines del valle de Cedron.

Shick y Warren han desenterrado considerable información acerca de las alcantarillas de Jerusalem.

En la isla de Creta, 2,000 años antes de Cristo, buscándose la tumba del Rey Minos, se hallaron construcciones dotadas de verdaderas instalaciones domiciliarias de desagüe.

En las poblaciones griegas hay algunas obras de esta naturaleza, construidas durante el esplendor de los griegos, sin embargo, en Atenas estaba ampliamente difundido el uso de letrinas. El agua de lavado de ellas se utilizó para irrigación.

En tiempos de Tarquino, 588 años antes de Cristo, se construyó la célebre "Cloaca Máxima", gran colector destinado a sanear el foro romano, subsistiendo hasta hoy, después de 2500 años.

Aunque se hizo una verdadera red de cloacas secundarias llamadas "Cloaculas". Sin embargo todos estos conductos o canales no se emplearon para descargar los albañiles de las casas, ya que las exigencias sanitarias no existían en aquella época. Es muy probable que los desechos humanos se depositaran en canales superficiales en las calles, de donde posteriormente eran llevados o lavados a las cloacas, siendo su función primaria la de alejar las aguas pluviales.

Hubo ocasiones específicas en que se hicieron conexiones directas a las casas o palacios, pero esas fueron excepciones, pues la mayoría de las casas carecían de ellas.

La necesidad de mantener limpia la ciudad y alejar los residuos, fue bien establecido por el comisionado Julius Frontinus (93 a. c.) como se desprende de sus ordenanzas para el uso del sistema de alcantarillado, "Nadie puede desaguar excesos de agua sin haber recibido mi permiso o el de mis representantes, porque es necesario que el agua sea utilizada no sólo para abasto y limpieza de nuestra ciudad, sino también para arrastre de desechos por las alcantarillas".

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.

En 1815 se permite la descarga de materias fecales, por primera vez, en las alcantarillas de Londres.

En 1833 se permite la descarga de los residuos de letrinas a las alcantarillas de Boston.

En 1842 en Inglaterra, Chadwick propone el empleo de tuberías para alcantarillas y el de sistemas separados.

En ese mismo año, 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 diseñó un sistema de recolección de agua que incluyó muchas de las ideas que se usan en el diseño de obras actualmente. Desafortunadamente las innovaciones de Lindley y su influencia en Salud Pública no fueron reconocidas debidamente en su tiempo.

En 1847, se hace obligatoria la descarga de materia fecales en las alcantarillas de Londres y se construyen sistemas separados por John Philips.

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 constuyeron en grandes dimensiones a todas se les daba una altura mínima de 1.65 m. y un ancho no menor de 0.70 m. 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.

Por los años de 1820, en Europa, se discutió mucho el método de eliminar las materias fecales, si serían transportadas en seco o con la ayuda del agua, eligiéndose finalmente el método de transporte con agua.

Todavía existen algunas poblaciones europeas en que la eliminación de las materias fecales se hace transportándolas en vehículos.

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.

En 1857, Julius W. Adams construye el sistema de alcantarillado de Brooklyn, New York.

En 1858 diseño del alcantarillado de Chicago.

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 2000 personas - en 1873, y 5150 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 alcantarillados.

El mismo Hering diseñó el alcantarillado en Baltimore que se terminó en 1915.

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

1.2. - Algunos datos de los Sistemas de Alcantarillado en México.

A continuación se presenta un panorama general, en forma cronológica también, del desarrollo o evolución que han tenido los sistemas de alcantarillado en la ciudad de México.

- 1300-1774. - Había simples canales abiertos, que hacían la función de colectores, y arroyos en las calles donde no existía ningún canal.
- 1608. - Terminación del túnel de Nochistongo, construido por Enrico Martínez para desalojar aguas pluviales. Por falta de revestimiento se derrumbó en algunos sitios.
- 1626-1631. - Inundación de la Ciudad de México. - Perekieron cerca de - - 30,000 personas.
- 1783. - El Virrey Don Matías de Gálvez ordena la construcción de una atarjea en la calle de Palma.
- 1789. - Terminación del tajo de Nochistongo, después de 158 años.
- 1789-1794. - El segundo de Revillagigedo manda construir más de 13 km. de atarjeas.
- 1856. - Se aprueba el proyecto del Ing. Francisco de Garay para la construcción del gran canal de desagüe y del túnel viejo de Tequixquiac.
- 1879. - El Ing. M. M. Contreras, de la Comisión de Obras Públicas corrige grandes defectos existentes. Mejora los canales interior y exteriormente, se gasta la suma de \$ 17,291.00

1885.- El Ingeniero Gayol estudia la forma de mejorar el - - -
desagüe del interior de la ciudad y las condiciones sanitarias de las
casas. Este sirve de base para el proyecto y construcción de las -
obras de 1897 a 1902.

1888.- Nombran al Ingeniero Gayol jefe de la comisión de - - -
Ingenieros encargado de resolver el problema de desagüe de la Ciudad
de México. Fuertes lluvias inundan varios meses la Ciudad, hecho - -
que origina la instalación de la estación de bombeo en San Lázaro que
permitió que el nivel del agua descendiera a una cota tal que permitie-
ra la construcción de atarjeas definitivas, sin esperar a que estas se-
terminaran.

1896.- Se nombra "Junta Directiva de Saneamiento" y como - - -
director el Ingeniero Gayol.

1897.- En Marzo se construye el primer Colector. Se profundizó
el Canal de la Merced.

1900.- Se terminan las obras, con las modificaciones hechas por
el Ing. Luis Espinosa en 1879.

1901.- Se expide el primer código sanitario.

1901-1904.- El Consejo de Salubridad convence a la población sobre -
cambios sanitarios en las casas.

1925.- Terminación del alcantarillado en el sistema de drenaje -
y saneamiento de la ciudad de México. Según Proyecto del Ing. Roberto
Gayol.

1940.- Se principia el túnel nuevo de Tequixquiac, que se terminó
en 1946.

Desde 1930 hasta 1951, el alcantarillado de la ciudad se fue haciendo
inadecuado, tanto por insuficiente, como por el hundimiento de la ciudad.
Se mencionan las inundaciones del centro y de muchas colonias en 1950 y
1951.

1952.- Construcción de Plantas de Bombeo en el Gran Canal y en -
diversos puntos de la Ciudad para el drenaje.

1953.- Planta de Bombeo en la Merced, para el drenaje de dicha -
zona.

1954.- Se inicia la construcción de más de 150 Km. de Colectores
de 1.22 a 3.50 m. de diámetro y se termina en 1962.

1959. - Se inicia en septiembre la construcción del interceptor - poniente.

1960. - El 4 de julio termina el interceptor Poniente que se - - inició 10 meses antes. Conducto de 4,00 m. de diámetro, de 17 Km. - de longitud y de estos 17 Km. 15 Km. en tunel.

1960. - Se termina el colector 15 que drena una zona de 4500 Hab. mayor a cualquier otro colector de la ciudad.

1963. - Se construye la segunda etapa interceptor del poniente - - por la S. R. H. y el D. D. F. de 30 Km. de desarrollo.

1964. - Se terminó el Emisor del Poniente. (Vaso del Cristo a - - Laguna de Zumpango)

1965. - Nuevos sistemas de alcantarillado en Xochimilco.

1967-1975. - Se construyó el interceptor e emisor central y una - - parte del interceptor del Oriente. Importante obra de la Ingeniería - - Mexicana (65 Km. de túneles).

1979. - Se termina el entubamiento del Río Churubusco.

1.3. - Datos Complementarios de los Sistemas de Alcantarillado en México.

- a). - La mayor parte de la población rural carece del servicio.
- b). - En las poblaciones mayores se ha desatendido la eliminación - racional de las aguas de lluvia de (León, Irapuato, Mérida, etc.)
- c). - En algunas poblaciones de gran magnitud como Monterrey y - - Guadalajara, recientemente, se terminó el alcantarillado pluvial.
- d). - Debido al fuerte crecimiento de algunas poblaciones, muchas - - zonas carecen del servicio, o bien los sistemas actuales son - - insuficientes.
- e). - Aunque existe una reglamentación para las descargas de residuos líquidos, desde 1973, su aplicación y resultados son cuestionables.

1.4. - Consideraciones Sobre el Medio Ambiente.

Hace 8,000 años aproximadamente, el hombre hizo un descubrimiento que eventualmente transformaría radicalmente su sistema de vida, el saber que el alimento podría producirse ya fuera cultivando plantas o criando - - animales.

Con un control asegurado del sustento se originaron las grandes civilizaciones antiguas, desarrolladas lentamente por el hecho de que todo el trabajo se hacía con fuerza muscular.

En primer o segundo siglo A.C. el hombre hizo otro descubrimiento revolucionario, encontrando que la fuerza muscular podía reemplazarse por fuerzas naturales. La primera en utilizarse fue la energía hidráulica.

Alrededor del siglo X de la era cristiana, 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.

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 produciéndose 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.

Finalmente, en este siglo, el hombre encontró una nueva y tremenda fuente de energía, la nuclear.

El progreso bajo la influencia de la industrialización ha producido una demanda de materiales y servicios que continúa creciendo.

En este procedimiento, de acelerado crecimiento, la naturaleza no ha recibido su retribución; ha sido tremendamente dotada; pero mientras ha proporcionado lo que el hombre le ha pedido, hay poco interés en saber que podrá pasar en el futuro. Sin embargo hemos llegado al punto en que la contaminación ambiental puede reducir el rendimiento de la naturaleza que acarreará un sinnúmero de problemas.

Hay síntomas de inminentes carencias en muchas áreas de nuestros recursos naturales, como consecuencia de la explosión demográfica y el efecto resultante de un incremento de necesidades.

La ingeniería ambiental ha sido directamente involucrada con la reducción de la tasa de mortalidad, especialmente en los países en desarrollo.

Esto incluye un abastecimiento de agua seguro y algunos medios sanitarios para la disposición de desechos. Los objetivos de estos programas se han cumplido en períodos cortos, originando tasas de crecimiento elevado sin el correspondiente ajuste socioeconómico.

La contaminación ambiental esta relacionada con el número de personas, pero el control natal no es la única solución. La concentración de población es un factor primordial, pero más importante, el grado de contaminación depende del estandar de vida y el estado de desarrollo tecnológico.

Para mantener este estandar estamos organizados para obtener los recursos naturales en donde se encuentren, processarlos, cambiarlos y distribuirlos como bienes de consumo.

Al realizar ésto, los contaminantes son introducidos practicamente por todas las actividades humanas.

Tienden a afectar la economía y la calidad de nuestra vida.

Muchos contaminantes pueden transportarse a grandes distancias por el aire, agua o en artículos comerciales, afectando la salud, longevidad, actividades recreativas, limpieza etc.

Cuando las futuras generaciones escriban de nuestra era, notarán que mucha de nuestra capacidad técnica se dedicó a producir comodidades inevitablemente destinadas a contaminar el ambiente. El ejemplo más importante es el automóvil.

Las necesidades de la sociedad moderna pueden armonizarse con el balance natural, de manera que los intereses de la ecología y la tecnología no entren en conflicto.

1.5.- Avances de los Sistemas de Alcantarillado.

La tecnología del diseño y construcción de alcantarillados tiene pocos cambios desde la construcción del alcantarillado de Hamburgo en 1842 y sobre todo a partir del Reporte de Hering en 1881. Las modificaciones trascendentes han ocurrido en el tratamiento de residuos, donde el desarrollo tecnológico ha sido espectacular desde la década de los sesenta.

Con respecto a los alcantarillados los avances más destacados son los siguientes:

a) Relacionados con el diseño.

Desarrollo de nuevas técnicas de cálculo en hidrología urbana.

Empleo de computadoras para el diseño de alcantarillados con optimización económica empleando programación dinámica.

b) Relacionados con la construcción.

Métodos modernos para la programación de tiempos de construcción nuevos y mejores equipos para excavaciones, perforación y compactación.

Nuevos materiales para las tuberías.

Empleo del rayo laser para el trazo.

Empleo de sistemas hidráulicos de descarga para reducir el pico de avenidas, integrados en el alcantarillado.

c) Relacionados con equipos.

Mejores materiales y equipos más eficientes de bombeo.

Se menciona el reciente empleo masivo de los equipos de tornillo.

Equipos de medición más confiables y de simple operación, como la introducción de bocinas de ondas ultrasónicas y los medidores magnéticos y ultrasónicos.

Sistemas programados para la operación de los sistemas.

d) Relacionados con el mantenimiento.

Desarrollo de múltiples y ventajosos dispositivos para limpieza. -
Inclusión de circuitos cerrados de televisión.

Sistemas modernos para la prevención del ataque químico a las tuberías de concreto por la producción de ácido sulfhídrico.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

COMPLEMENTOS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

ING. ARNULFO PAZ SANCHEZ

AGOSTO, 1980



TEMA 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.

$$\text{Luego } \frac{\Delta n}{\Delta t} = 1$$

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.

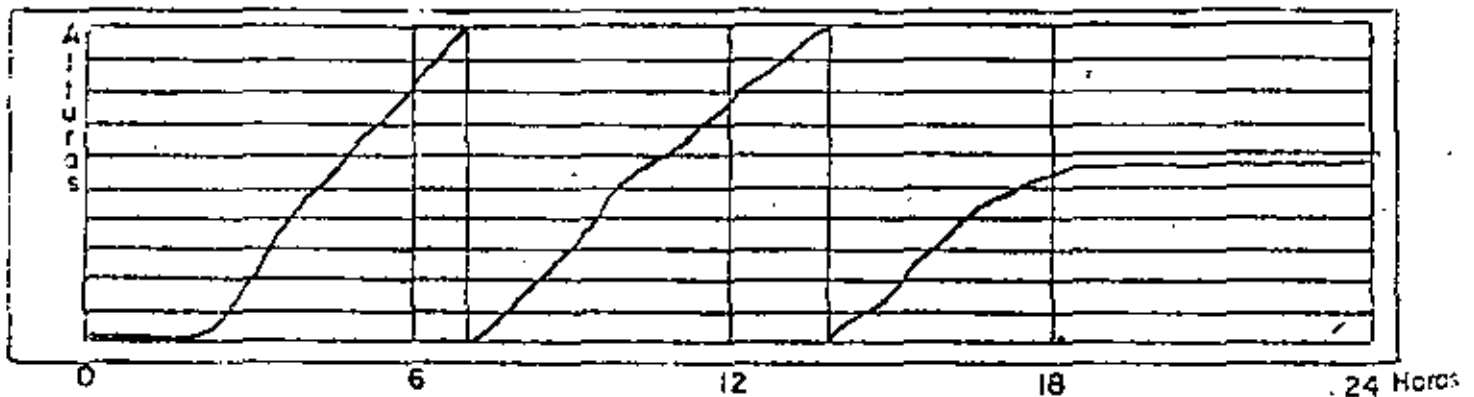
204.- Pluviógrafos.

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 báscula. 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 unagráfica 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 pluviogramas.

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.

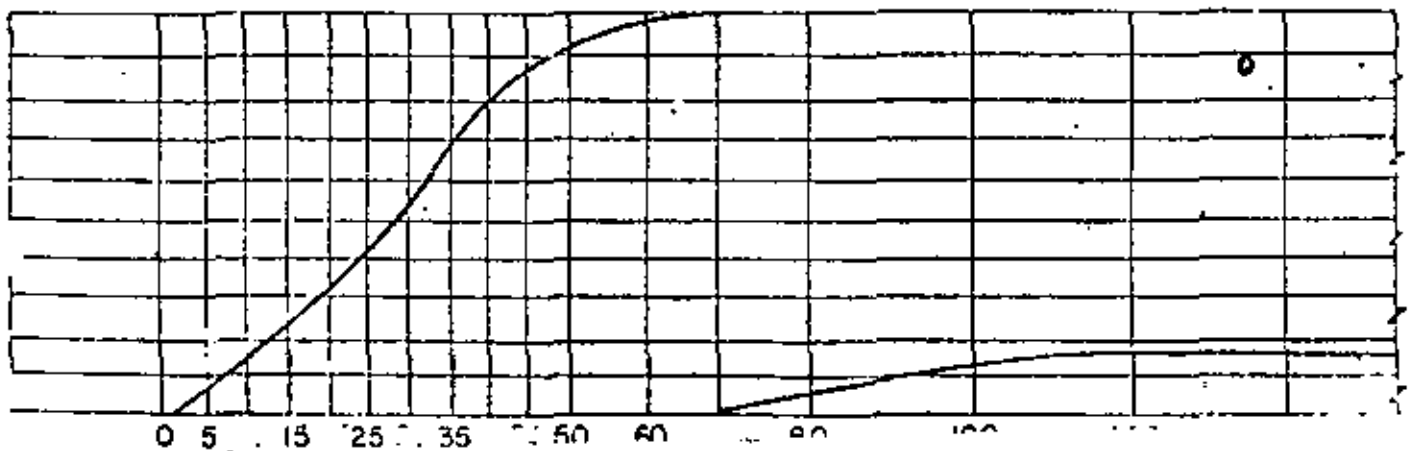
Si H en cm. ó mm. y t en minutos.

A.- Método Analítico.

Es muy lento realizado manualmente, pero puede acelerarse fácilmente usando una computadora. Puede ilustrarse como sigue:

- a) Para intervalos de 5 en 5 minutos y múltiplos de 5 en los tiempos grandes, obtener las alturas acumuladas y las parciales.
- b) 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

Veáse como la es decreciente con el tiempo.

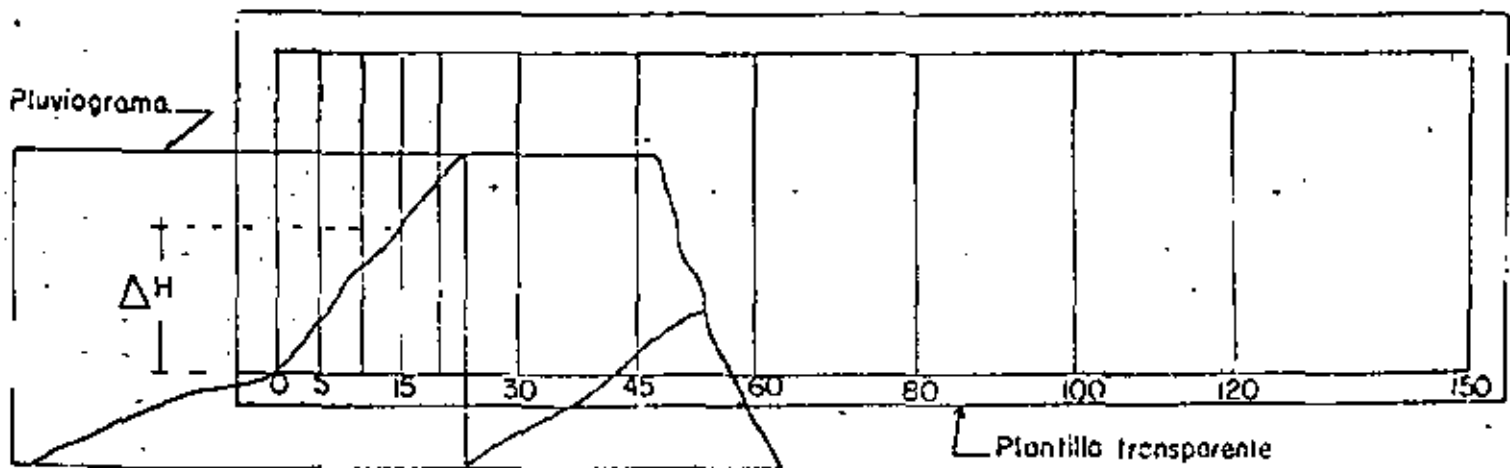
B.- Método Gráfico.

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: $\frac{\text{cm}}{\text{hora}}$

t , duración de la lluvia en min.

Con esta tabla 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 -ésima 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 -ésima 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 -ésimo, 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 -ésimo 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.

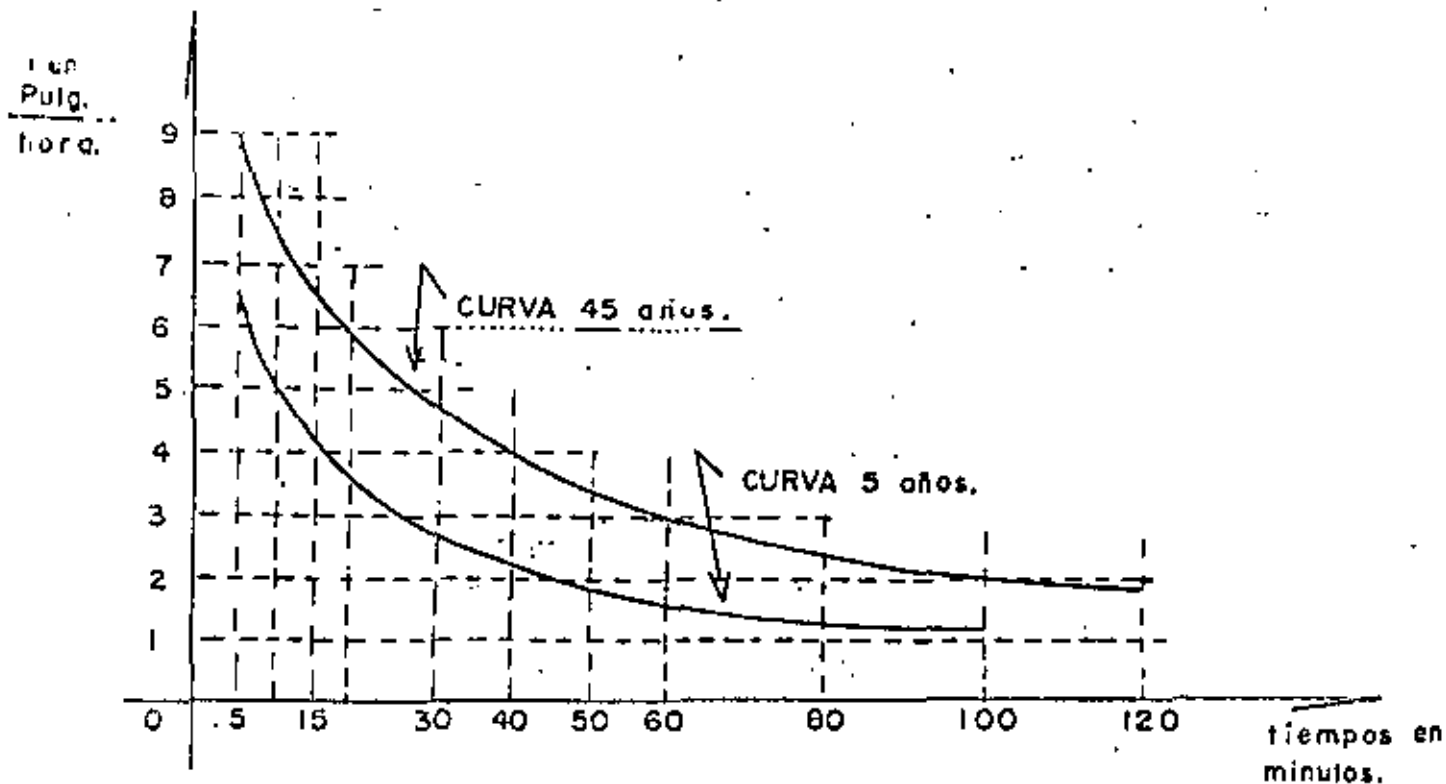
Eligiendo el primer criterio, es decir n/k , supóngase que de los datos de la tabla, se trata de encontrar los valores de la lluvia 15 años, o sea la que tuvo una frecuencia de $45/15 = 3$ veces en el período; se buscará el valor 3. Veanse los valores separados por la línea continua.

Se ve claramente que hay que interpolar y que la interpolación puede hacerse horizontal o verticalmente, dependiendo de 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 1). 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:

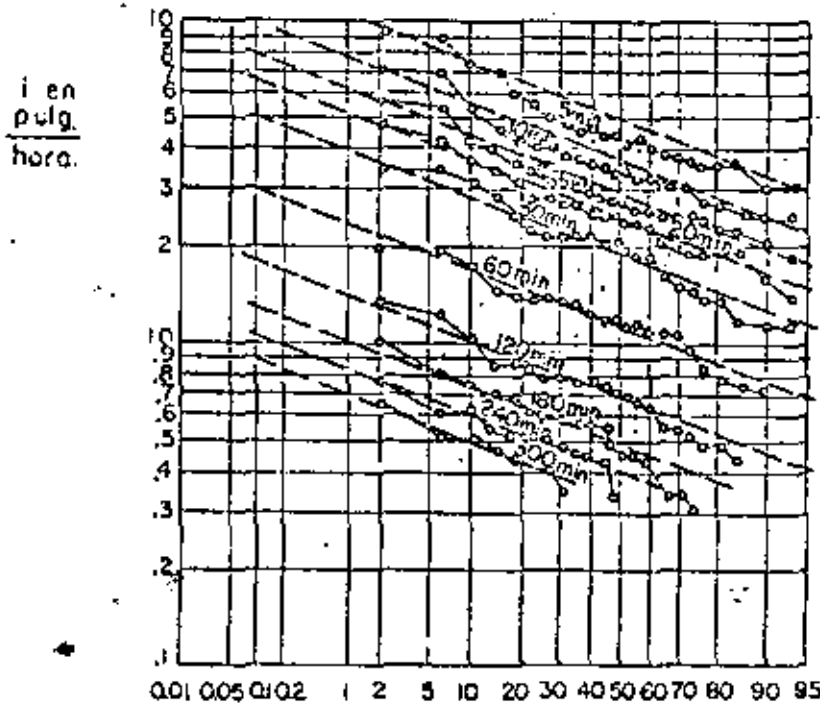
Máximas intensidades de lluvia de 24 años para Louisville, Ky.

tiempo	Ocurrencia %		Intensidades de lluvia iguales o excedidas en Pulgadas/minuto.									
	%	Promedio	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	6.84	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
9	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.



% de años en los cuales la intensidad es igualada o excedido.

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:

- a) En ecuaciones individuales, que expresen las relaciones Intensidad-Tiempo para una sola frecuencia.
- b) 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:

$$\frac{\partial}{\partial a} \sum \left(\frac{1}{i} - \frac{t}{a} - \frac{b}{a} \right)^2 = 0 \quad \frac{\partial}{\partial b} \left(\frac{1}{i} - \frac{t}{a} - \frac{b}{a} \right)^2 = 0$$

Desarrollando tenemos dos ecuaciones con dos incógnitas.

215.- Distribución de lluvias intensas.

Las discusiones anteriores han sido basadas en los registros de pluviógrafos de lluvias individuales, esto es, sobre la lluvia en un punto definido en cada caso considerado. Cuando dos o más pluviógrafos 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.

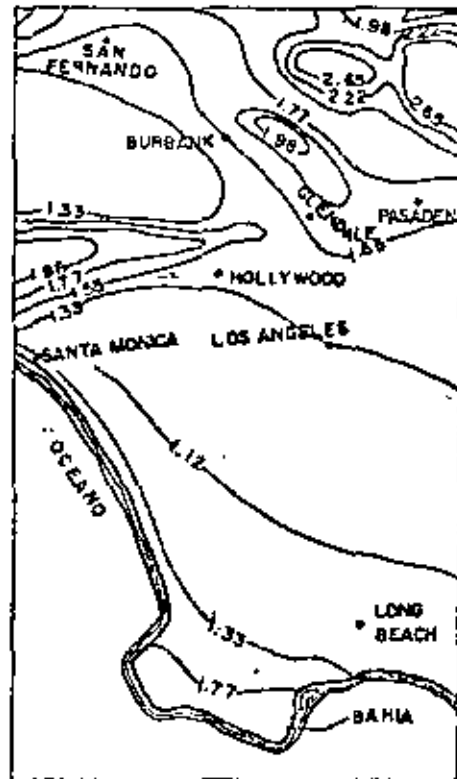
Se puede justificar que independientemente de la localidad, lluvias de igual duración y teniendo la misma máxima intensidad de precipitación en el centro de la tormenta, cubrirán áreas correspondientes con aproximadamente la misma intensidad promedio.

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 espaciamiento, 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, $n = \log 5.5 - \log 1.78 = 0.49$.

$$i = \frac{cT^m}{t^n} = \frac{5.6 T^{0.17}}{t^{0.49}}$$

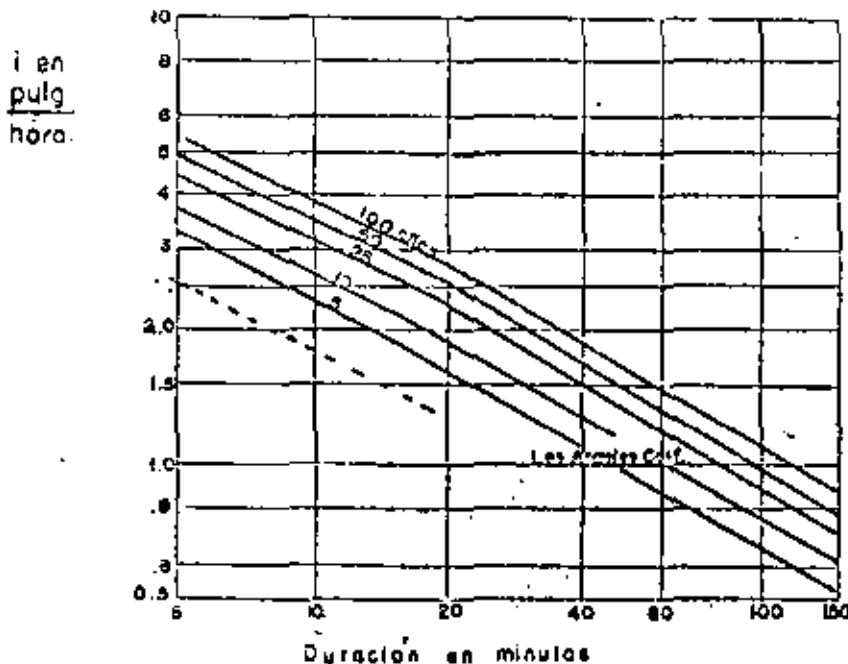
b) De la figura de isoyetas:

$$\frac{i \text{ Pasadena}}{i \text{ Los Angeles}} = \frac{1.65}{1.33} = 1.24$$

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:

$$i = \frac{7.0T^{0.17}}{t^{0.49}}$$



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, aún cuando la zona total se diseñe 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	Período, 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

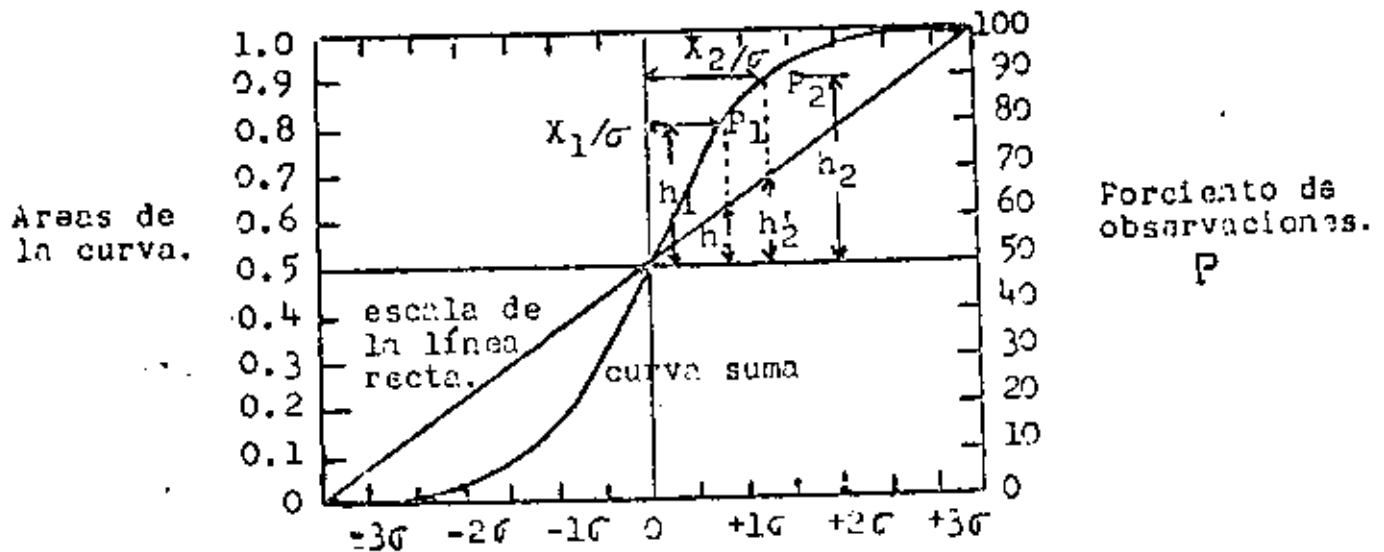
Valores de distribución acumulada normal.

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 G: PROBABILIDAD 35.

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 1.

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 μ_g con una frecuencia 50% y μ_g/σ_g con 84.1% y μ_g/σ_g con 15.9%.

OBRAS ACCESORIAS USADAS EN ALCAANTARILLADO

1101.- Las obras accesorias de los alcantarillados ayudan a la operación del sistema. Consideraremos 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 las 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 banquetta (Pendientes menores del 2%).
- b) De piso y banquetta (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 eleantorrillados", 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 Id. (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 Horner para St. Louis Missouri o los dados para los Angeles. De ellos son interesantes por sus condiciones parecidas a nuestros diseños, los correspondientes coladeros de piso. Los valores fueron observados en coladeros de 25½ x 36" con barras de ½" 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 un flujo 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	77
1	100	9	74
2	95	10	71
3	90	12	63
4	85	14	59
5	80	16	54
6	76	18	50
7	72	20	45

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 de 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 mas comunmente en los tramos inmediatos a las cabezas de atarjea.

El cálculo del volumen de agua necesario se hace utilizando las fórmulas hidráulicas para ondas en movimiento. (Véase Habbitt & Baumann, Sewerage and Sewage Treatment 8a. Edición Pag. 93 ó King & Brater, Handbook of Hidraulics, 1954, pág. 8 - 47).

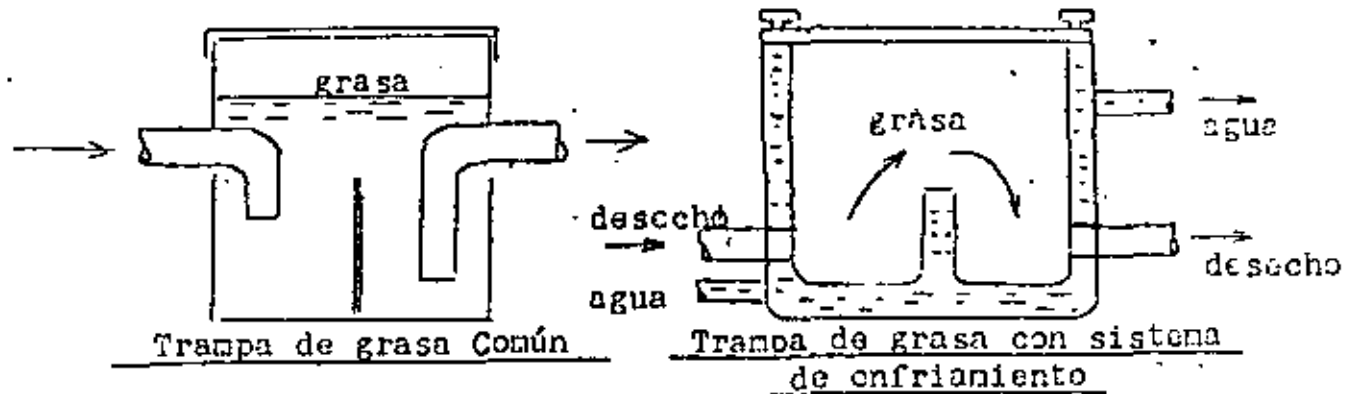
Los tanques pueden operarse manual o automáticamente.- Véase figura. en la hoja 12.- Siendo preferible aún cuando más costoso el de operación automática.

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:

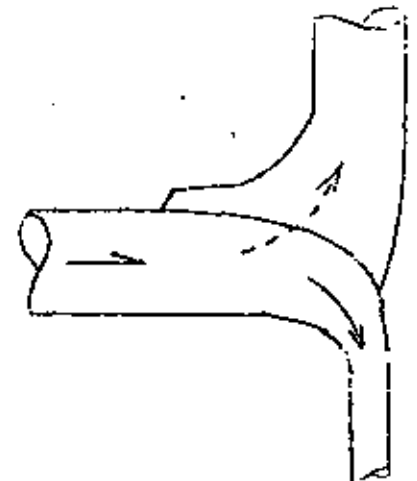
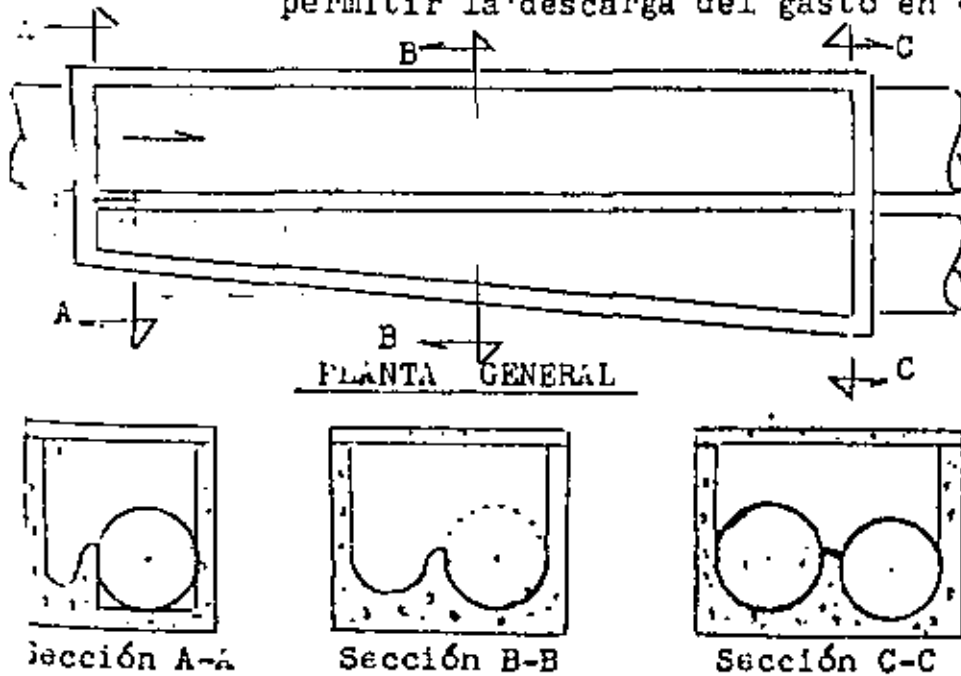
1107.- Regularizadores de Gasto.

Usados comunmente en alcantarillados combirados 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.



OTRO TIPO DE VERTEDOR LATERAL.

La capacidad de estos vertedores está controlada por varios factores:

Forma del canal, régimen 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-- 4

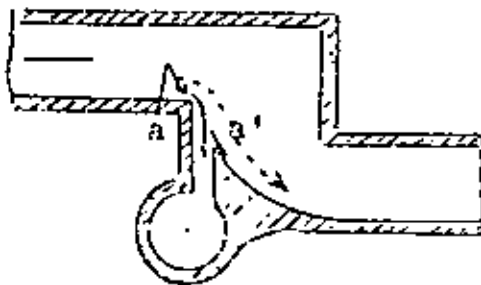
des inglesas) $l = 2.3 Vd \log \frac{h_1}{h_2}$

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.

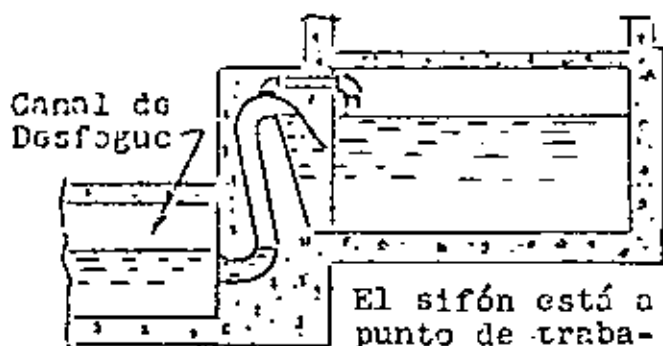
Ilustrado como se ve en la figura siguiente:



La escotadura a 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. --



El sifón está a punto de trabajar.

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:

$$Q = C A \sqrt{2 gh}$$

Siendo $C = 0.62$ a 0.65

y h. la carga diferencial entre las 2 superficies de agua.

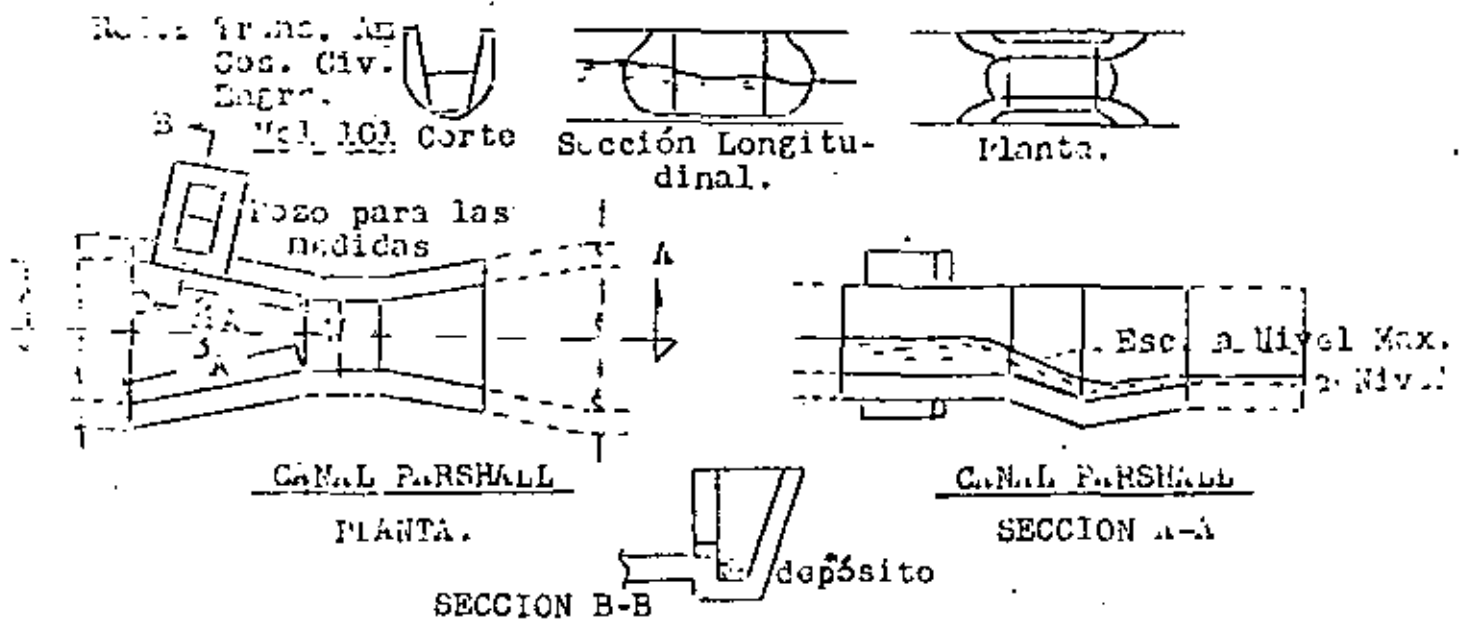
1108.- Medidores de Gasto.

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 tr -- bajar 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 -- 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 ope-
ración continua.

El sifón invertido consiste de dos o más tuberías, general-
mente de diferente diámetro: En la tubería de diámetro chi-
co pasará el gasto medio de estiaje, mientras que en los --
otros se podrán conducir los incrementos adicionales de gas-
to. 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 es-
tiaje.

El sifón puede construirse con los ramales de la U, verti-
cales o inclinados.

Algunas veces se utiliza un desarenador antes del sifón.

En el diseño del sifón invertido deberá considerarse:

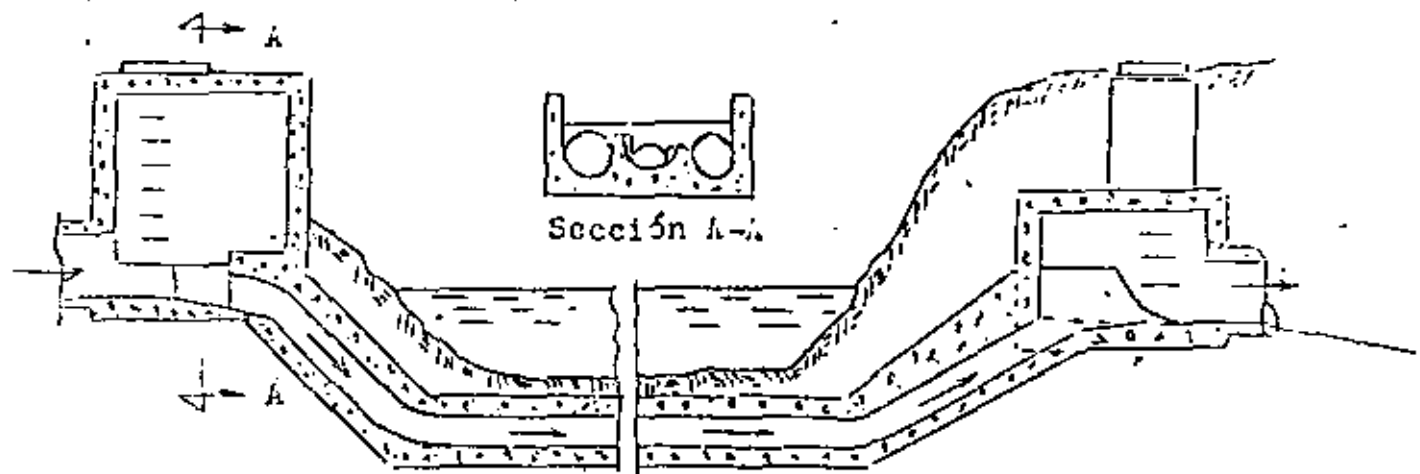
1.- Se fija la cota del agua en la entrada o la salida. La
otra cota (salida o entrada) se calcula considerando la velo-
cidad mínima de arrastre o una mayor si no hay limitación de
pérdida de carga.

2.- Se calculan los gastos mínimo, medio y máximo.

Un tubo deberá trabajar con el Q mínimo. Si son solo 2 tu-
bos, 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.

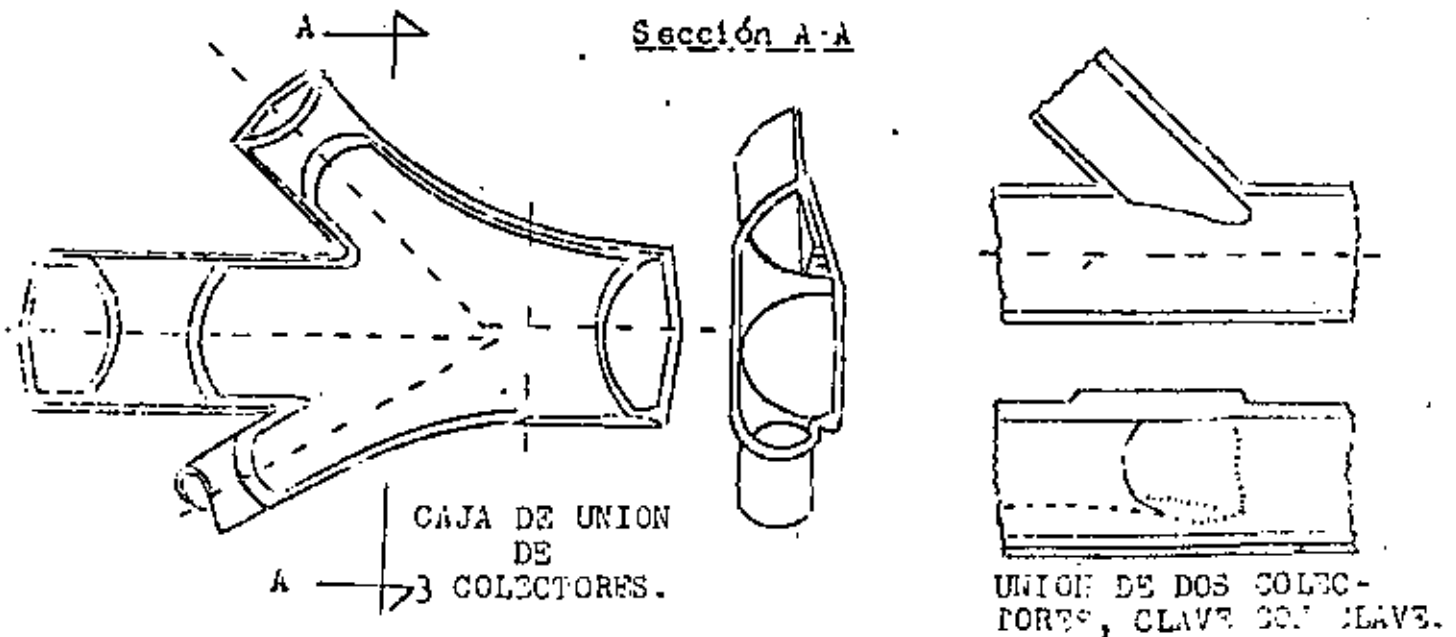
3.- Es común que en la cámara de entrada las plantillas estén
a nivel, no así en la cámara de salida, donde es conveniente
que el tubo que lleve el mayor gasto descargue a un nivel un-
poco mayor. (Véase figura).



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 instrucciones, como se indicó abajo:



1111.- Descargas.

El diseño de la descarga de un alcantarillado requiere:

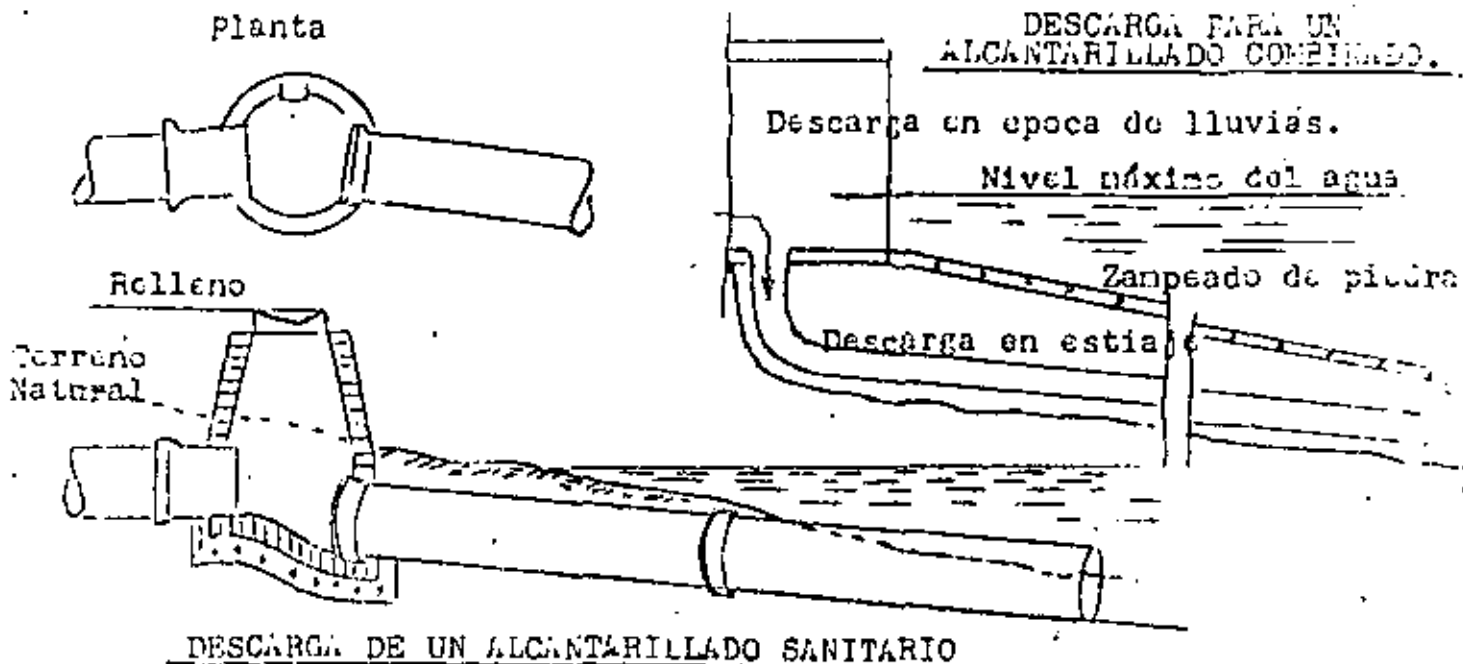
- Adecuada localización para evitar molestias sanitarias.
- La protección de la boca contra corrientes, tráfico fluvial o marítimo, objetos flotantes, etc.
- Evitar el regreso del agua, en los emisores colocados en muy baja pendiente.

La localización dependerá básicamente del destino final de las aguas negras y que se verá con mayor detalle en otro capítulo del curso.

La protección dependerá de condiciones locales.

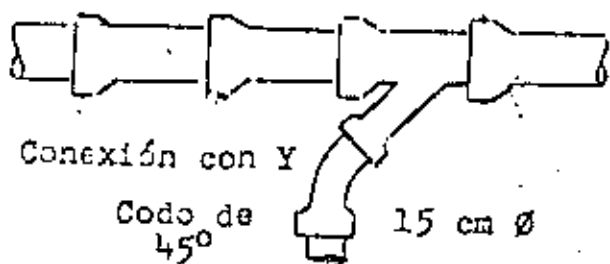
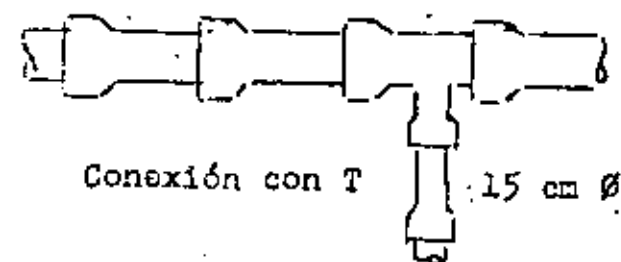
El regreso del agua se evitará colocando al emisor en su descarga a una pendiente fuerte. Si no es posible, puede usarse una compuerta de charnela.

El diseño de descargas en alcantarillados separados y combinados puede verse en las figuras siguientes, en donde se explican por sí mismas las diferencias.

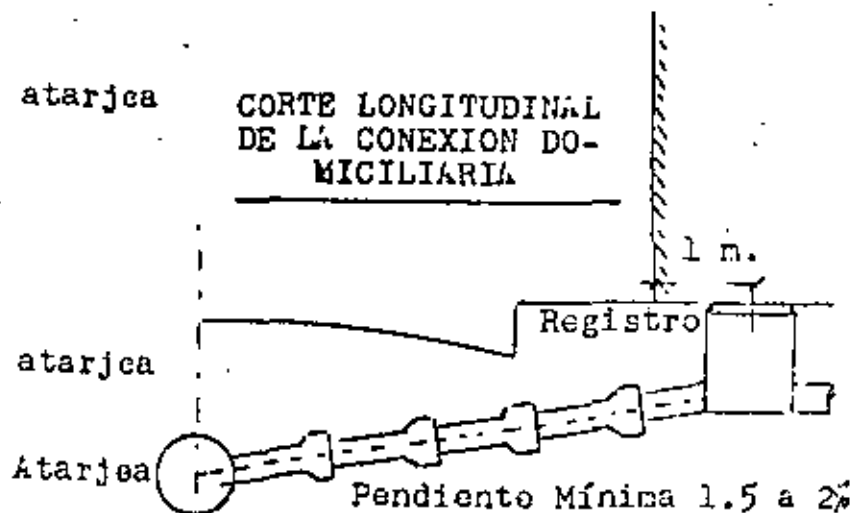


1112.- Conexiones Domiciliarias.

a) Con atarjeas menores de 60 cm.



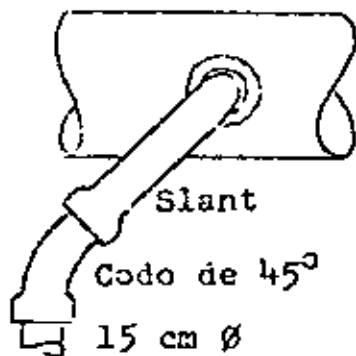
CORTE LONGITUDINAL DE LA CONEXION DOMICILIARIA



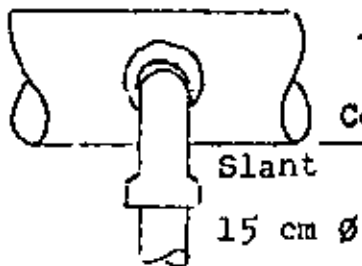
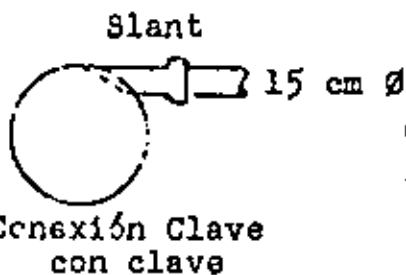
Siendo preferible el uso de la Y, en atarjeas de 20 hasta 30 cm. por el escurrimiento más suave.

Las conexiones se hacen eje con eje.

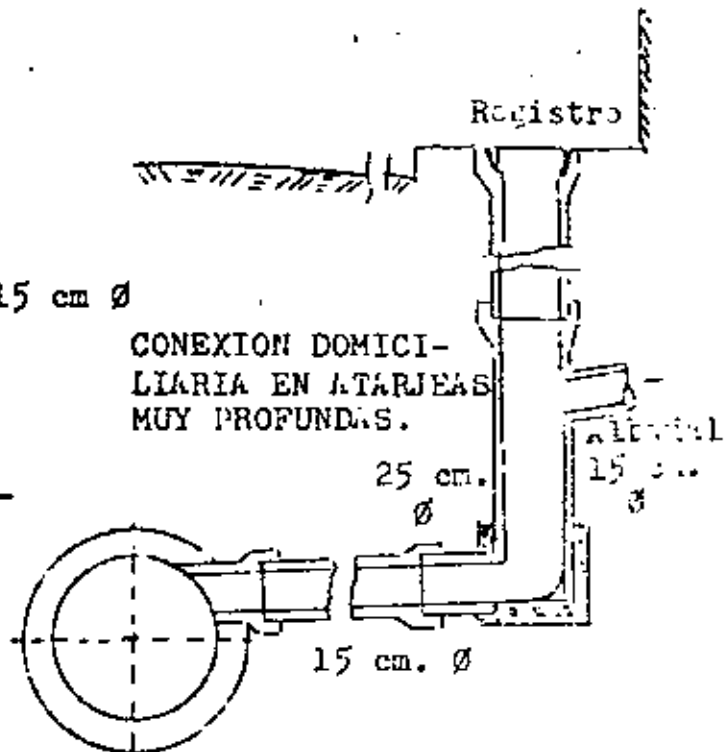
b) En tubos mayores de 60 cm.



Conexión a 45°



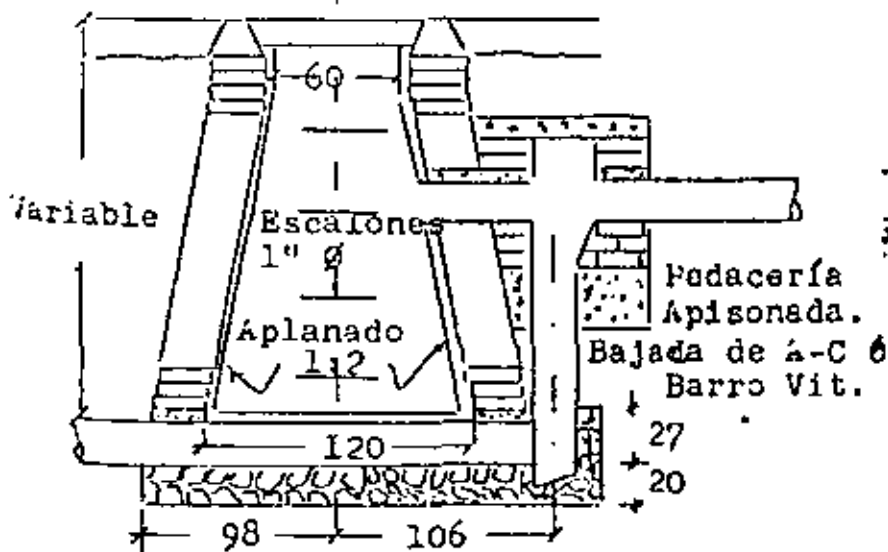
Conexión a 90°



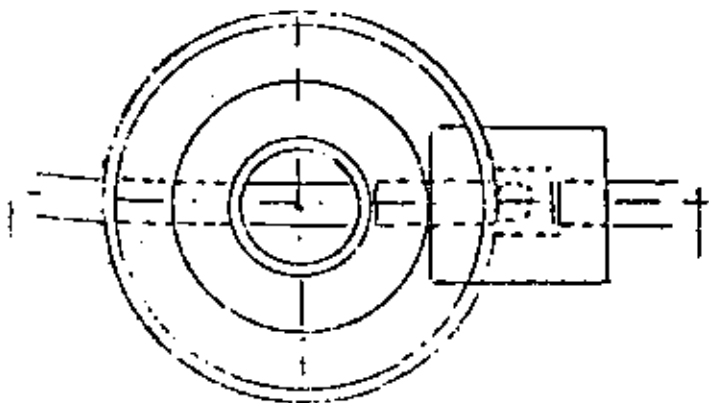
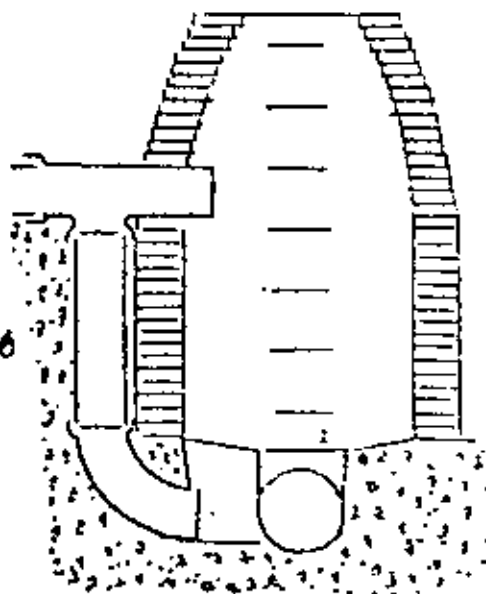
Siendo común el uso del Slant.

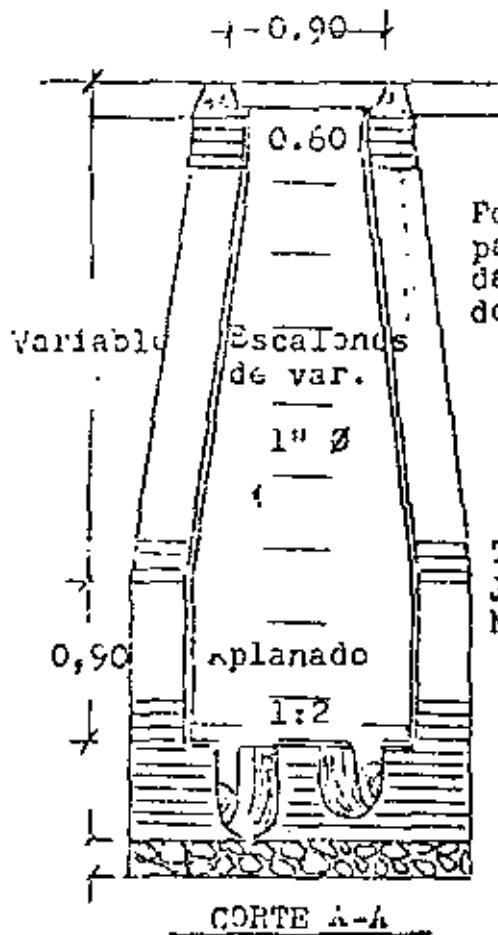
Las conexiones en este caso se hacen clave con clave.

POZO DE VISITA CON CAIDA PARA PROFUNDIDADES HASTA 2.0 m.

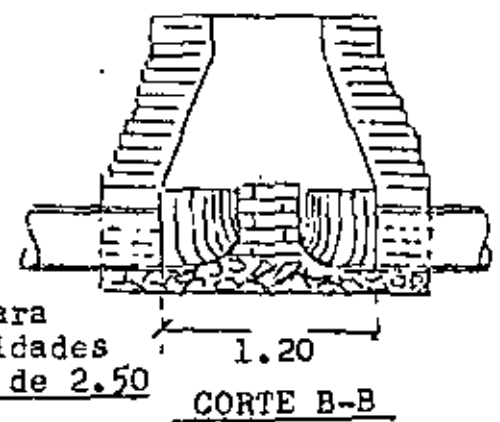


OTRO TIPO DE POZO DE VISITA CON CAIDA.



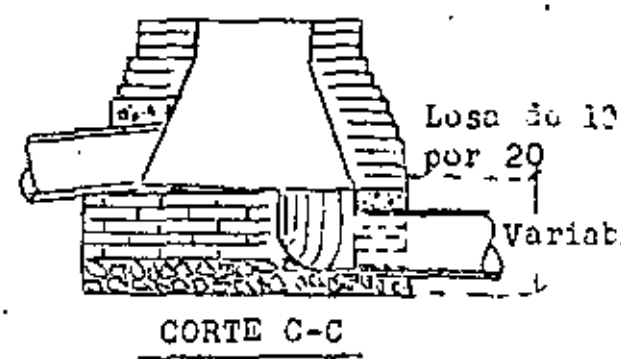


Fozo de Visita para profundidades mayores de 2.50.



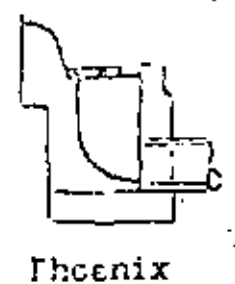
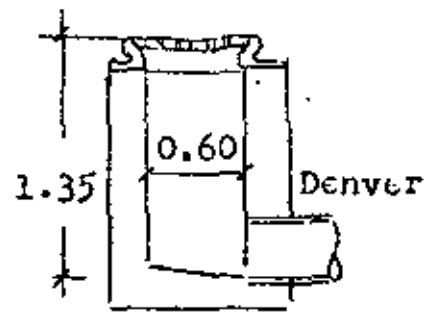
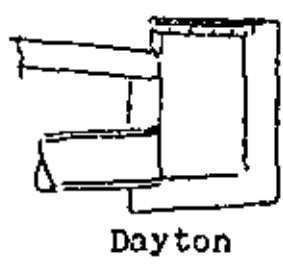
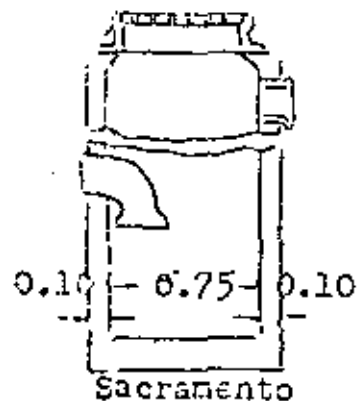
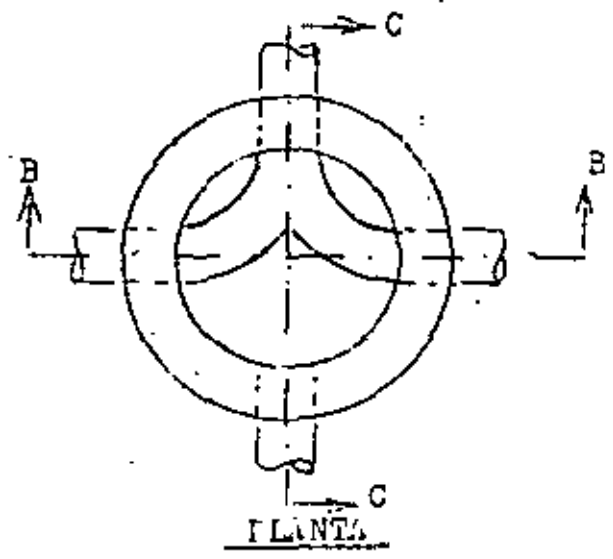
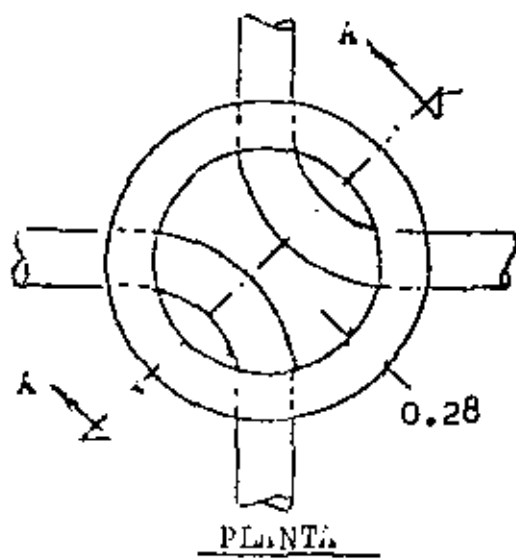
Pozos para profundidades menores de 2.50

Tabique de 28 Juntado con Mortero 1:3



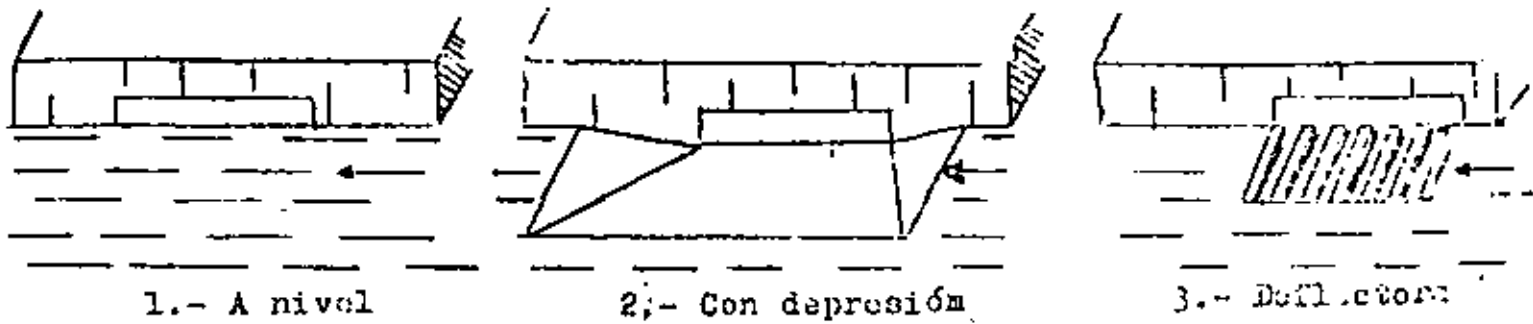
Losa de 10 por 20
Variable

Mamostería de Piedra con mortero de cemento 1:4



TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES

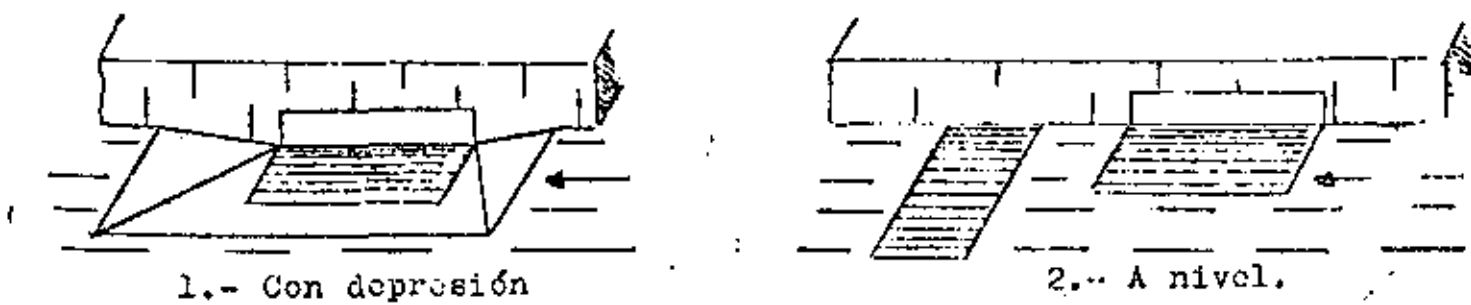
TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES
A) DE BARRERA

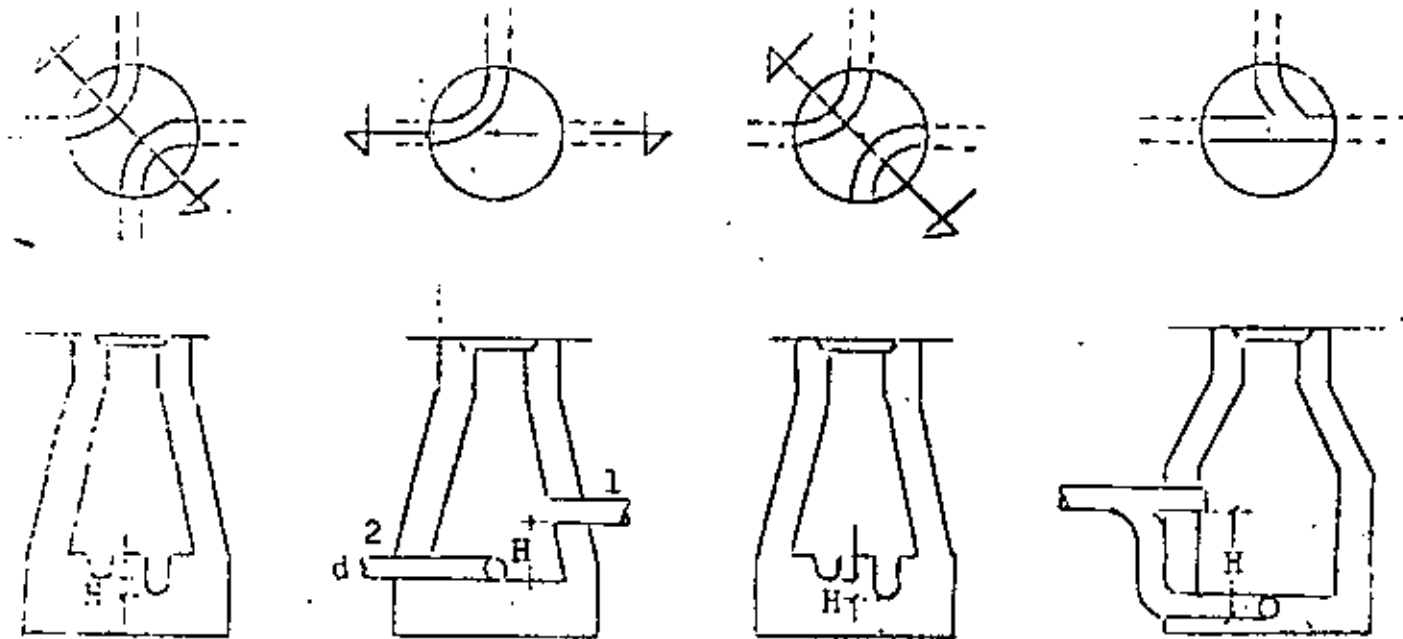


B) DE PISO



C) DE PISO Y BARRERA





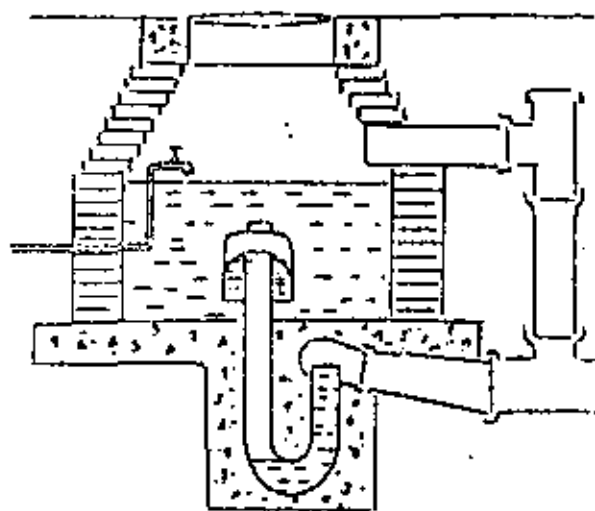
H no debe ser mayor de 0.40 m. En casos especiales hasta 60 cm.

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

Pozo para cabeza que debe evitar tarso. Se hace una media cañafalsa.

Pozo con caída H no mayor de 2m. Caídas menores de 0.50 m se construirán directas al po

DISPOSICION DE PLANTILLAS EN ICZOS DE VISITA



TANQUE LAVADOR CON SIFON

TEMA 6.1 ESTACIONES DE BOMBEO PARA AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES.

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" ϕ .
- 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 escurrimiento. En los alcantarillados combinados, las aguas negras se tratan solo parcialmente pasándolas a través de rejillas y desarenadores y diluídas 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 proveerse 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 gran de 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 cárcazo húmedo) y en la otra, que se denomina cámara o cárcazo 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 cárcazo en donde se tienen la entrada del agua, el almacenamiento necesario y los equipos de bombeo. Figuras 4, 5 y 6.

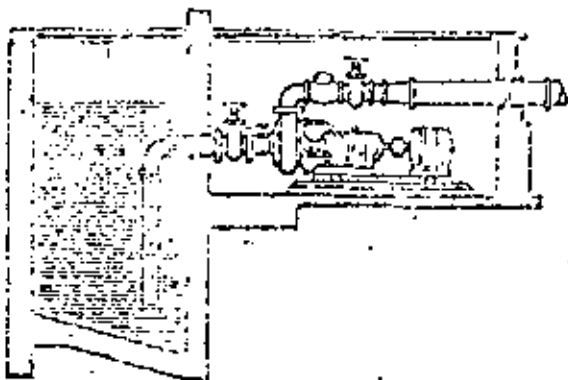


FIG. # 1

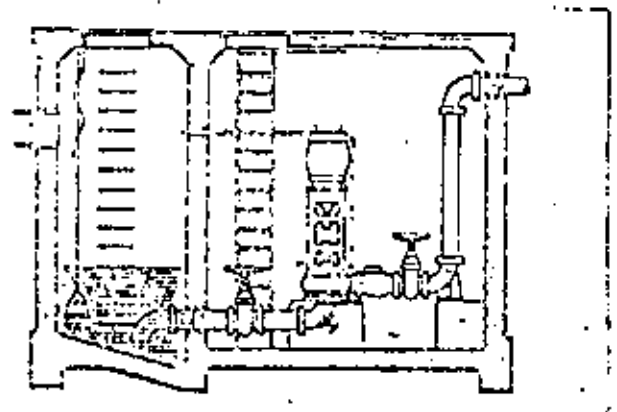


FIG. # 2

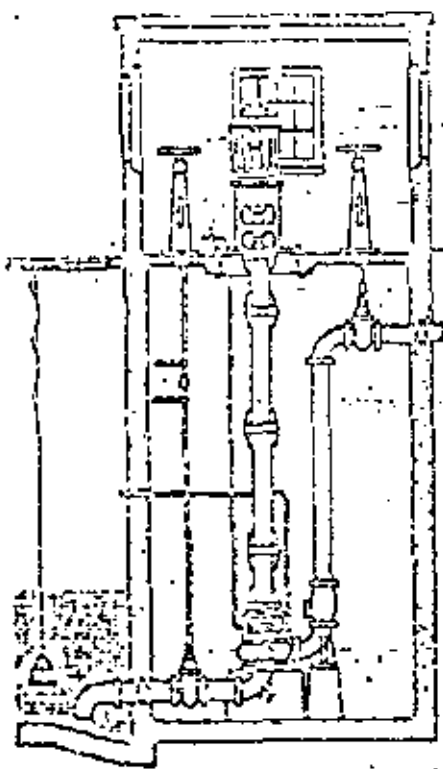


FIG. # 3

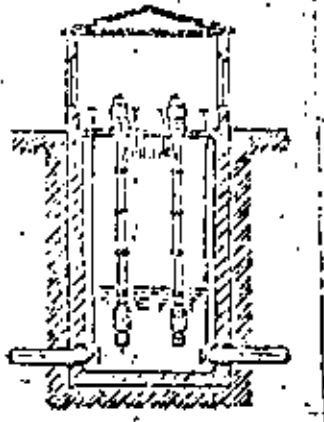


FIG. # 4

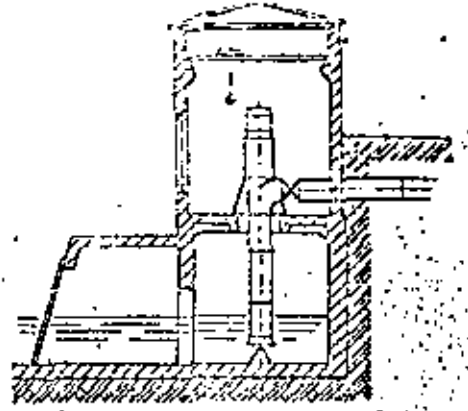


FIG # 5

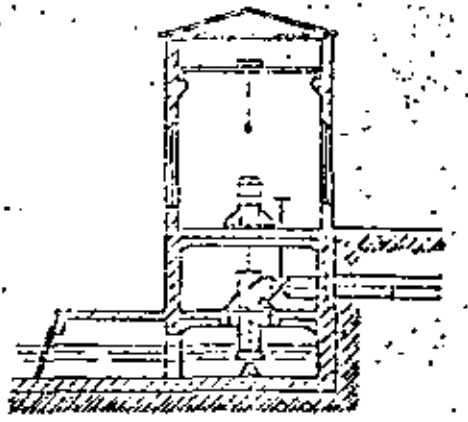


FIG. # 6

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.

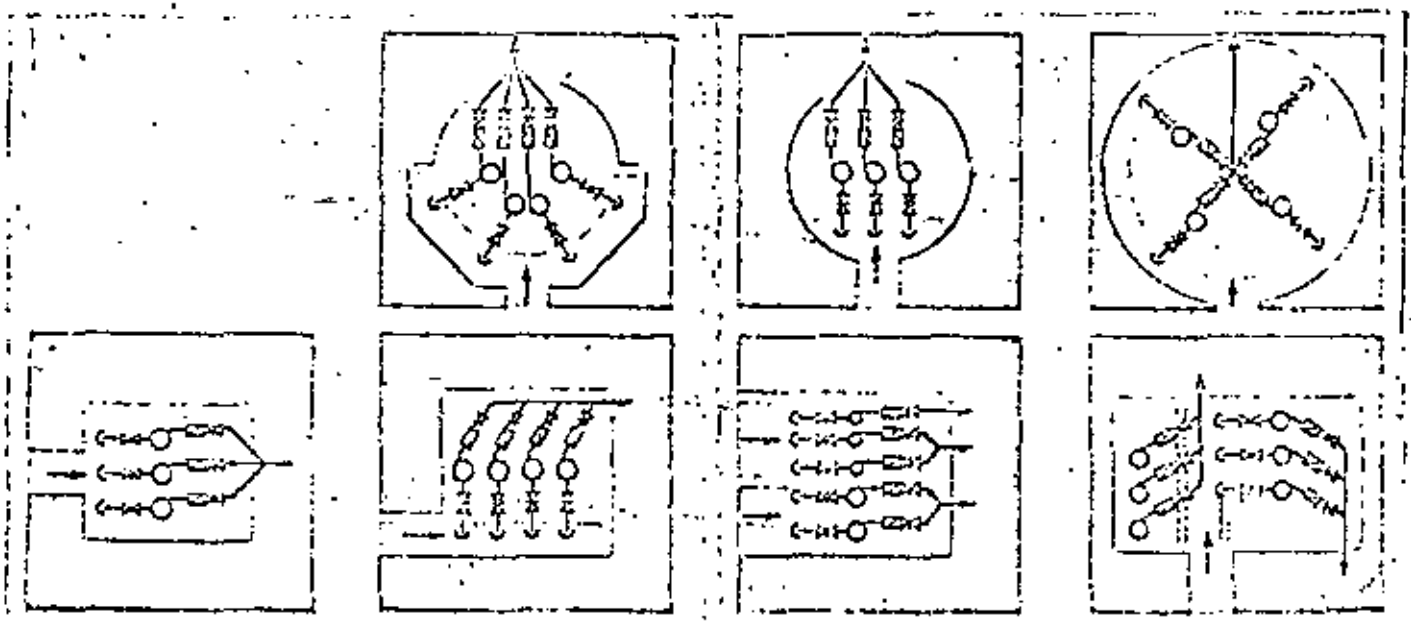


FIG # 7

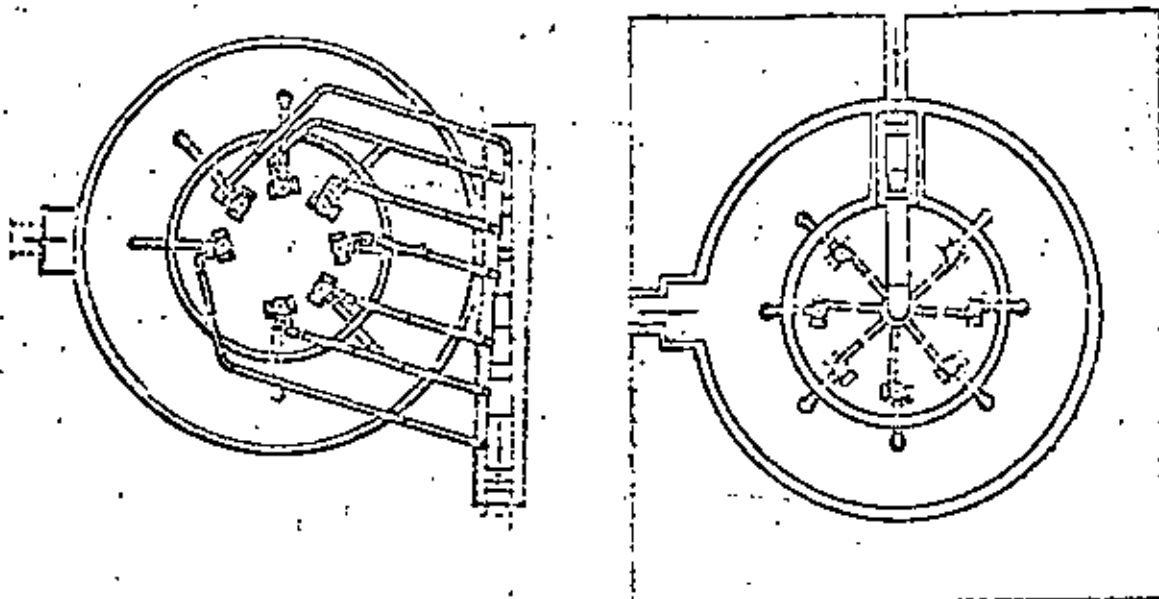


FIG. #8

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 paso (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.

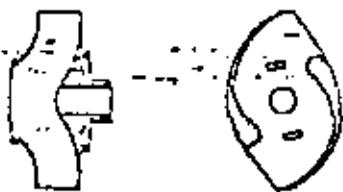


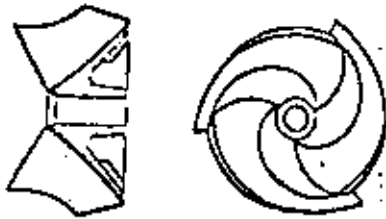
FIG. #10

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 --

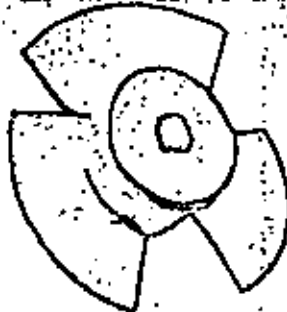
FIG.# 11



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.

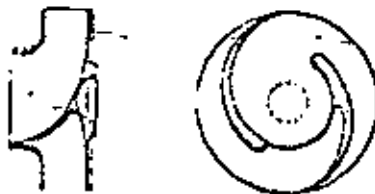
Después de su paso por los tanques de sedimentación, el efluente tratado puede manejarse por bombas de escurrimiento mixto o axial (fig. 11 y 12). Para altas cargas, bombas de tipo radial con descargas grandes se usan sin problemas.

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 B (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:

$$N_s = \frac{\text{rpm} \sqrt{\text{GPM}}}{\text{pies}^{3/4}}$$

Los valores apropiados de Ns para los diversos tipos de bombas son:

- 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)
- Bombas de escurrimiento mixto: Entre 4,200 y 9,000 rpm. Generalmente requieren sumergencia positiva. (fig. 16).
- 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:

- Grandes capacidades.
- Donde hay disponible suficiente espacio.
- 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.

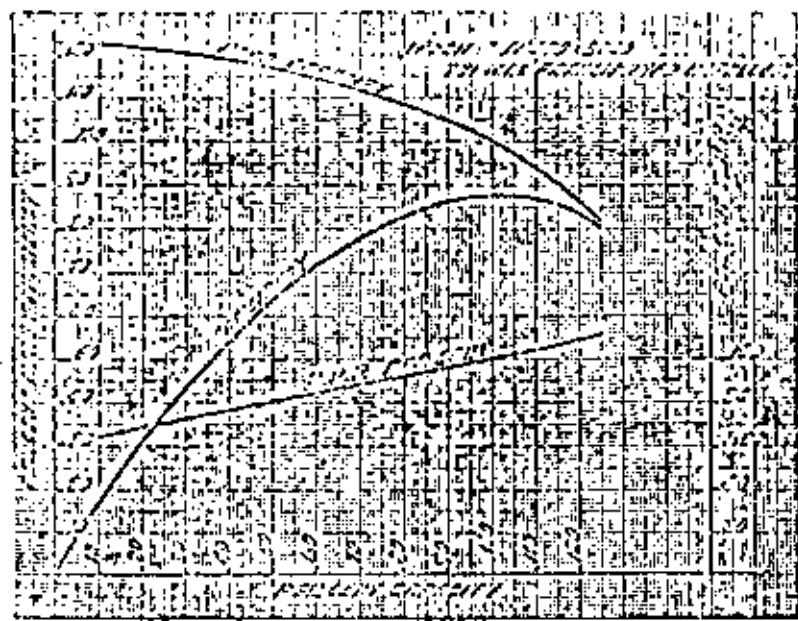


FIG # 15

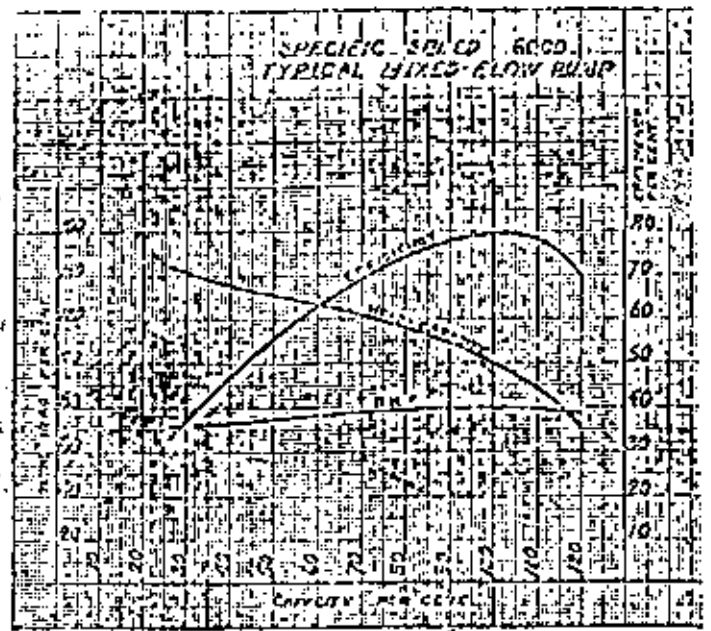


FIG. # 16

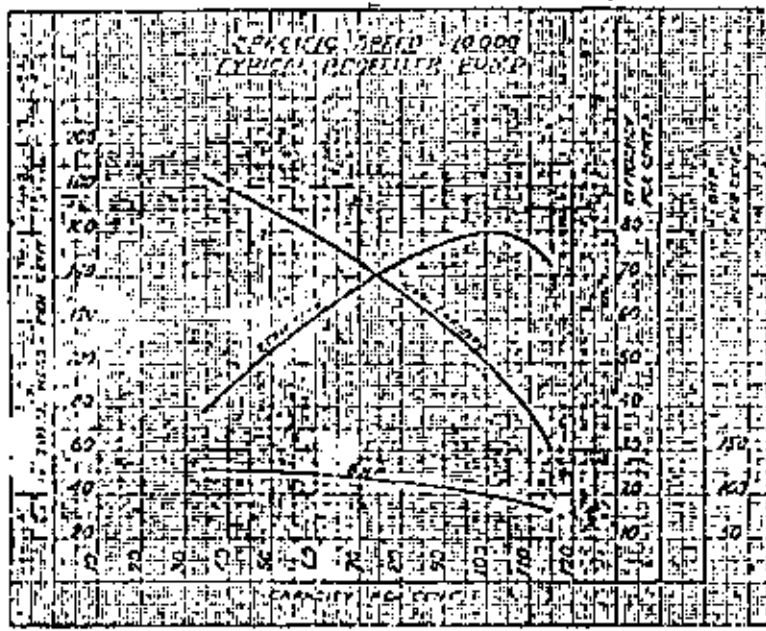
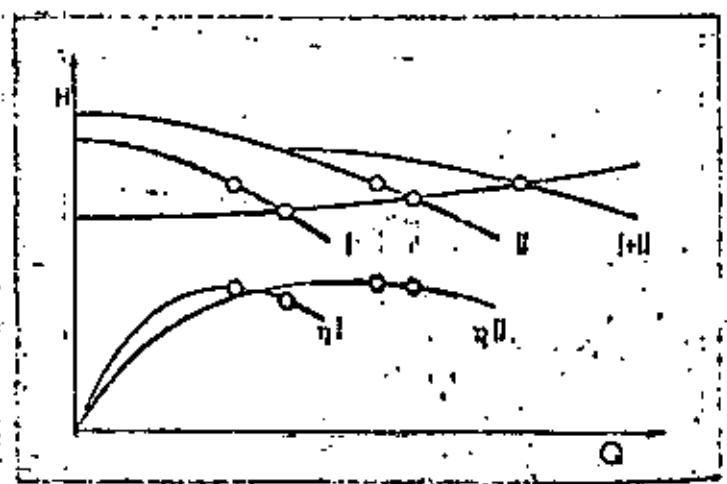
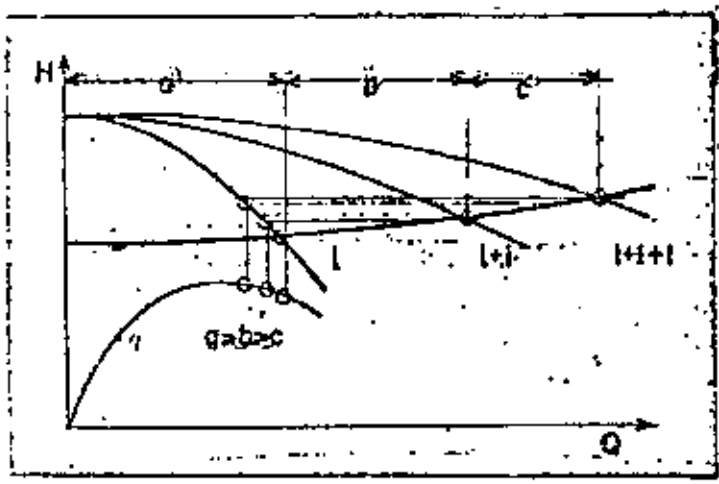


FIG. #17



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.

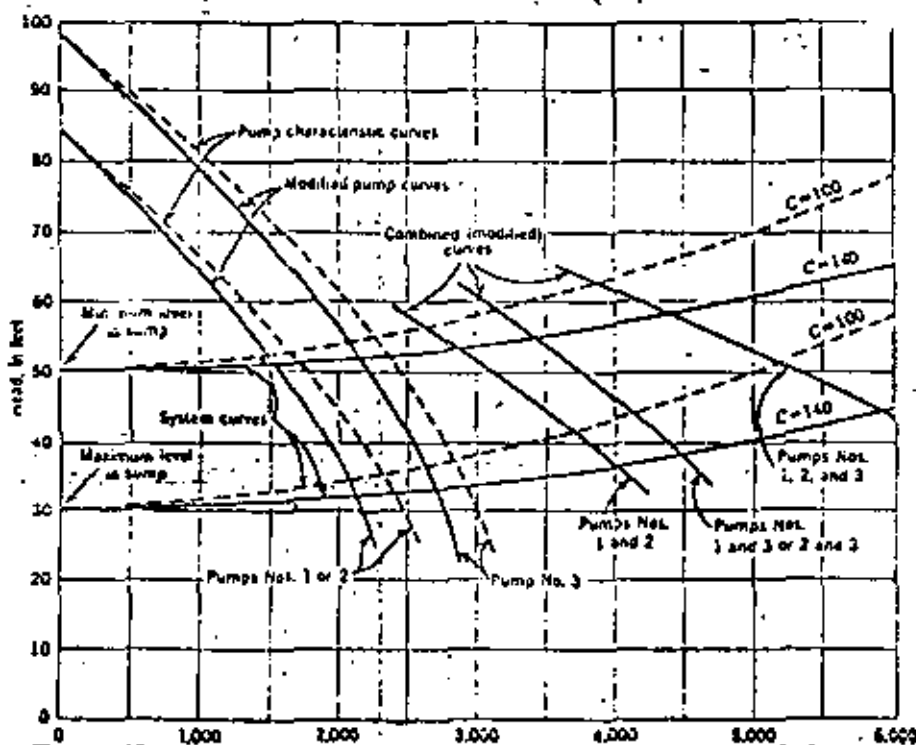


FIG. # 20.

Se considera buena práctica seleccionar las bombas que proporcionen el gasto máximo a la carga máxima. Sin embargo, el punto ($H-Q$) que satisfaga 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 a 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 transpor-
tación hay.

l) Localización de la instalación.

Geográfica.

Elevación sobre el nivel del mar.

Instalación interior o a la intemperie.

Rango de temperaturas ambientes.

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 exac-
titud, es necesario una especificación cuidadosa de las condi-
ciones 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 generalmen-
te 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 pue-
den ser hasta de un 50%.

Las cotizaciones de los fabricantes deberán contener la infor-
mación 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 evalua-
ción de ellas por medio de cuadros comparativos, debiendo re-
visarse 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, debidas 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 secas 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.

Amortiguadores 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 períodos 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.

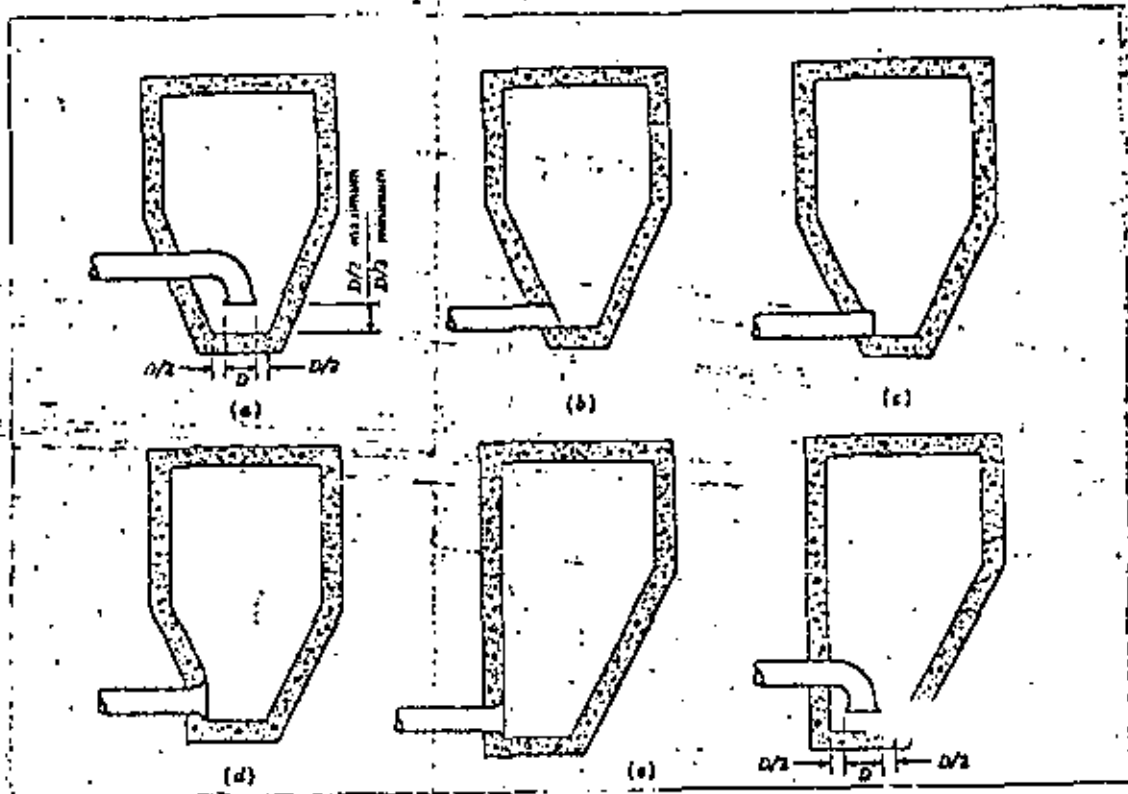
Hay diversos criterios para el diseño. Algunos establecen que el nivel de aguas negras en la cámara húmeda debe mantenerse arriba de la carcaza durante todo el ciclo de operación, asegurando un cebado continuo. Esto obliga a la construcción de cárcamos más profundos. Otros, diseñan de manera que solo 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:

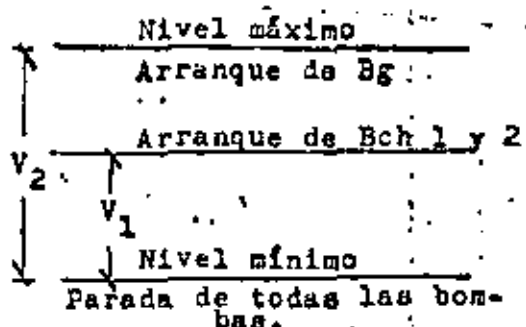
$$a) 2 B_{ch} + B_g = 2 Q \text{ máx. (para 200\% de la capacidad instalada).}$$

$$b) 2 B_{ch} = B_g$$

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 ,

$$T_r = \frac{V_1}{Q_{\min}} + \frac{V_2}{2 B_{ch} - Q_{\min}}$$

De esta expresión obtenemos V_1 , llenándose el requisito del tiempo de retención.

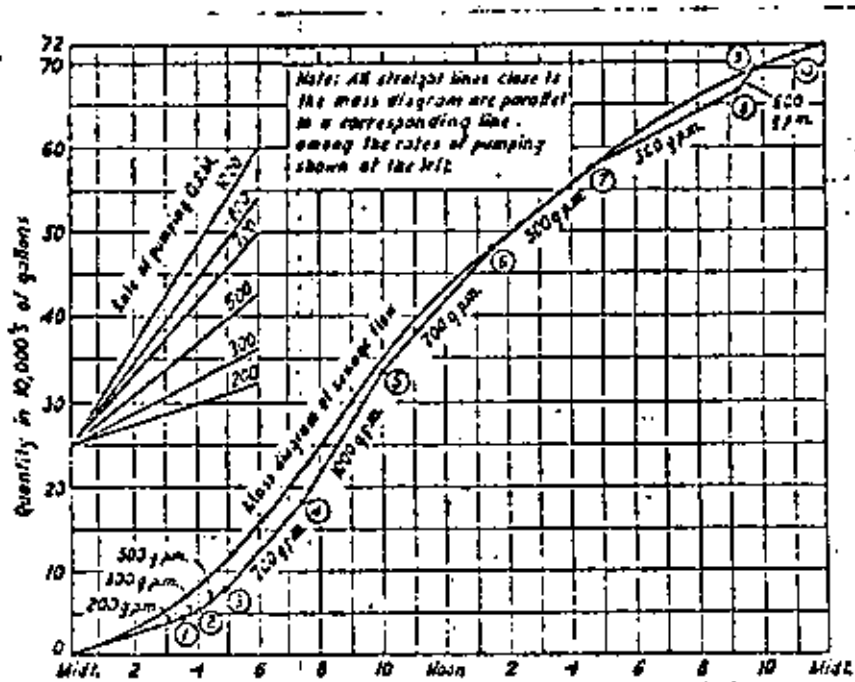
Para el cálculo de V_2 , utilizamos el tiempo que debe trabajar una bomba como mínimo = OB, por tanto:

$$B_g \times OB = V_2$$

Con las dos expresiones anteriores quedan fijos los niveles de arranque y parada de los equipos.

- 2) 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.

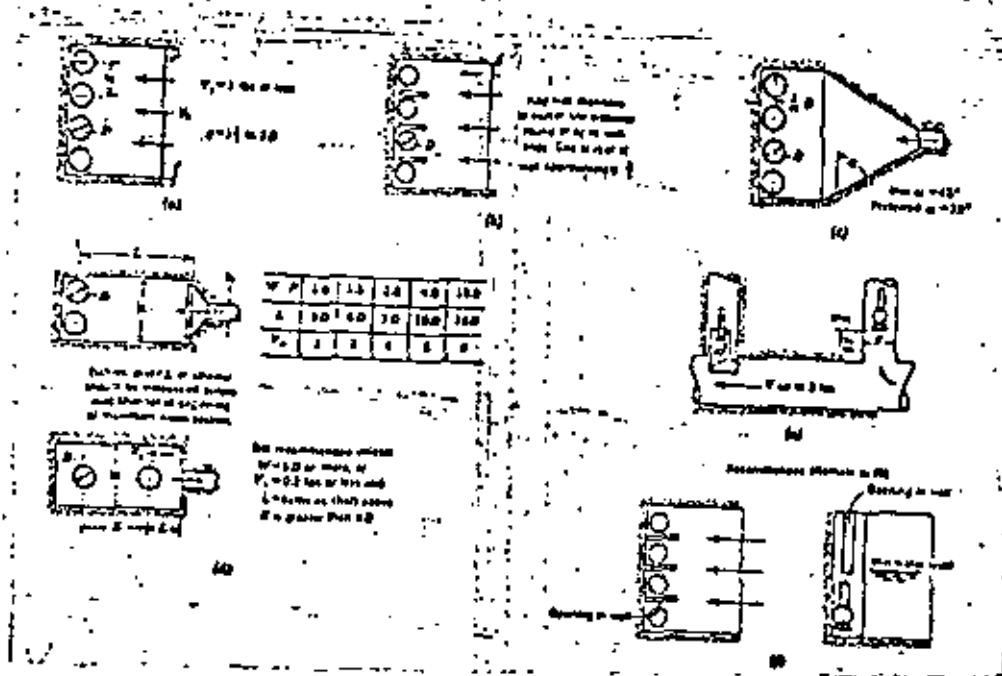


Figure # 24

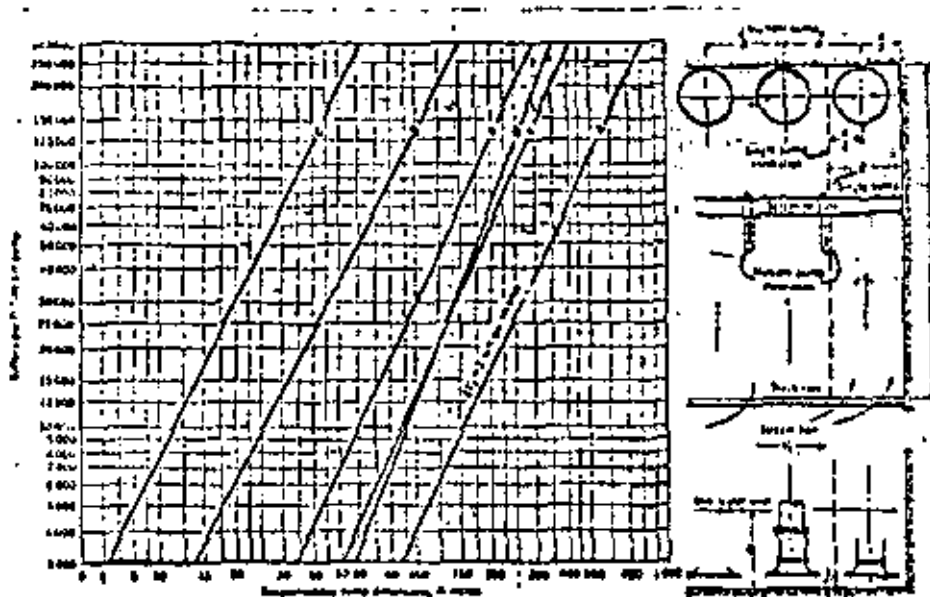


Figure # 25

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 ariete, 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.

$$H_s \text{ permisible} = H_b - H_{pv} - H_f - CNPS.$$

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 Bowlus. 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 la aproximación analítica al diseño de cárcamos de bombeo de aguas negras. Se hace una somera revisión del tradicional método gráfico, señalándose 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 CÁRCAMO DE BOMBEO. / DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE LAS BOMBAS. ③

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 ④
- 3) Niveles de instalación de los electrodos: Págs: 20 y 28
- 4) Tiempo máximo de retención: Págs: 18 y 19

(2)

CARCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

SUMARIO:

- 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.

Deberá 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-para 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

(8)

independientemente, demostrar que puede 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 2.4, 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 pendientes-.

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_T (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 ϕ_2 , y puede ir de cero a un máximo. La denotaremos por $q = \phi_2(t)$, en que $q =$ caudal extraído.

(9)

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 .

(10)

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,

$$V = t(rq_g) \quad (3)$$

b) Está obturado el sumidero. Es decir, ninguna bomba funciona;

$$q = 0. \quad \text{En } (2)$$

$$V_2 = t(sQ_j) \quad (4)$$

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 =
= $Q_{1a} \div Q_{0a} = Q_{1f} \div Q_{0f}$;

Coeficiente 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 $q = q$ máx, $t < t_0$, lo que no es permisible; por tanto, $V_1 = t_0 q$ máx, LQOD.

Para tener q máx, en ③ haremos $tq_g = \sum_1^n q_i$;
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 $(tq_g - sQ_j)$; 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 $\sum q$.- En el numeral 2.3 hallamos tres posibles volúmenes para el cárcamo: V_1 , V_2 y V_3 . Pero como en todos ellos interviene t_0 , según 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.

Observamos 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 σ_k y $\sigma_{k'}$.

Refiriéndonos a la ecuación (9), vemos que interesará 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 $K_1 = K + C'_k$;

$$K'_1 = K' - C'_k. \quad \text{Además}$$

se tendrá que $K_1 Q_{of} = Q'_{1f}$;

$$K'_1 Q_{oa} = Q'_{-1a}.$$

Caso α) $V_p = t_o(Q_{1f} - Q_{-1a})$;

$$V'_{P\alpha} = t_o(Q'_{1f} - Q_{-1a}) ;$$

$$\frac{V'_{D\alpha}}{V_p} = \frac{t_o(Q'_{1f} - Q_{-1a})}{t_o(Q_{1f} - Q_{-1a})} = \frac{K_1 Q_{of} - Q_{-1a}}{K Q_{of} - Q_{-1a}}$$

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

$$\boxed{F_\alpha} = \frac{V'_{D\alpha}}{V_p} = \frac{K_1 ab - K'}{Kab - K'} \quad (10)$$

Caso β) $V_p = t_o(Q_{1f} - Q_{-1a})$;

$$V'_{P\beta} = t_o(Q_{1f} - Q'_{-1a}).$$

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 γ) $V_p = t_o(Q_{1f} - Q_{-1a})$;

$$V'_{P\gamma} = t_o(Q_{1f} - Q'_{-1a}). \quad (12)$$

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_{X_i} . 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 \bar{C}_k y $\bar{Q}_{k'}$).
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_{X_i} , 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 \bar{C}_k y $\bar{C}_{k'}$ arbitrarios; y
- Considerar algún otro volumen $V_p^u > V_p$.

Creemos que la mejor alternativa es la 2a, si se hace

$$V_p^u = tcQ_{if} \quad (14)$$

En efecto, así se adquiere un factor de seguridad F_s que fácilmente se demuestra es igual a

$$F_s = \frac{V_p^u}{V_p} = \frac{Kab}{Kab - K'}$$

factor que, presumiblemente, en general es tal que

$$F_s > F \gamma.$$

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 σ_k y la duración t_r de esa desviación, el volumen de amortiguación ΔV será

$$\Delta V = t_r (T_k Q_{of}) \quad (16)$$

asumiendo, como será lo normal, que Q_{1f} ocurre al estar lleno el cárcamo y funcionando $\sum q_i = Q_{1f}$. Es decir, si ΔV 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 ;
 $af = a$ y $b_f = b$ son \underline{a} y \underline{b} al fin del período;
 ai y bi son \underline{a} y \underline{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) provocan 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 (α) 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 cobado 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 electrodo 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. Posibilidades 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 cobado 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.- Lapso que dura 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 funcionase continuamente, siempre $CC > CB > CR$. Luego, pueda suceder que $CR \leq t_0$, y no hay limitaciones en este sentido.

Volumen principal mínimo, VPM.- Aquel V_p tal que para un determinado q que razón 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 Tipll 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 $\sum CB \text{ largas} / \sum CB \text{ cortas}$.

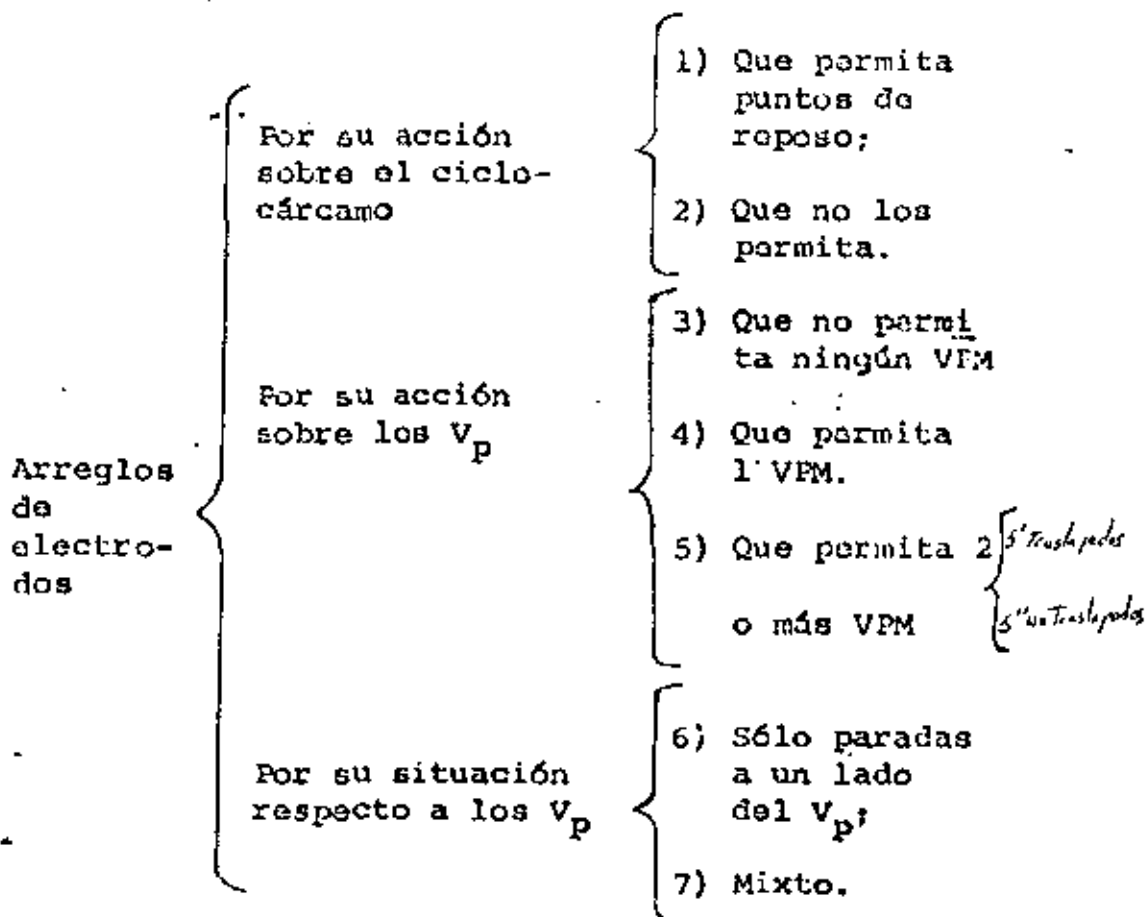
3) Minimizará los riesgos de descebado de las

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 t_0 . (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 concluimos 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.

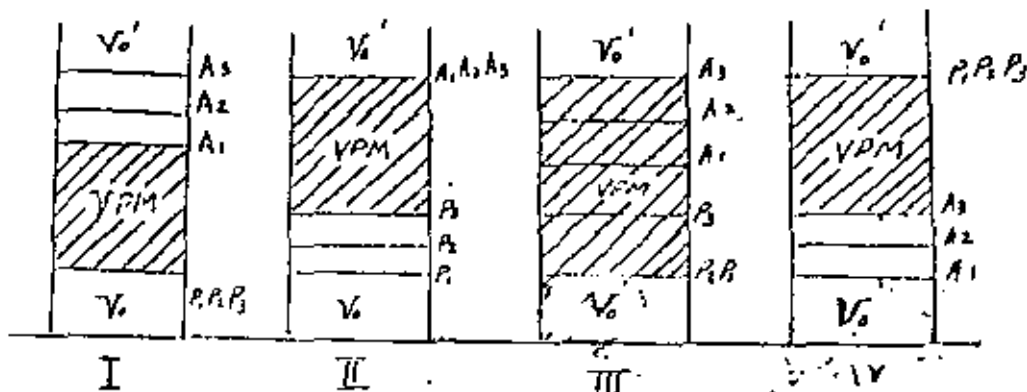
Supongamos un hidrograma constante. Es concebible entonces lograr un arreglo tal de electrodos que, eliminando casi por completo volumen entre ellos, se conserve sin embargo la restricción t_0 . Pero, como en la realidad no se presentan hidrogramas constantes, una disposición así sería en extremo inestable y violaría a cada paso la restricción t_0 . 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 VPM, y el de parada "abajo", o viceversa. De este modo siempre quedará garantizada la condición 10.

Caso 5) Es posible arreglar los electrodos de manera que cada bomba disponga de su propio VPM. No obstante, excepto en casos especiales, resultará antieconómico tener varios VPM "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 VPM para todas las bombas. Al haber sólo paradas a un lado del VPM, nos interesarán los siguientes arreglos (limitándonos a 3 bombas, para mayor claridad):



A_i = arranque de la bomba B_i ;
 P_i = parada de la bomba B_i ;
 V_0 = volumen de sumergencia o cebado;
 V_0' = 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

n

$$q_i = Q_{1f}; \text{ además, las capacidades}$$

l

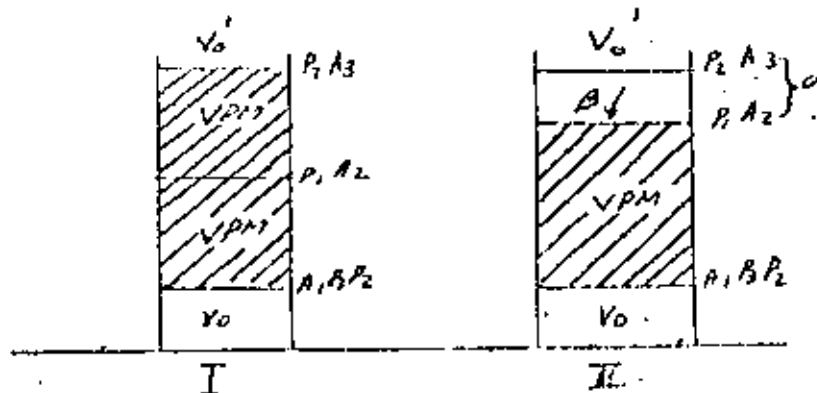
crecientes de extracción se irán obteniendo por adición de una bomba a otra, y no por reemplazo de una bomba por otra mayor.

$$\text{Por ej.: } q_1 = Q_{1f}; q_2 = Q_{of} - Q_{1f};$$

$$q_3 = Q_{1f} = Q_{of}.$$

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 CC). El II, por ejemplo en el CC marcado α , tendría que "gastar" la mayor parte de tal CC en un inestable equilibrio entre q_2 y Q en el nivel β ; casmos 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 cóctamo, 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 cubado 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 ΔV_0 es la fracción de V_0 que, al perderse, disturba ya o destruye la sumergencia o el cubado. 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 duren 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 qué arreglos de electrodos rindrán 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 VEM. 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 su-
mergencia o el cebado.

Véase el literal c, pág. 26 . La conclusión ge-
neral es que la sumergencia o el cebado no se
verán amenazados si en el nivel caro sólo hay
paradas.

2.6. Obtención de las capacidades de cada bomba.-

A continuación resumimos lo que se ha dicho ya so-
bre 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 ge-
neral, $\sum q_i = Q_{1f}$.
- 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 ma-
nos del período de diseño, podría hacerse $q_1 =$
 $= Q_{-1a}$.
- c) Si se tendrían 3 bombas en total, sus capacida-
des, 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 pen-
dientes: Q_{-1f} , Q_{of} y Q_{1f} , que corresponden a
las tres pendientes características de la curva.

Daremos ahora las siguientes consideraciones adi-
cionales:

- d) El número mínimo de bombas será 2, ya que así se
conseguirá al menos las dos carreras largas co-
rrespondientes 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 en
zonas económicas y de operación limitarán ese nú-
mero. Aparentemente la mayor parte de las veces
la decisión estará entre 2 ó 3 bombas. Tal vez

un criterio-guia podría ser éste: Si se tiene $K + K' \leq 2.3$, éstas 2 bombas ó 3; si se tiene $K + K' > 2.3$, éstas 3 o más bombas.

- 4. RESULTADOS.- En la gran mayoría de los casos el volumen del cárcamo se hallará con la siguiente fórmula:

$$V = t_o Q_{1f}, \text{ en que}$$

t_o = 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 deseen), 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 Sr. Robert B. E. lka, y por sus enseñanzas y claridad sobre el tema expuesto, al Ing. Arnulfo Paz Sánchez.

7. REFERENCIAS.

1. Alcantarillado y tratamiento de aguas negras. Rabbitt & Baumgard.
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.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

COMPLEMENTOS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL
(CONTINUACION)

AGOSTO, 1980

Graphic Storm Sewer Design.

by G. E. ZOELLNER
P. Eng
Fischer & Porter
(Canada) Ltd.

The design of storm or combined sewers involves the decision as to the degree of protection to be provided against property damage, nuisance, and inconvenience from surcharged sewers. It is economically unfeasible to construct sewers of sufficient size to take the runoff from extreme storms likely to occur at infrequent intervals.

Surcharging of combined sewers is more objectionable than surcharging of storm sewers because of the nuisance and health hazards that result from the flooding of basements and the overflowing of domestic sewage. Thus, the quantity of storm water for which sewer capacity should be provided is a balance between the construction cost and the capitalized damage to private property, the hazard to health, and curtailed convenience to the public.

With the presently used design methods an exact determination of the permissible frequency is impossible, and the conclusion as to the basis of design depends upon the judgment and experience of the engineer. It is, therefore, to be expected that there will be as many results, differing widely from each other, as the number of men using it.

Numerous empirical runoff formulae as the Burkli-Ziegler and Talbot formulae have been widely used but have been largely abandoned in spite of their simplicity since they give satisfactory results only for the locality and specific conditions for which they were designed and do not permit the designer to exercise his judgment with respect to the variable components.

The "Rational Method" is used for the design of urban drainage areas. Although the Rational Method, when properly understood and used, will provide satisfactory results, the need for methods which will more closely conform to the actual events occurring during storms has long been recognized.

Graphic Method

The Graphic Method, as developed by Hanft, permits the design engineer to calculate exactly the runoff for any permissible frequency of surcharging, and also basing the runoff on the most critical rainfall for each sewer stretch with regard to the relationship of rainfall intensity to duration.

The Graphic Method, as well as the Rational Method, converts rainfall into runoff in using the equation:

$$Q = CIA,$$

in which — Q — the maximum rate of runoff (cfs);

i — rainfall intensity of the specific storm with regard to the permissible storm frequency and duration (in/hr);

C — runoff coefficient which is the ratio between the maximum rate of runoff from the area and the average rate of rainfall;

A — drainage area tributary to the point under design (ac).

The Graphic Method is based on the fact that three possibilities have to be considered to determine the flow at an optional point A in a sewer system.

If t is the time of flow in the sewer

from point O to point A, then the time of flow t can be less, equal or more than the duration of the rainfall D .

$$t \begin{matrix} < \\ = \\ > \end{matrix} D$$

In the first two cases the flow at A is

$$Q = CIA$$

However, in the third case due to the short duration of rainfall, the area at A has already stopped delivering storm water into the sewer before the runoff from point O has reached point A. The Graphic Method is used to calculate this reduction in flow.

The Graphic Method makes the same basic assumptions as the Rational Method:

- (a) average rainfall intensities are used for the duration of rainfall, and
- (b) the velocities in the individual sewers have an average value and the velocities are calculated for sewers running full.

The Graphic Method, however, does not use the "Time of Concentration" as a factor to reduce the rainfall intensity.

Storm Intensity and Frequency

Most design engineers realize that the "Time of Concentration" is only a factor to adjust the Rational Method. Inlet times used vary from 5 to 30 min, with 10 to 15 min, most commonly used. Using inlet times is incorrect. This can be proven in considering the installation of additional catchbasins to reduce the overland

flow from 15 to 10 min. Obviously the same amount of runoff is discharged to the sewer system as the same amount of rain falls on the drainage area. But, in considering 10 min. inlet time, the runoff has increased by 15 to 20 percent.

In using the Rational Method it can also be noticed that the calculated inflow to a sewer stretch is larger than its discharge which proves that the method is hydraulically incorrect.

The most frequent and serious error made by the engineers is the assumption that in selecting a 5-year storm frequency and an inlet time of 15 min., the sewer system will be surcharged only once in 5 years. This is absolutely wrong. The sewer system will actually be surcharged once a year as proven with the Graphic Method hereinafter. The Graphic Method is hydraulically correct and units all the discrepancies of the Rational Method.

Runoff

The principles of the Graphic Method are shown for a single sewer stretch in Fig. 1. The runoff is represented as a parallelogram whereby the increase and decrease of flow with the starting and ending of the rainfall is assumed to be rectilinear. Variations of the rainfall intensity, duration, or both change the runoff as shown. The slope of the sewer has been considered as unchanged and therefore the velocity and time of flow remain the same.

In Figure 2, the Graphic Method is demonstrated on a small sewer system. The runoff parallelograms of the individual sewer stretches are drawn up as shown at Fig. 2b. The terminating points of the times of flow are plotted below each other for sewers discharging simultaneously (several sewers discharging into one manhole) whereas the times of flow are added for sewers discharging successively (single sewer discharging into manhole).

The flow at the end of area 13, s seconds after the rainfall started, is equal to the total of the ordinate sections at S as shown at Fig. 2b. As soon as the time of flow t from area 1 to 13 exceeds the duration of the rainfall D the maximum flow through area 13 becomes less than the total runoff H .

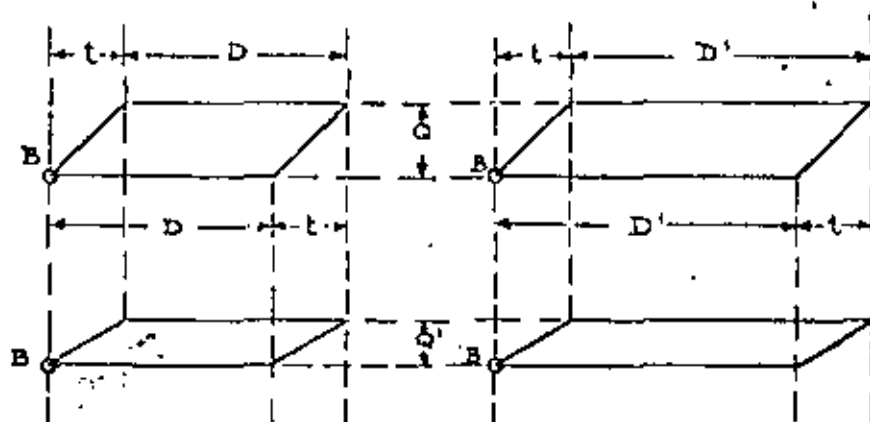
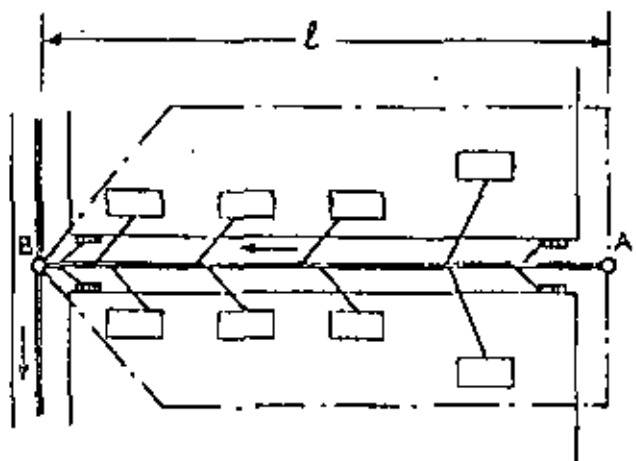
Since according to Fig. 1, the re-

lations are established for the runoff parallelograms of different rainfalls, it is sufficient to draw only one side of the parallelograms as shown at Fig. 2c.

The runoff plan has to be designed for the shortest and therefore most intensive rainfall. It is common to use rainfalls of 10 min. for normal

The design starts with the farthest sewer stretch #1. The runoff curve is developed by adding the sections of the ordinates as shown at Fig. 2b. Simultaneously with the runoff plan the storm sewer design sheets are done.

As long as the time of flow t is equal or less than the duration of



LEGEND :

Q = STORM WATER RUNOFF = $C \cdot A (cfs)$

D = DURATION OF RAINFALL (SEC)

t = TIME OF FLOW IN SEWER = l/v (SEC)

l = LENGTH OF SEWER (ft)

v = AVERAGE VELOCITY OF FLOW IN SEWER (fps)

Fig. 1. PRINCIPLES OF GRAPHIC METHOD for a single sewer stretch, A-B.

conditions and 5 min. for mountainous terrain. Shorter and more intensive storms are not critical due to the infiltration into permeable soils and the limited capacity of storm water inlets.

rainfall D ($t \leq D$) the maximum runoff of this drainage area is equal to the total of the individual runoffs. Therefore, no runoff curves are required. But, if the time of flow t exceeds the duration of the rainfall

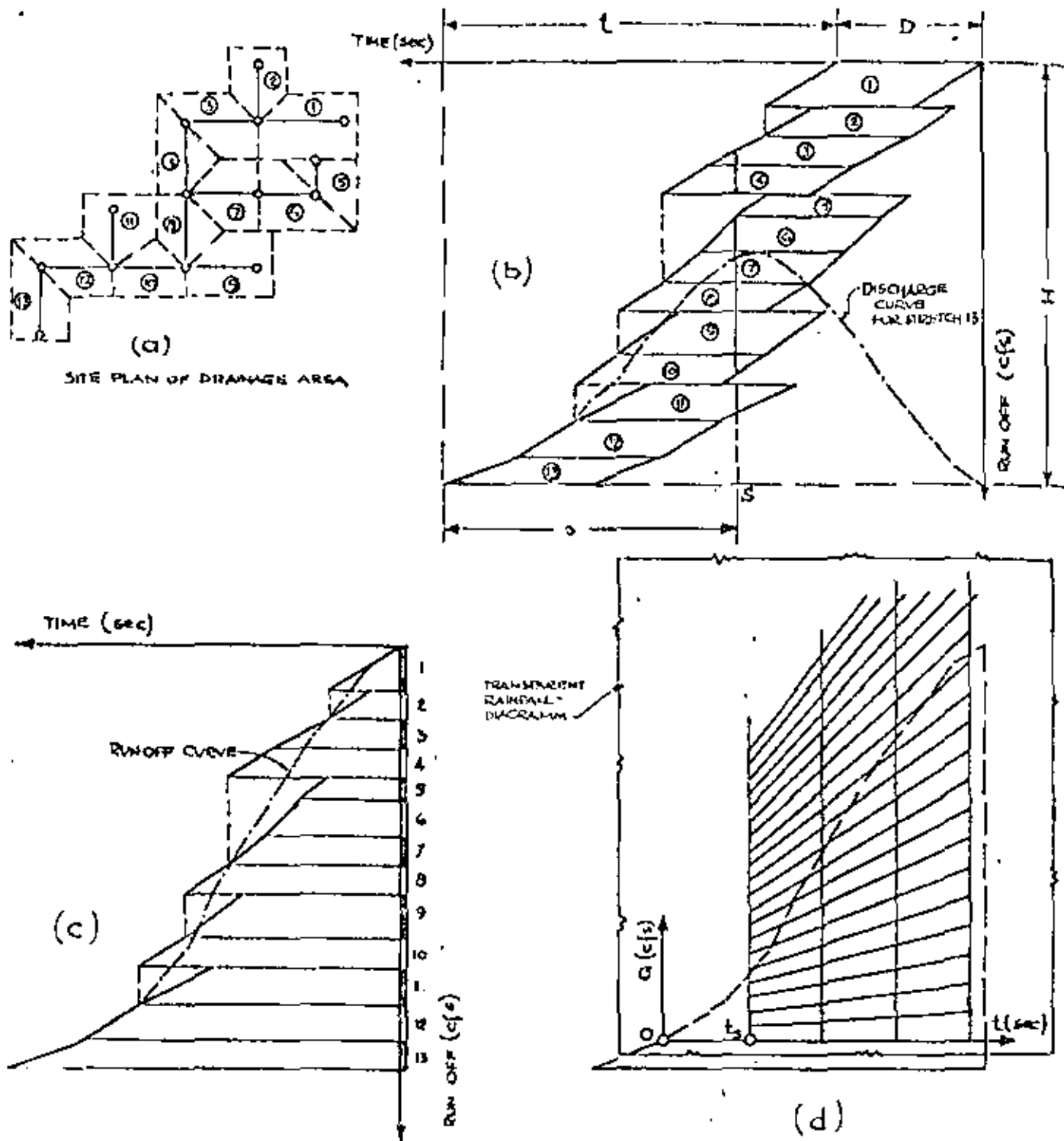


Fig. 2. GRAPHIC METHOD used on a small sewer system.

D the maximum runoff of the area will originate from a rainfall whose duration can vary between the shortest rainfall considered and the time of flow. The evaluation of the runoff curve, therefore, must consider storms in these limits and a rainfall-diagram has to be developed.

Rainfall Diagram

The rainfall-diagram is developed from the rainfall-curve of the par-

ticular location using the selected permissible frequency ($1/5$ to 10 years). See Fig. 3. The rainfall-diagram has to be drawn on transparent paper and has to have the same scales for the time and the runoff as used for the runoff plan. At the abscissa of the shortest considered duration of rainfall, the ordinate has to be the same scale as the runoff in the runoff plan. For the different rainfall durations, the scale of the ordinates has

to be enlarged inversely to the respective rainfall intensities which means that if the rainfall intensity of a certain duration is half the intensity of the shortest duration, the scale of the ordinate has to be doubled. The divergent lines of the rainfall-diagram divide the ordinates in corresponding runoff values as shown at Fig. 4.

The transparent rainfall-diagram is used by placing it on top of the

runoff curve and sliding the zero-point along the runoff curve as shown at Fig. 2d whereby the axes of the diagram have to be parallel to the axes of the runoff curve. The absolute maximum runoff is the point of contact of the runoff curve to the highest divergent line of the rainfall diagram.

Example.

In the following example the Graphic Method is demonstrated and compared with the Rational Method.

An area of 60 acres, located in the vicinity of Toronto, shall be serviced by a storm sewer system.

Step 1: From a plan of the area, the individual drainage areas of the different sewer stretches are determined trigonometrically or with the aid of a planimeter.

Step 2: For each tributary area the runoff coefficient C is established. The correct determination of the runoff coefficient is most important.

Step 3: The permissible frequency of surcharging is determined based on the balance between the construction cost and the capitalized damage due to surcharging of sewers. A separate storm sewer system is considered with the permissible frequency of surcharging being once a year.

For fringe areas even a frequency of twice a year may be justified. For combined systems it is common to allow a surcharging of once in 2 to 4 years. For the Rational Method, in comparison, a 5-year storm (occurrence once in 5 years) is selected and a concentration time of 15 min.

Step 4: With the frequency established, a rainfall curve is designed based on the records of the nearest Weather Station. In our case, the rainfall curves for Toronto, Ontario, are developed from the Annual Meteorological Summary—for Toronto, as published by the Department of Transport.

Step 5: For the permissible frequency (1 year-storm) the rainfall diagram is designed from the rainfall curve and drawn on transparent paper. A rain of 10 min. duration is considered as shortest rainfall (design storm). The scales of the rainfall-diagram must be

identical to the scales used for the runoff plan. The scales, therefore, should be checked if they are suitable and convenient for the runoff plan.

Step 6: Design sheets similar to the ones used for the Rational Method are used to determine sewer sizes, slope, velocity, etc. Starting with the remotest sewer stretch, the sheets are completed for the columns 1 to 17. The runoff per acre is calculated for the selected rainfall frequency and the intensity of the shortest considered rainfall. In our case, for a one year storm the intensity of a 10 min. rainfall is 2.8 in/hr. or 2.8 cfs.

the particular sewer is sized, in accordance to this flow.

Step 8: Only when required.

The discharge curve for any stretch is obtained by drawing a second runoff curve at the distance of the most critical duration of storm and plotting the ordinate sections on the horizontal base line. In our case, the most critical storm for stretch #50 has a duration of 11.5 min.

Graphic Method via Rational Method

The Graphic Method does not require additional work for steps 1 to 4. The rainfall-diagram of step 5 can be used for the same area over and

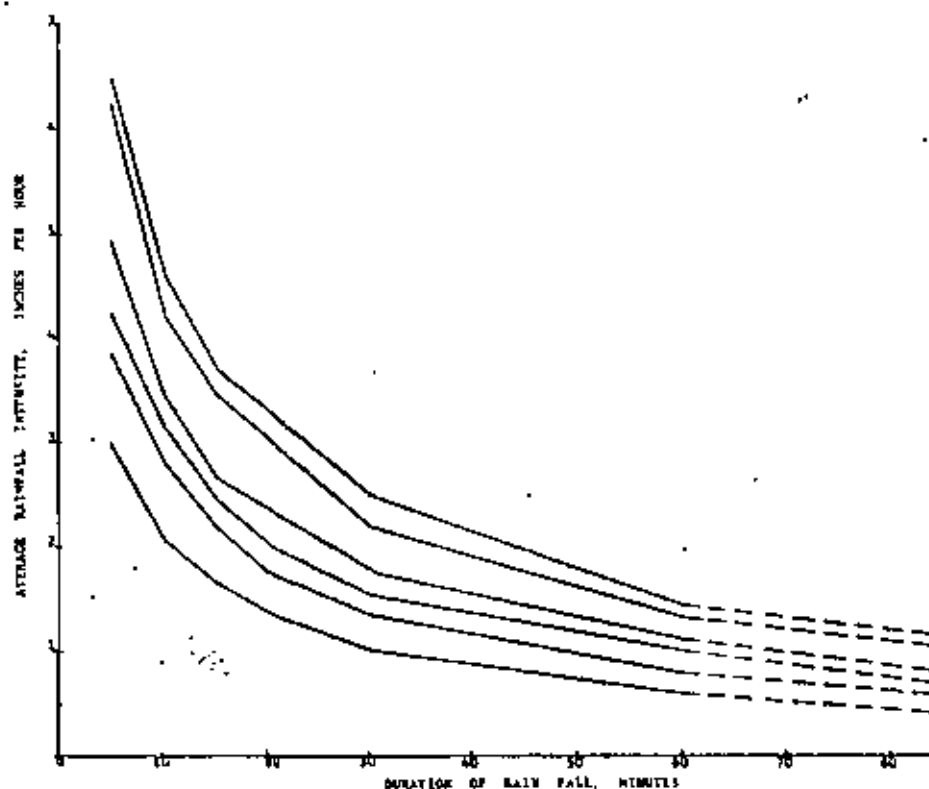


Fig. 3. RAINFALL CURVES, TORONTO, ONT., based on Dominion Weather Bureau Station data from 1940 to 1958 inclusive.

Step 7: The runoff plan is started by plotting the individual runoffs from column 12 vertically under each other. With the aid of the site plan the runoff plan is developed as described hereinbefore. If the total time of flow exceeds the shortest rainfall (10 min.) a reduction of flow occurs, the runoff curve has to be designed and the rainfall-diagram is placed on top of the runoff curve to determine the maximum flow. The obtained reduced maximum flow is entered in column 18 and the capacity of

over again unless a different rainfall frequency is used. Step 6 requires no extra work.

The runoff plan of step 7 is an extra. There have been discussions on the amount of time required to design the runoff plan. The Graphic Method is a design tool and like tools, it usually takes more time to learn how to use it than to perform certain mechanical operations once its use has been mastered. The actual amount of work involved will vary with the complexity of the problem and with the degree of accuracy re-

RAIN-DIAGRAM for TORONTO, ONT.

SCALE: HOR. 1" = 100 sec.
 VERT. 1" = 4.0 cfs (0.000-001 m)
 (SCALES MUST BE IDENTICAL TO FLOW PLAN)

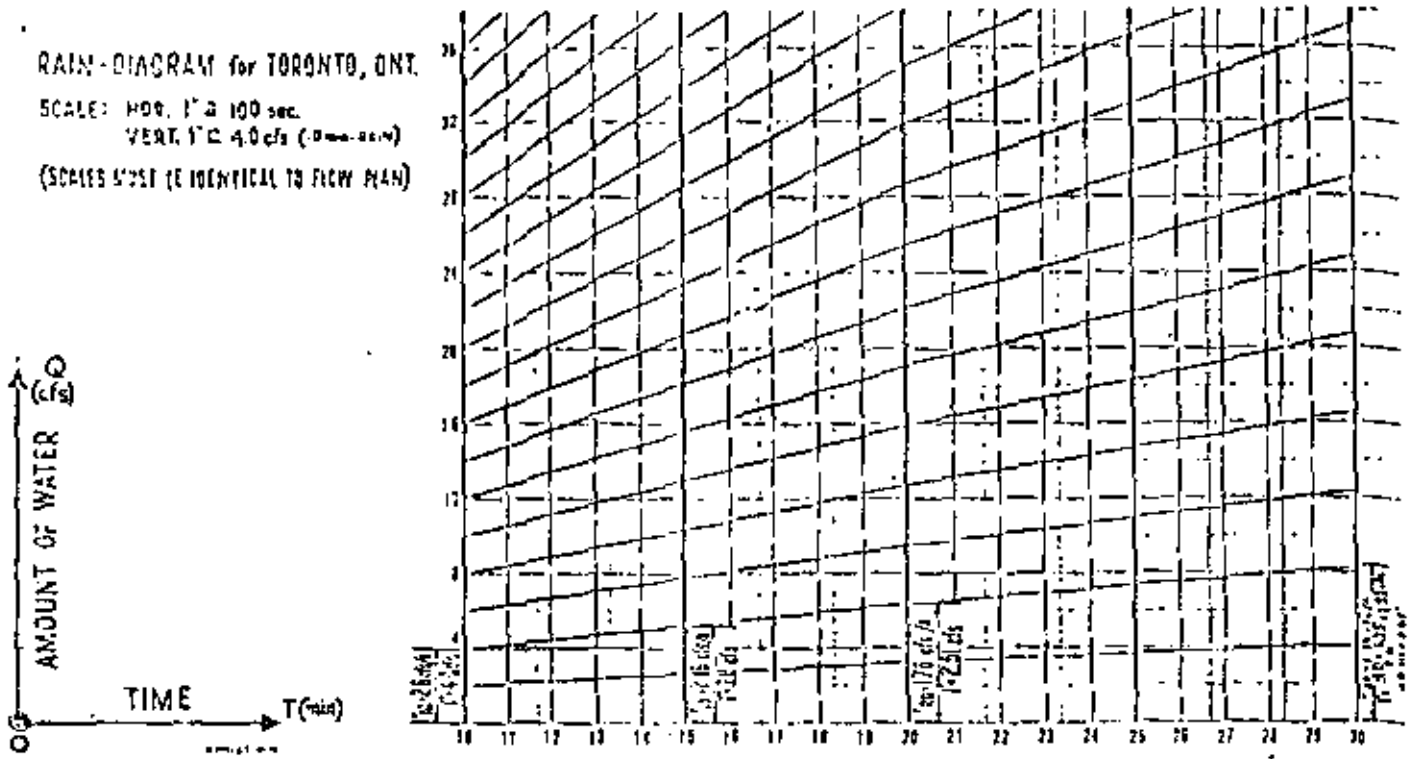


Fig. 4. RAINFALL-DIAGRAM.

quired in the solution.

The comparison of the Rational Method (5 year-storm and 15 min. time of concentration) and the Graphic Method (1 year-storm) shows that the calculated runoffs are close. The results of the Rational Method differ from the accurate Graphic Method between -5 percent and +11 percent. And it has been proven that the storm sewer system designed with the Rational Method using a 5 year-storm will actually surcharge once a year.

In designing the discharge curve, as described in step 8, it is possible to analyze storm water reservoirs as the rate of inflow with respect to the time is given. In combined sewer systems, it is possible to calculate the excess flows which are diverted over a weir to relieve sewers or are discharged directly to the receiving waters without treatment. All these and other calculations cannot be done with the Rational Method.

Summary

The exorbitant costs of storm sewer systems require the decision as to the degree of protection to be provided against property damage, nuisance and inconvenience from surcharged sewers. The exact determination of the permissible frequency is not possible with the presently used methods, e.g. empirical formula and Rational Method.

The Graphic Method, as used in Germany for 50 years, makes it possible to determine exactly the runoff for any frequency of surcharging and this runoff is based on the most critical rainfall for each sewer stretch with regard to the relationship of rainfall intensity to rainfall duration.

The Graphic Method permits analysis of storm water reservoirs and calculation of excess flows which are diverted over a weir as the rate of flow with respect to the time is given.

The illustrated example shows that

the storm sewer system designed with the Rational Method based on a 5-year storm frequency and 15 min. time of concentration will actually surcharge once a year.

The extra work involved in using the accurate Graphic Method is more than justified in considering the enormous expenditures of a storm sewer system in the first place and the costs and inconvenience to correct bottlenecks in a system by installing relief sewers or the expenditures for oversizing sewer stretches due to inaccurate design methods.

References

1. Babbitt, *Sewage and Sewage Treatment*, John Wiley & Sons.
2. Davis, *Handbook of Applied Hydraulics*, McGraw-Hill.
3. W.P.C.F., *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*.
4. Schleier, *Taschenbuch fuer Bauingenieure*, Springer Verlag.
5. Hütte, *Des Ingenieurs Taschenbuch III*, Wilhelm Ernst Verlag.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

BIBLIOGRAFIA

AGOSTO, 1980



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 Burmann.
- 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 Burmann.
- 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.- Pumps selection and application. Hicks.
 - 12.- Pumps operation and maintenance. Hicks.
 - 13.- Centrifugal pumps. Anderson.
 - 14.- Manual de obras civiles. C. F. L. Sección 2.
 - 15.- Design. Seelye.
 - 16.- Effluent Pumping Plant. KSB.
 - 17.- Instalaciones elevadoras de desagües. KSB.
 - 18.- Centrales de agua. KSB.
 - 19.- Bombas para agua potable. O. S. P. Publicación 145.
 - 20.- Hidráulica y construcciones hidráulicas. Schäfer.
 - 21.- Apuntes del Curso Hidráulica II. Paz.
- - - - -



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

E S T R U C T U R A L E S

ING. GERARDO PASTRANA

AGOSTO, 1980

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 Trinchera	30
8. Resistencia de Soporte de Conductos Rígidos - en Terraplén	36
E. RESISTENCIA DE SOPORTE DE TUBOS FLEXIBLES	39
F. FACTOR DE SEGURIDAD Y RELACIONES DE DISEÑO	42
G. INSTALACION EN TUNEL	44
APENDICE 1 TEORIA DE MARSTON	56
APENDICE 2 TEORIA DE PROTODYAKONOV PARA TUNELLES	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-

rra, 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.

3.2. 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 sujeto 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--

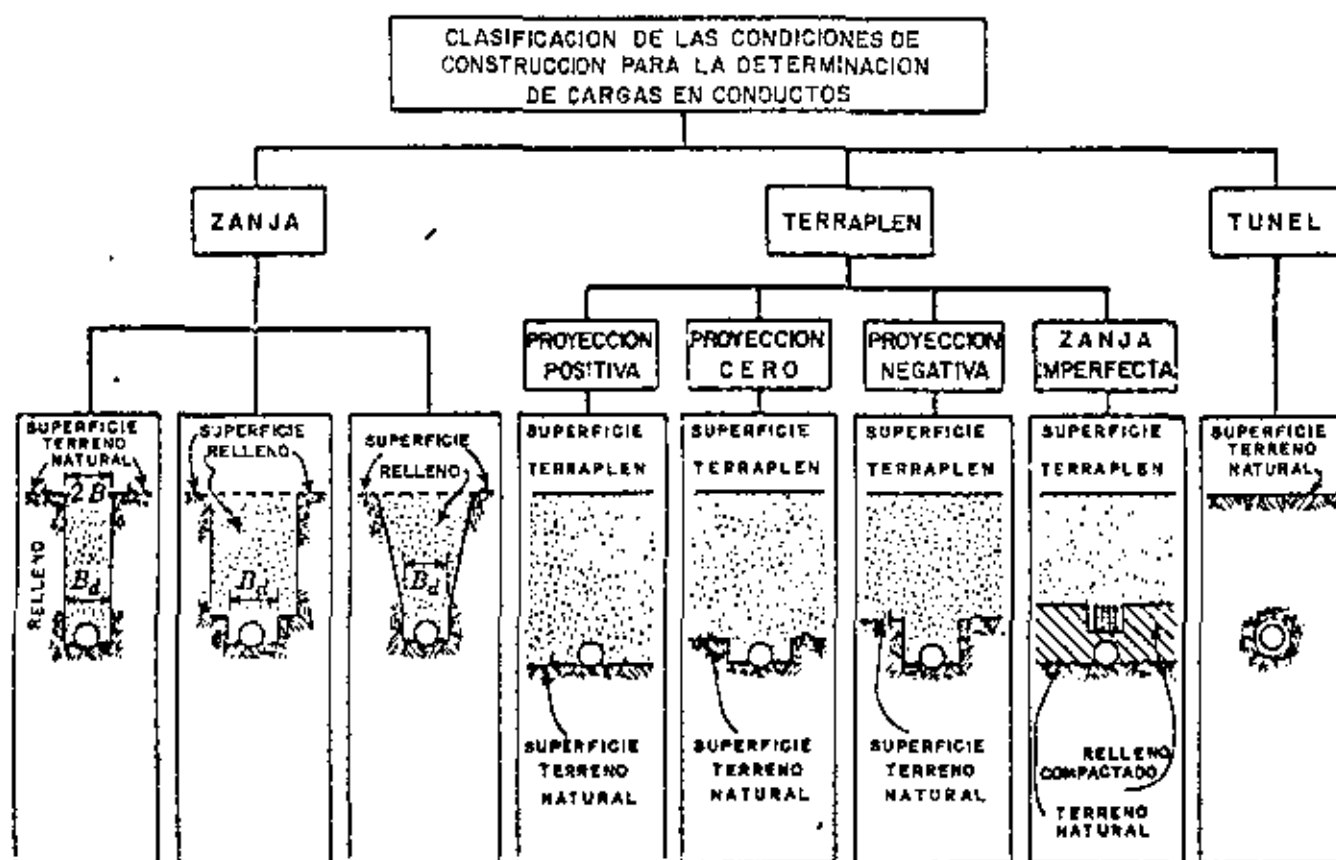


FIG. 1.-CLASIFICACION DE LAS CONDICIONES DE CONSTRUCCION

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.

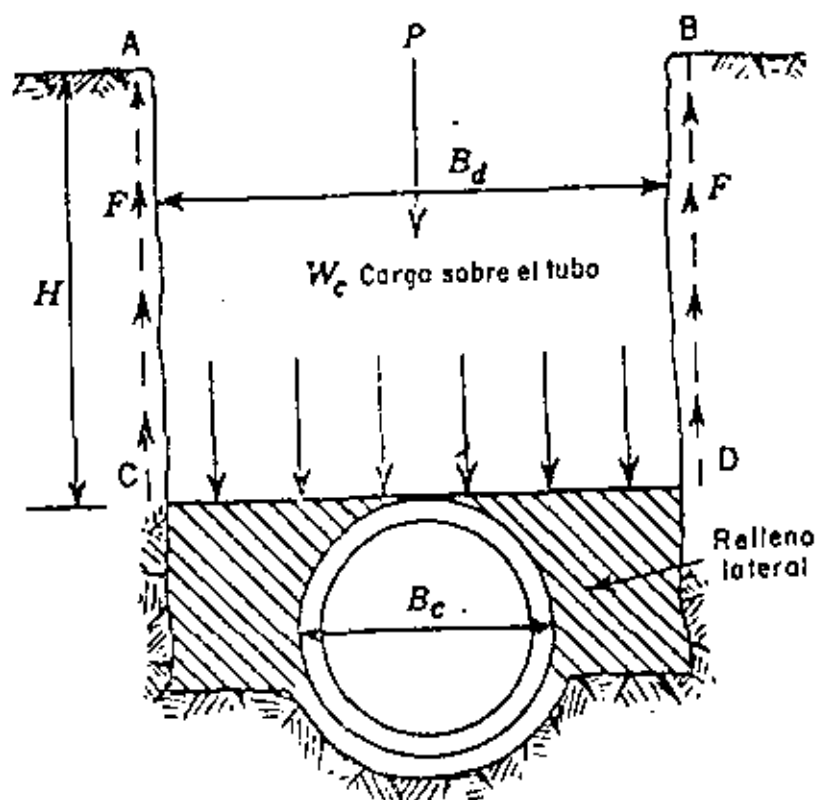


FIG. 2.- FUERZAS GENERADORAS DE CARGAS:
 P =PESO DEL RELLENO ABCDE;
 FUERZAS CORTANTES HACIA ARRIBA
 EN AC Y BD; Y $W_c = P - 2F$

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 Apéndice 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 = $\frac{1 - \text{sen } \beta}{1 + \text{sen } \beta}$

$\mu = \text{tan } \beta$ = coeficiente de fricción interna de material de relleno

$\mu' = \text{tan } \beta'$ coeficiente de fricción entre el material de relleno y los lados de la zanja (μ' puede ser igual o menor que μ , pero no puede ser mayor que μ); 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.

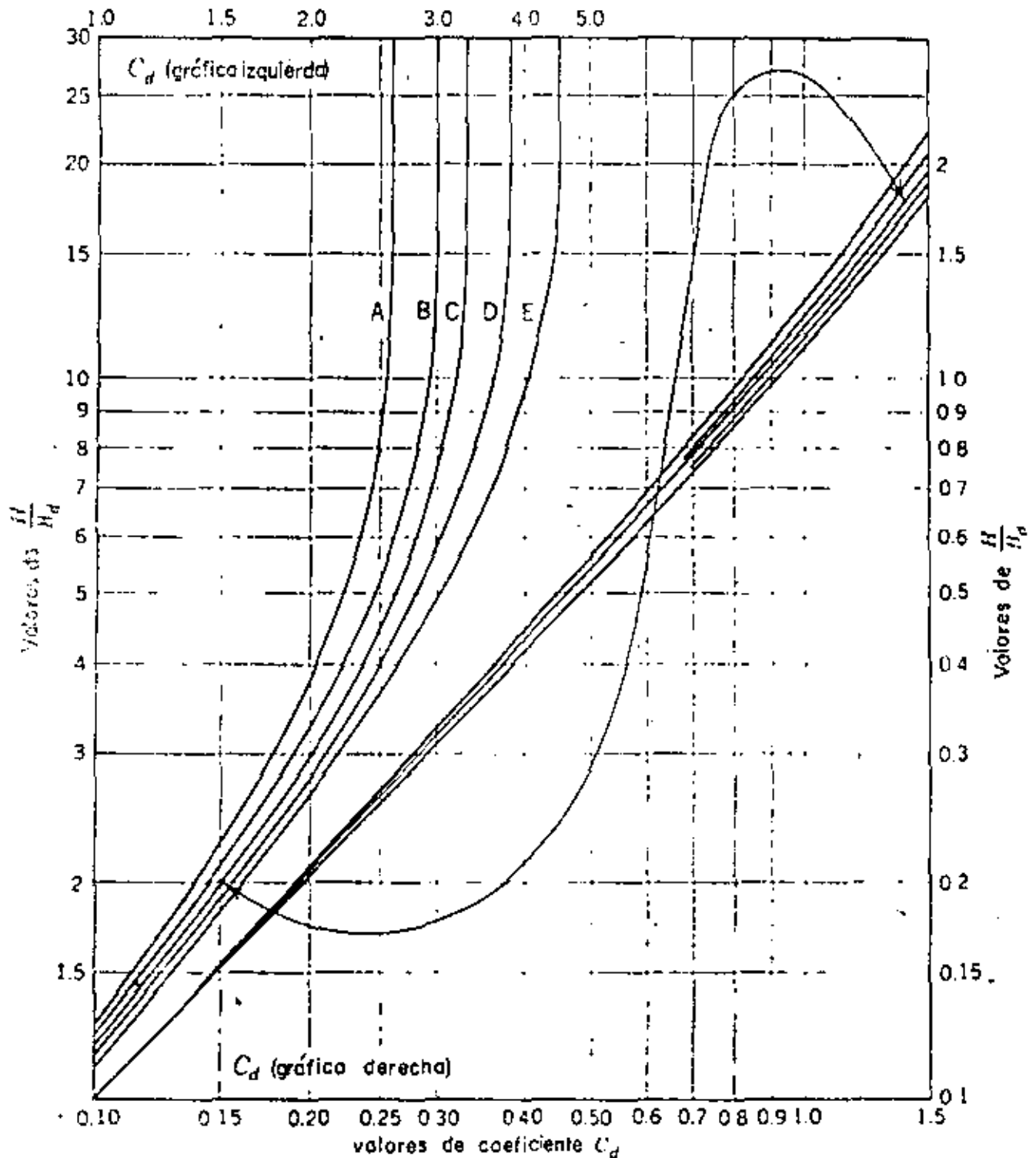


FIG.3.- DIAGRAMA DE CALCULO DE CARGAS DE TIERRA EN CONDUCTOS EN ZANJA C (COMPLETAMENTE ENTERRADOS EN LA ZANJA)

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 3.4.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.

3.d. Características del suelo. - Condiciones de trinchera.

El peso volumétrico del terreno de relleno puede variar entre 1.6 Ton/m² y 2.16 Ton/m³. Si no se hacen mediciones con anterioridad al diseño, un valor de diseño recomendable es de 1.9 Ton/m³ a 2.0 Ton/m³.

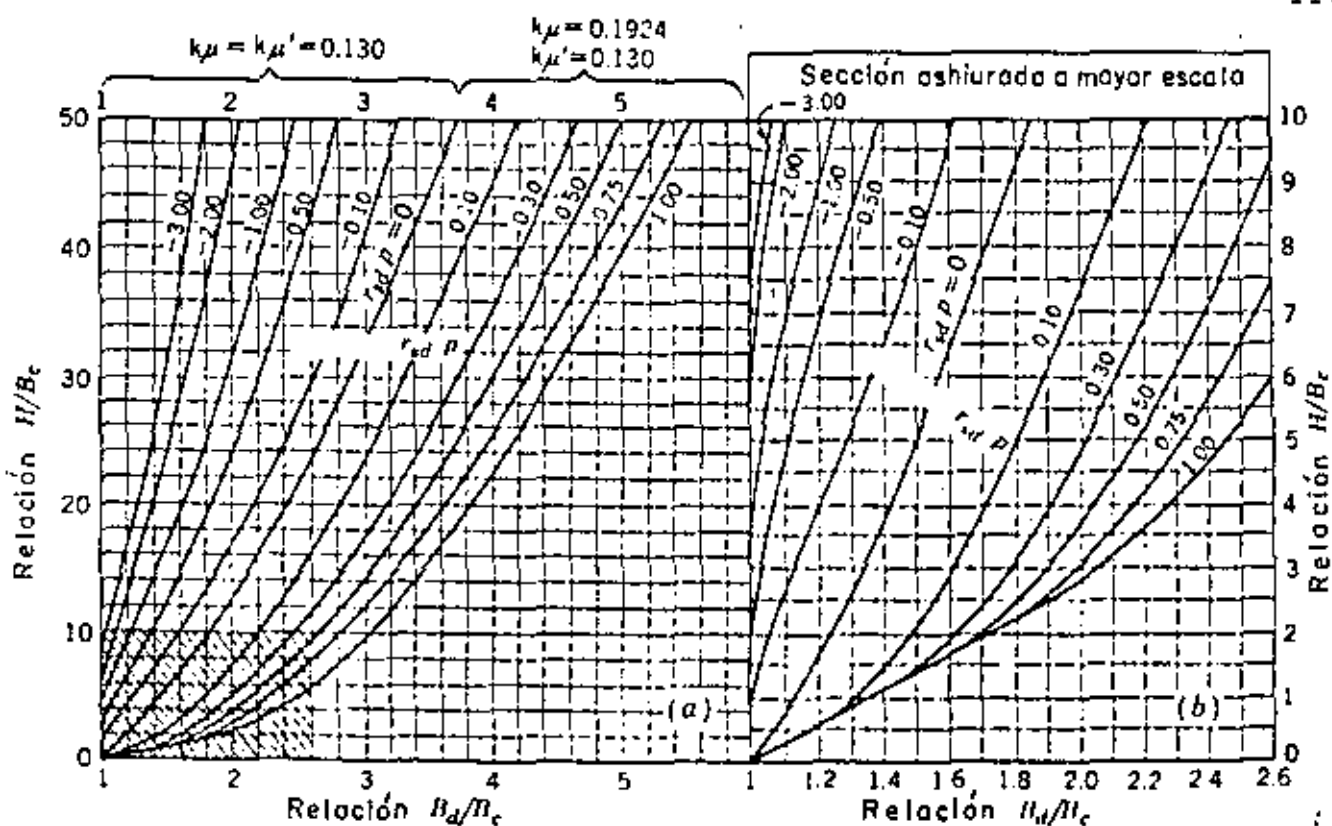


FIG. 4.- VALORES DE: B_d/B_c PARA LOS CUALES LAS FORMULAS DE DE CARGA DE CONDUCTOS EN ZANJAS Y LOS CONDUCTOS QUE SE PROYECTAN DAN CARGAS IGUALES

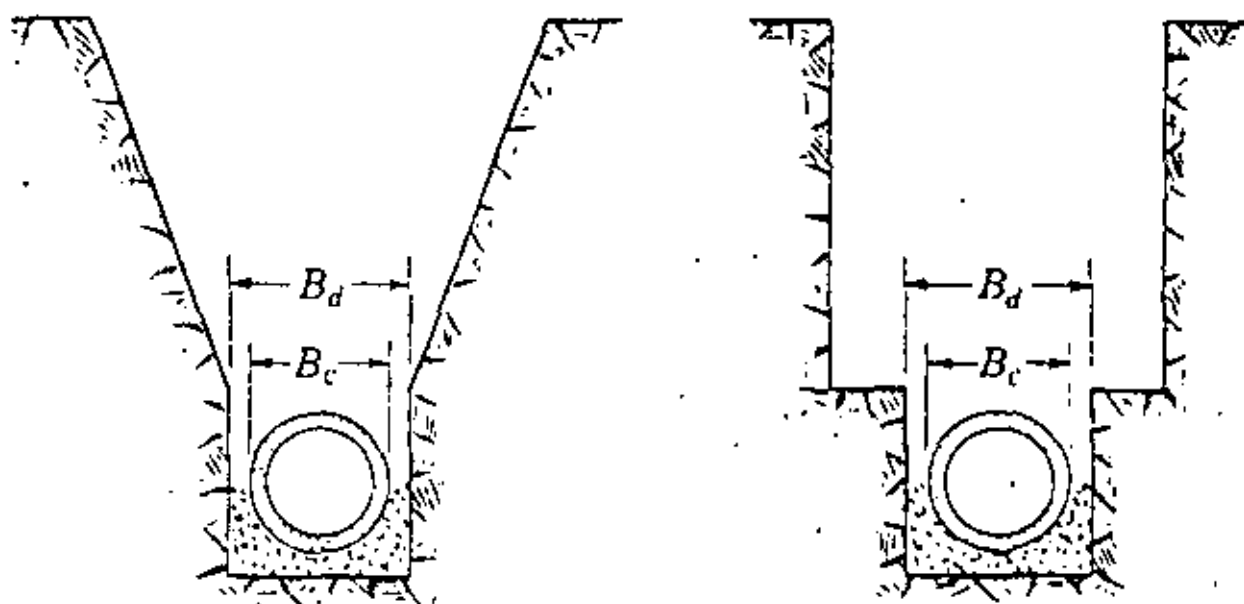


FIG. 5.- EJEMPLOS DE SUB-ZANJAS

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, μ será sustancialmente mayor que μ' . 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.

3.4.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:

$$W_c = C_c w B_c^2 \quad (5)$$

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)).

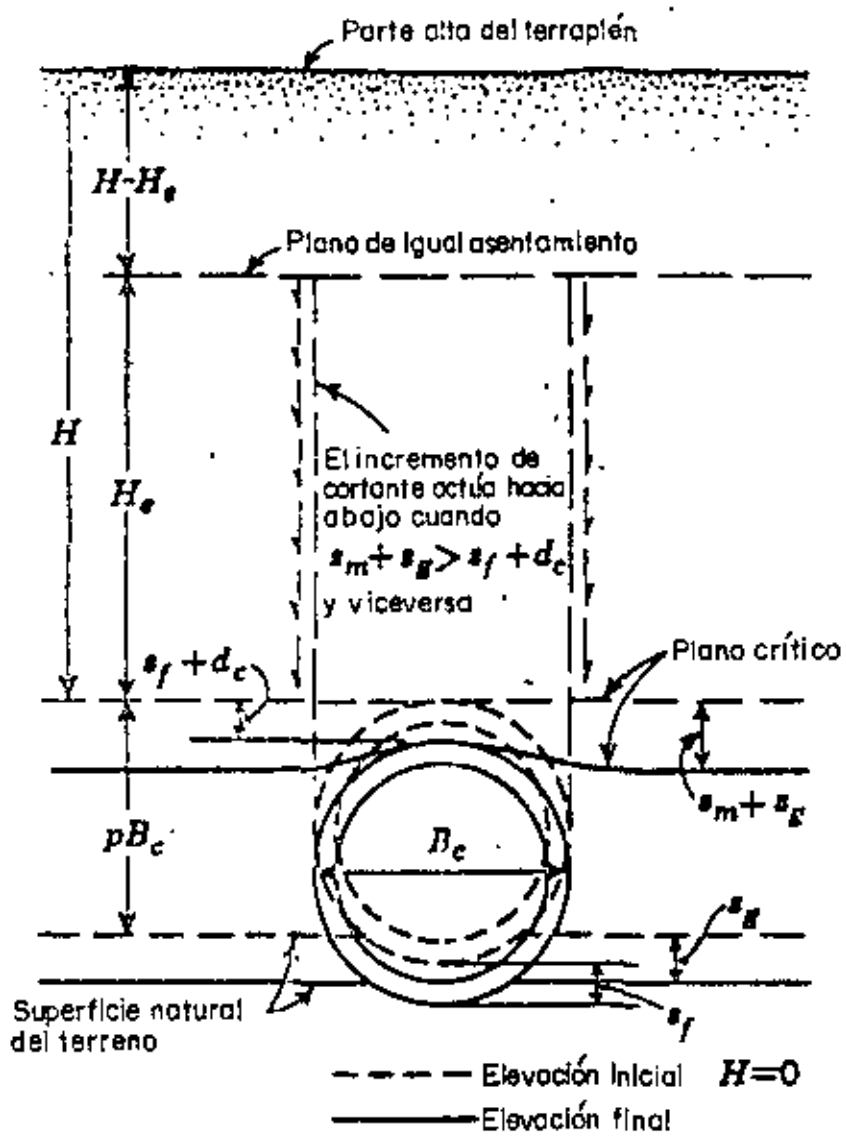


FIG. 6.- ASENTAMIENTOS QUE INFLUYEN EN LAS CARGAS DE CONDUCTOS CON PROYECCION POSITIVA.

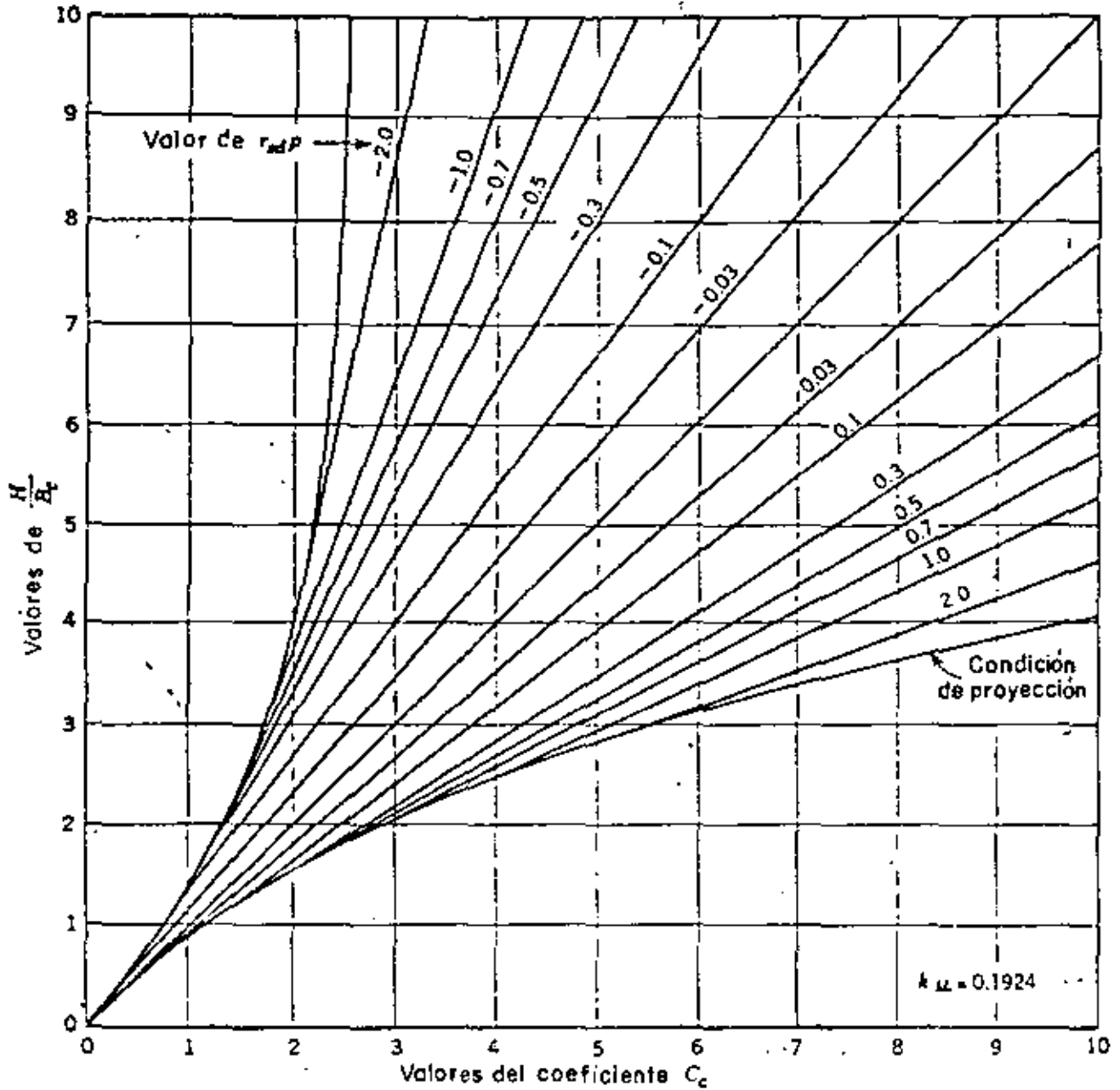


FIG.7.- DIAGRAMA PARA EL CALCULO DE CARGA DE CONDUCTOS CON PROYECCION

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

$$r_{sd} = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + dc)}{S_m} \quad (6)$$

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/m³ y 2.0 Ton/m³. 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.

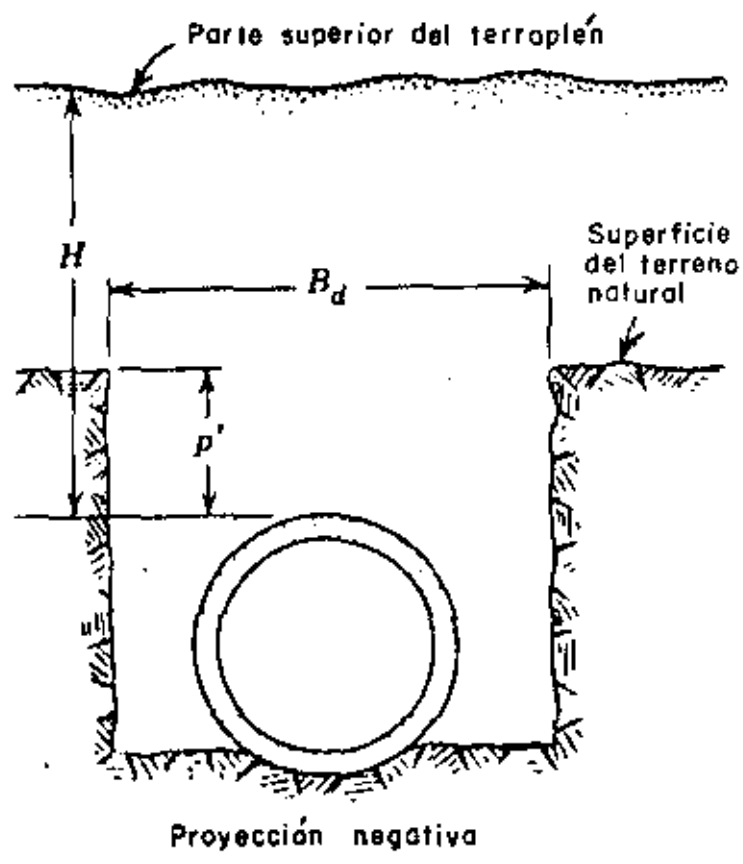


FIG. 8.- ILUSTRACION DE CONDUCTOS CON PROYECCION NEGATIVA

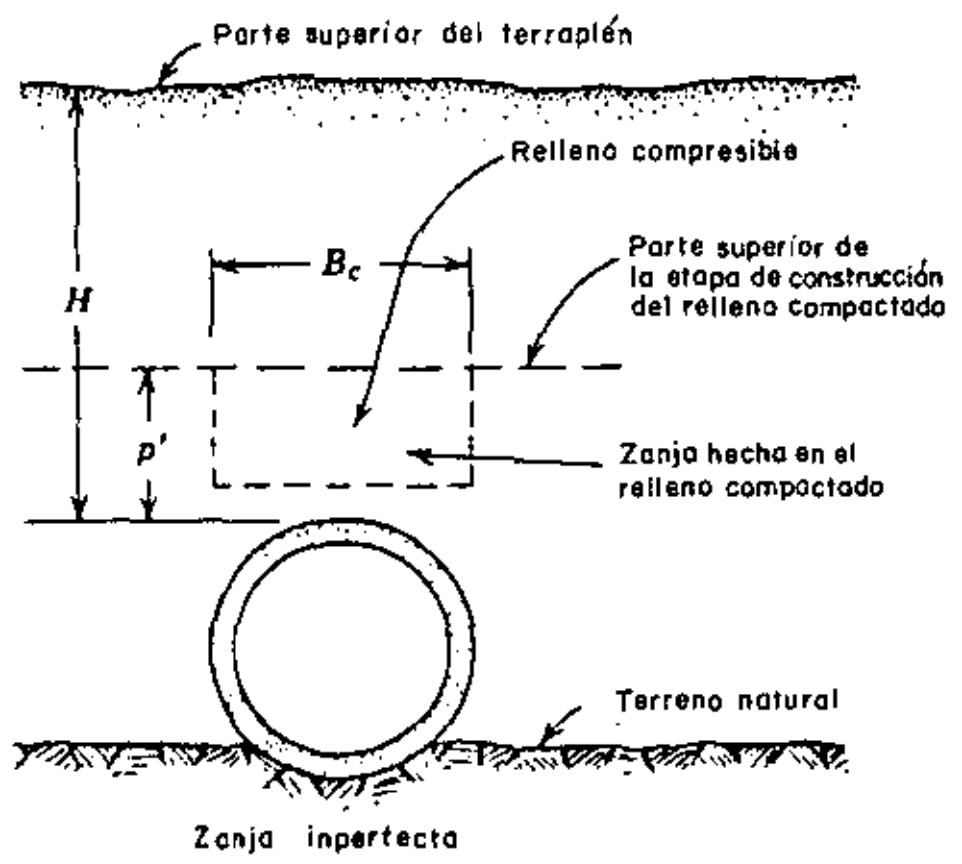


FIG. 9.- ILUSTRACION DE CONDUCTOS CON ZANJA IMPERFECTA

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).

$$W_c = C_n w B_d^2 \quad (7)$$

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

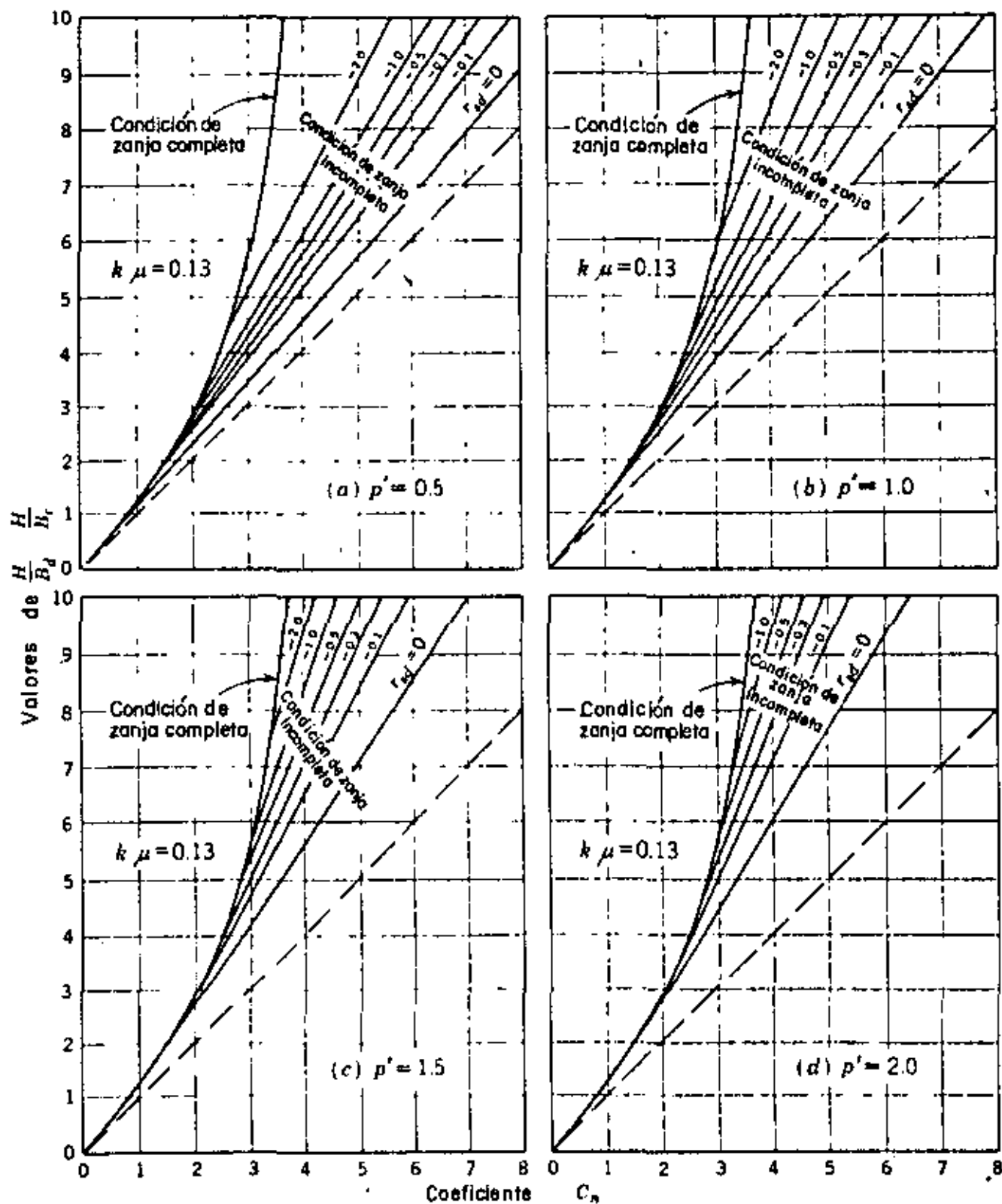


FIG.10.- COEFICIENTE C_n PARA CONDUCTOS DE PROYECCION NEGATIVA Y DE ZANJA IMPERFECTA

$$r_{sd} = \frac{S_g - (S_d + S_f + d_c)}{S_d} \quad (8)$$

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.

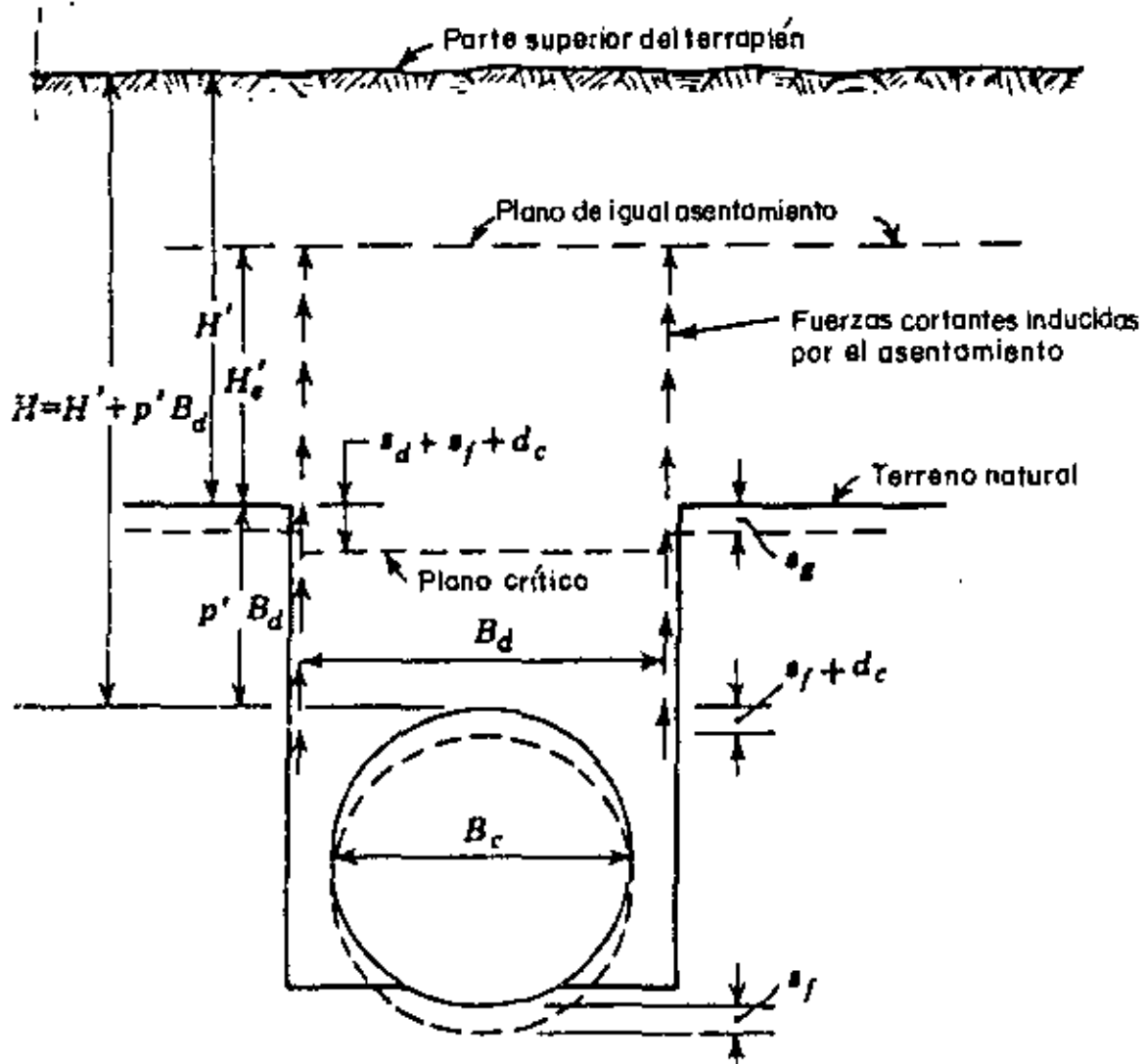


FIG. 11.- ASENTAMIENTOS QUE INFLUYEN EN LAS CARGAS DE CONDUCTOS DE PROYECCIÓN NEGATIVA.

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 $L \approx 1.00$ m cuando los tramos reales sean

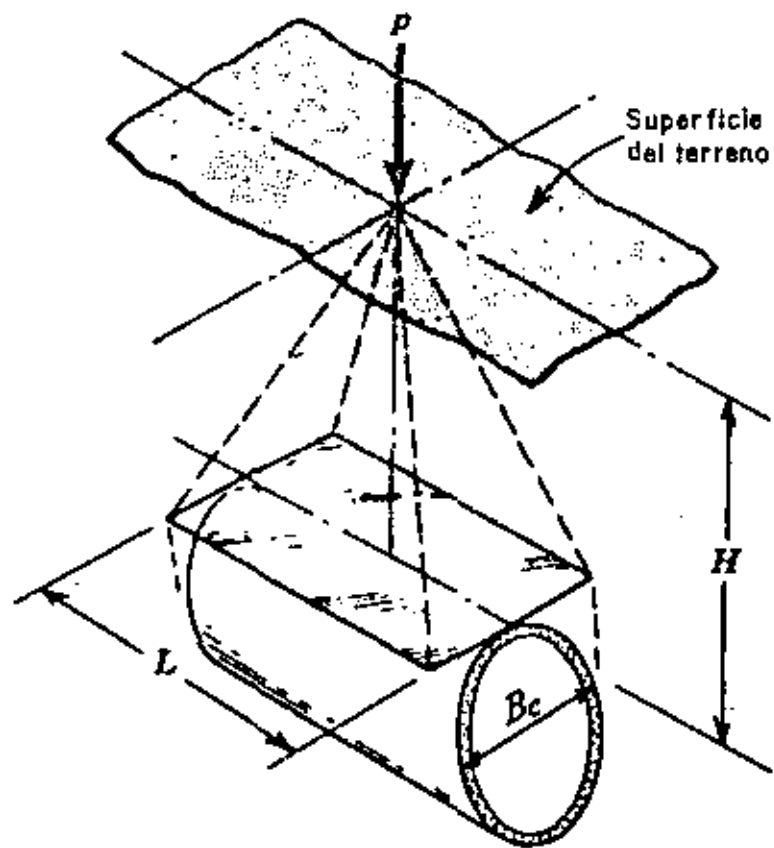


FIG. 12.-CARGA CONCENTRADA SOBREPUESTA CENTRADA VERTICALMENTE SOBRE EL CONDUCTO.

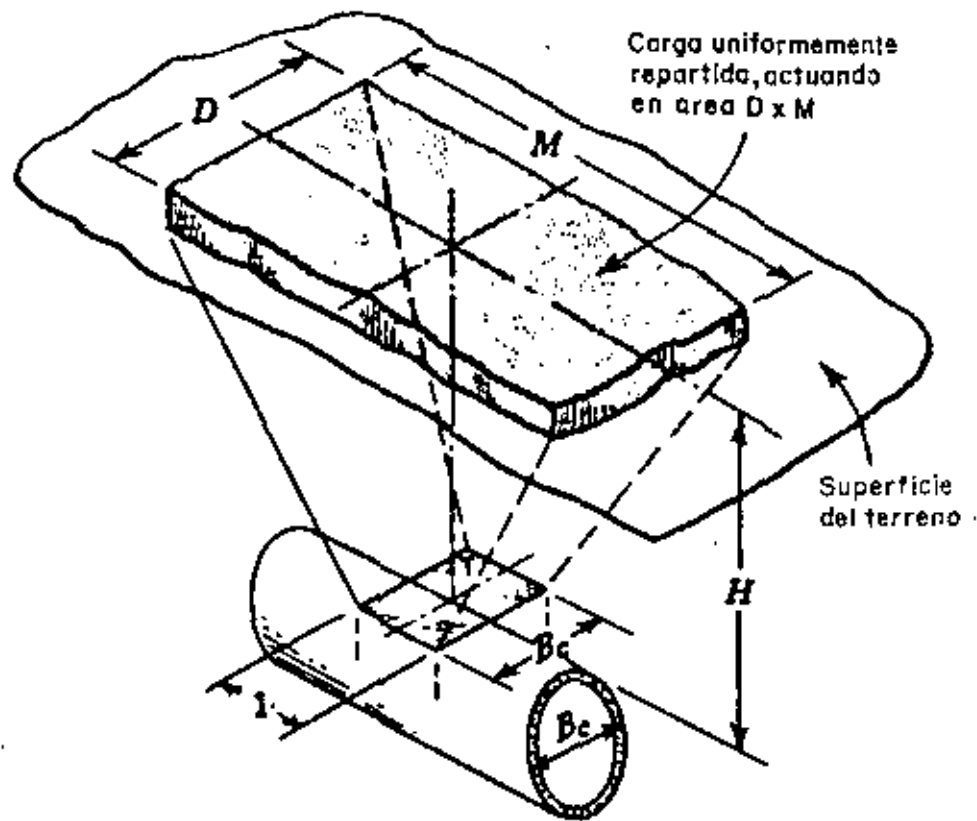


FIG. 13.-CARGA DISTRIBUIDA SOBREPUESTA CENTRADA VERTICALMENTE SOBRE EL CONDUCTO.

TABLA 1.- VALORES DE COEFICIENTES DE CARGA C_s PARA CARGAS CONCENTRADAS O DISTRIBUIDAS SOBREPUESTAS Y VERTICALMENTE CENTRADAS SOBRE EL CONDUCTOR^a.

$\frac{2}{H}$ $\frac{L}{H}$														
	$\frac{M}{2H}$							$\frac{L}{2H}$						
$\frac{L}{H}$	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	
0.1	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0
0.2	0.037	0.072	0.103	0.131	0.155	0.174	0.189	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0
0.3	0.053	0.103	0.149	0.190	0.224	0.252	0.274	0.292	0.306	0.318	0.333	0.345	0.355	0
0.4	0.067	0.131	0.190	0.241	0.284	0.320	0.349	0.373	0.391	0.405	0.425	0.440	0.454	0
0.5	0.079	0.155	0.224	0.284	0.336	0.379	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.525	0.540	0
0.6	0.089	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467	0.499	0.524	0.544	0.572	0.596	0.613	0
0.7	0.097	0.189	0.274	0.349	0.414	0.467	0.511	0.546	0.584	0.597	0.628	0.650	0.674	0
0.8	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
0.9	0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574	0.615	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0
1.0	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
1.2	0.117	0.229	0.333	0.425	0.505	0.572	0.628	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.849	0
1.5	0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.596	0.650	0.703	0.742	0.774	0.820	0.861	0.894	0
2.0	0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674	0.725	0.766	0.800	0.849	0.894	0.930	0

^a 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.

3.3. 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.

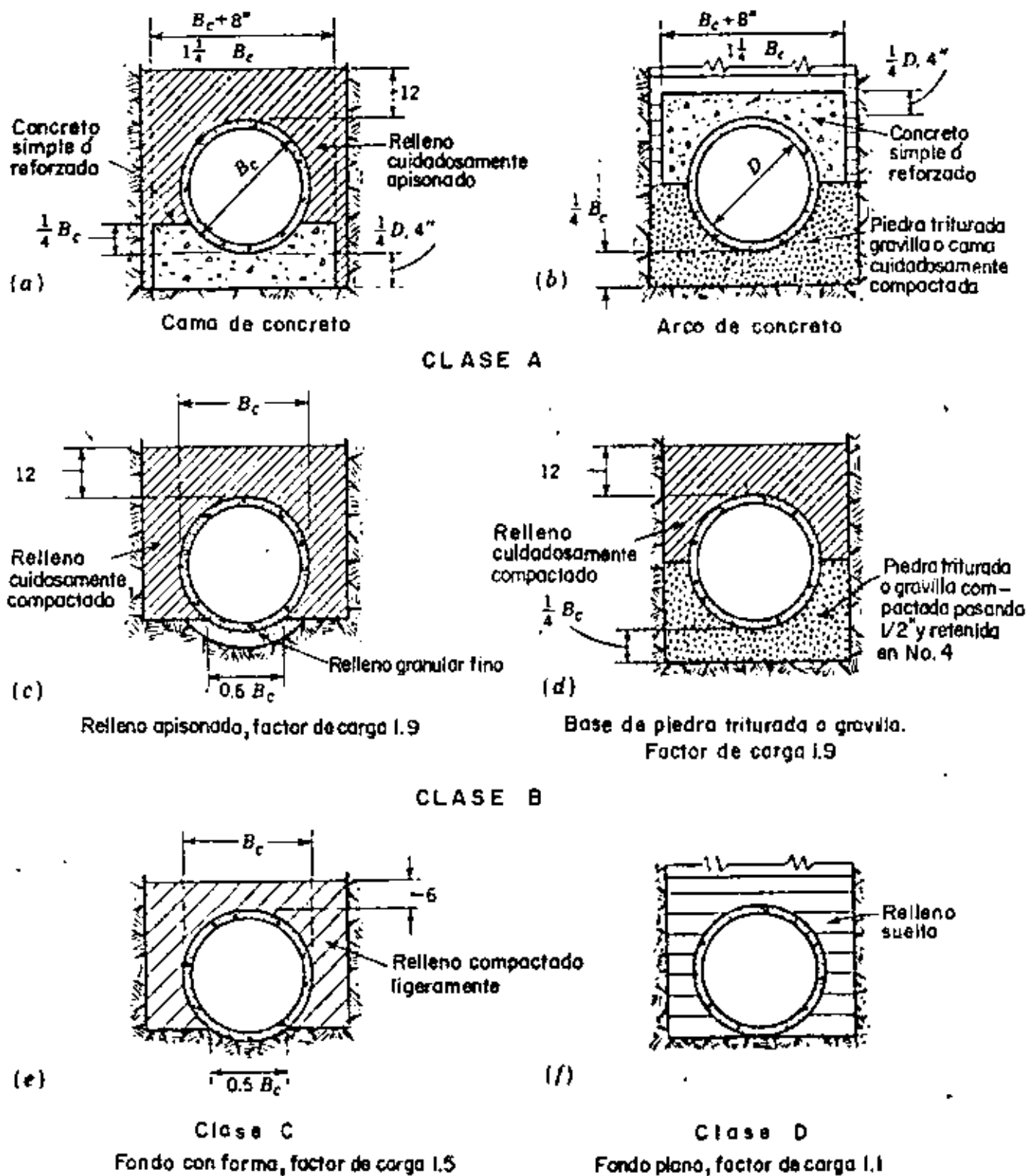


FIG. 14.- CAMAS DE TUBOS EN ZANJA

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 -

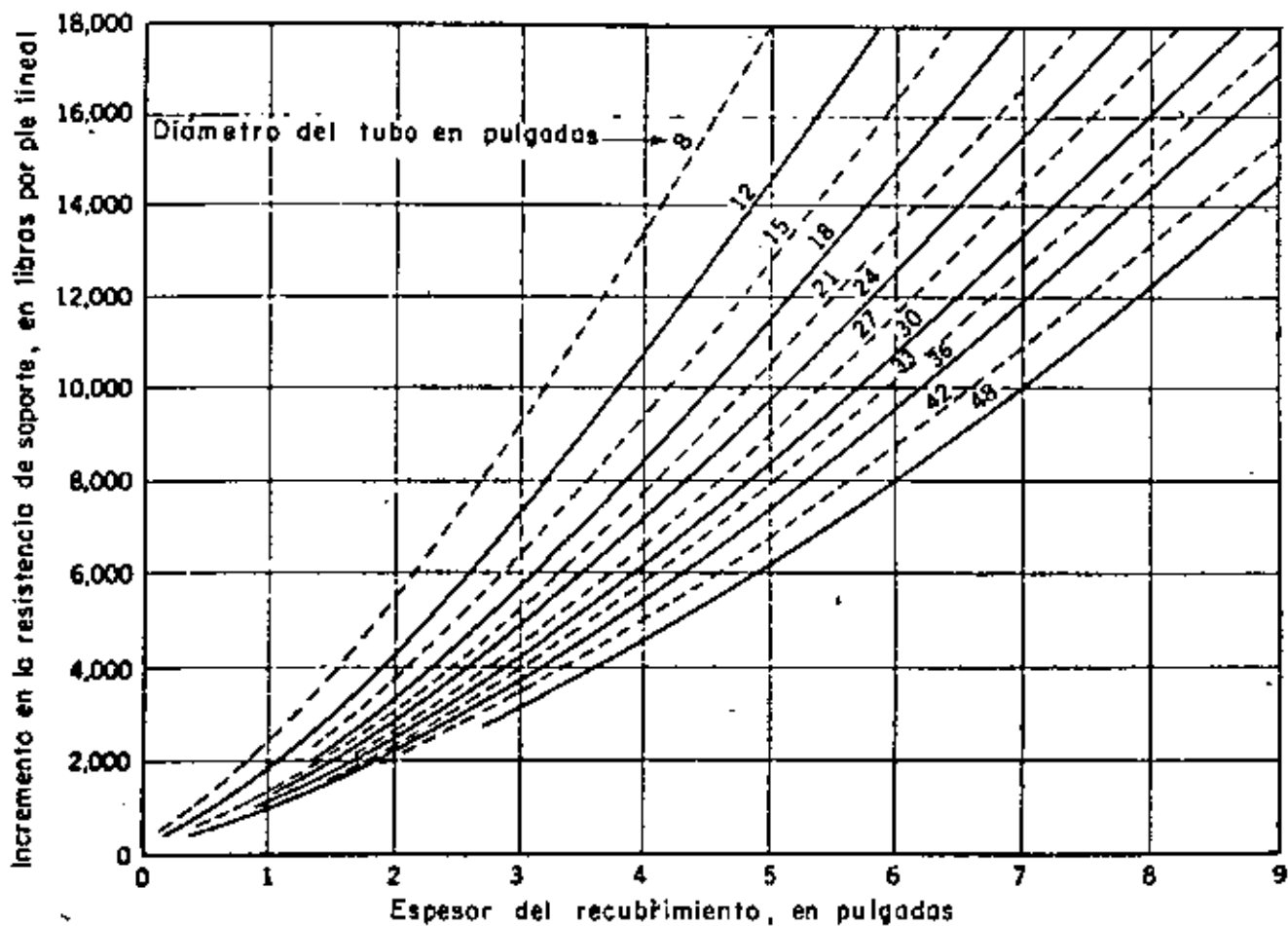


FIG. 15.- EFECTO DE CONCRETO DE 3,000 lb DE RECUBRIMIENTO EN VARIOS ESPESORES EN LA RESISTENCIA AL SOPORTE DE TUBOS BAJO CONDICIONES DE APOYO EN TRINCHERAS

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:

$$q = \frac{pk}{C_c} \left(\frac{H}{E_c} + \frac{P}{2} \right) \quad (12)$$

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

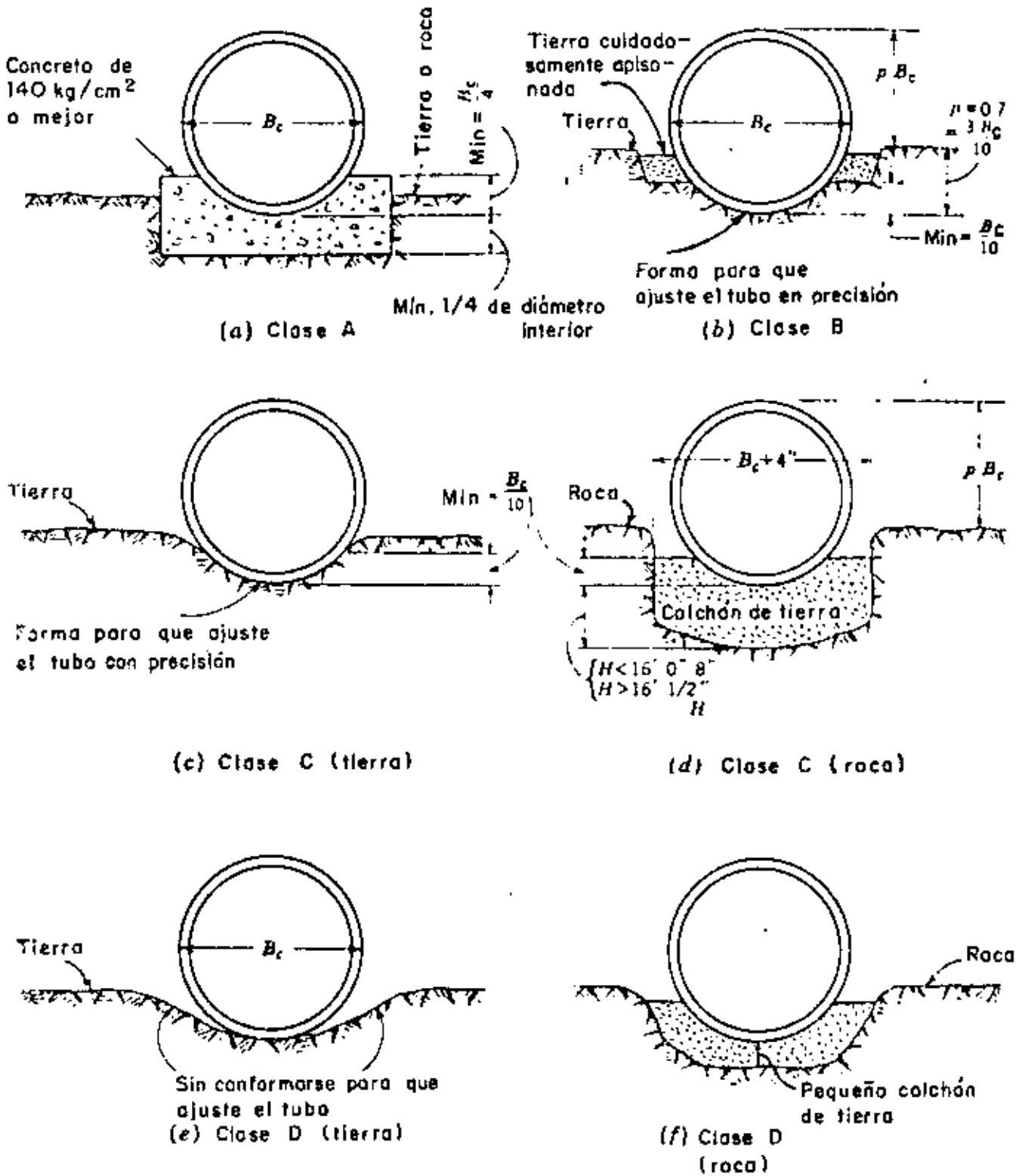


FIG. 16 - CLASES DE CAMAS PARA CONDUCTOS CON PROYECCION

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 Δx 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 Kg/cm^2 ; I es el momento de inercia por unidad de longitud de la sección transversal de la pared del tubo en cm^4 por cm; $E' = e r$ es el módulo de reacción del suelo en Kg/cm^2 y e es el módulo de resistencia pasiva del suelo circundante, en 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 varía 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/cm² en un limo arenoso limoso sin compactar a un máximo de 560 Kg/cm² en un suelo de arenisca compactada a la densidad de Proctor. En cinco alcantarillas en que el suelo de los lados fue compactado (aunque no necesariamente a la densidad de Proctor) el valor de E' varió entre 35 Kg/cm² y 93 Kg/cm² y el promedio fue de 54 Kg/cm². En base en estas observaciones se recomienda un valor de $E' = 50$ Kg/cm² para 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 espaciamento de 6.7 cm centro a centro. Las corrugaciones en placa estructural son de 5 cm de profundidad con espaciamento 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
(pulgadas⁴ por pulgada)

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 -

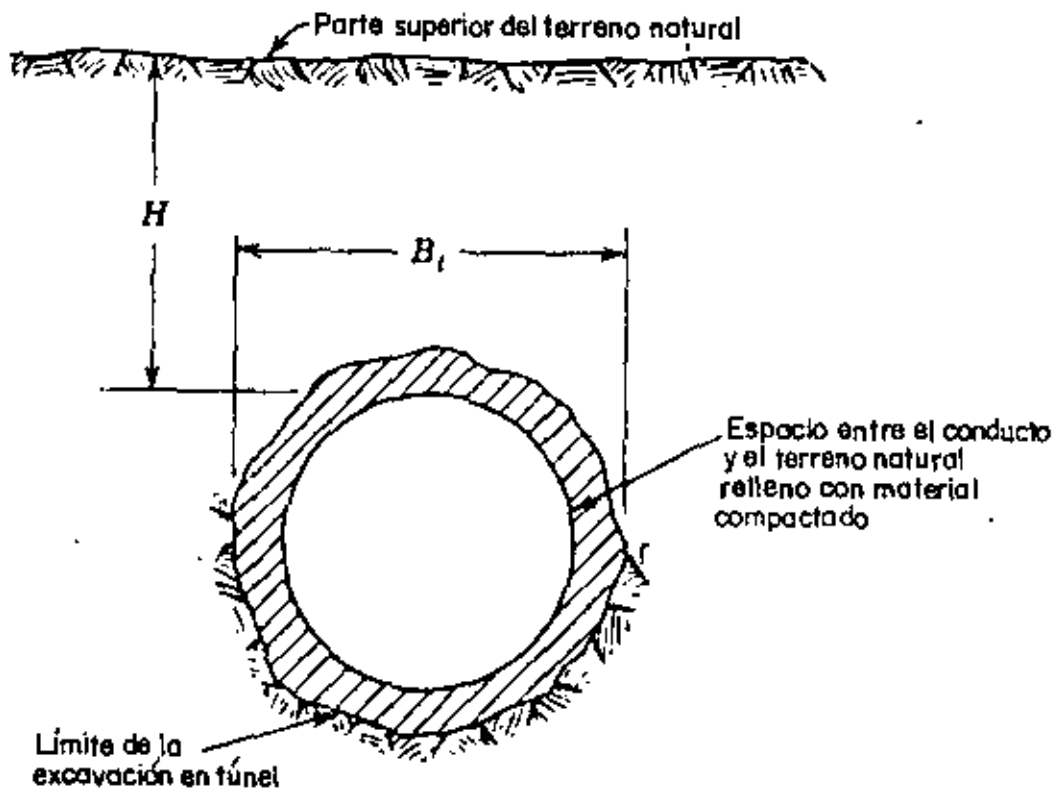


FIG. 17- CONDUCTO EN TUNEL

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:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} - 4 \frac{R^2}{r^2}\right) \cos 2\psi$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) + (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4}\right) \cos 2\psi \quad (14)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 - 3 \frac{R^4}{r^4}\right) + 2 \frac{R^2}{r^2} \sin 2\psi$$

$$\sigma_z = \nu (\sigma_r + \sigma_\theta) = (\sigma_v + \sigma_h) + 2 (\sigma_v - \sigma_h) \frac{R^2}{r^2} \cos 2\psi$$

donde:

σ_v y σ_h , son los esfuerzos existentes (vertical y horizontal) a la profundidad del túnel

σ_r , es el esfuerzo radial en la roca

σ_θ , es el esfuerzo tangencial en la roca

σ_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

ψ , es el ángulo polar

ν , es el coeficiente de Poisson

Según estas ecuaciones los esfuerzos en la pared de la excavación son:

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0$$

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma_v + \sigma_h + 2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\varphi \\ \sigma_z &= \gamma \left[(\sigma_v + \sigma_h) + 2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\varphi \right] \end{aligned} \quad (15)$$

Llamando

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

se tiene que

$$\sigma_\theta = \sigma_v \left[1 + K_0 + 2(1 - K_0) \cos 2\varphi \right]$$

Para $\varphi = 0^\circ$, puntos extremos de un diámetro horizontal

$$\sigma_\theta = \sigma_v (3 - K_0)$$

Para $\varphi = 90^\circ$, techo y fondo de la excavación

$$\sigma_\theta = \sigma_v (3 K_0 - 1)$$

Por ejemplo si $K_0 = 1$ para $\varphi = 0^\circ$ y $\varphi = 90^\circ$

$$\sigma_\theta = 2 \sigma_v$$

Si $K_0 = 0.5$

Para $\varphi = 0$

$$\sigma_\theta = 2.5 \sigma_v$$

Para $\varphi = 90^\circ$

$$\sigma_\theta = 0.5 \sigma_v$$

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/cm² y si les suponemos un coeficiente de seguridad de 1.5 podrían trabajar con seguridad a 600 Kg/cm². En una ex

cavación circular hecha a una profundidad h , para $K_0 = 0.5$, y $w = 2.1 \text{ Ton/m}^3$, 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 Kg/cm^2 , siendo la presión aplicada 13.6 Kg/cm^2 el esfuerzo elástico que se tendría en el contorno aún para $K_0 = 1$ y $\varphi = 0$, sería de 27.2 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)

$$h = \frac{B}{2f}$$

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:

ϕ = ángulo de fricción interna

C = cohesión

C_c = Resistencia a la compresión no confinada

σ_k = Resistencia a la compresión en especímenes cúbicos en Kg/cm²

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

$$W = \frac{w B^2}{3f} \quad (16)$$

T A B L A 3.

GRADO DE RESISTENCIA	ENOMINACION DE LA ROCA (SUELO)	PESO VOLU METRICO KG/M3	RESISTEN CIA 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 boleco, pedregales.	200-2600	200-150	2
Moderada mente flojo	Terreno con grava. Esquistos en bloque fisurado, boleco 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.

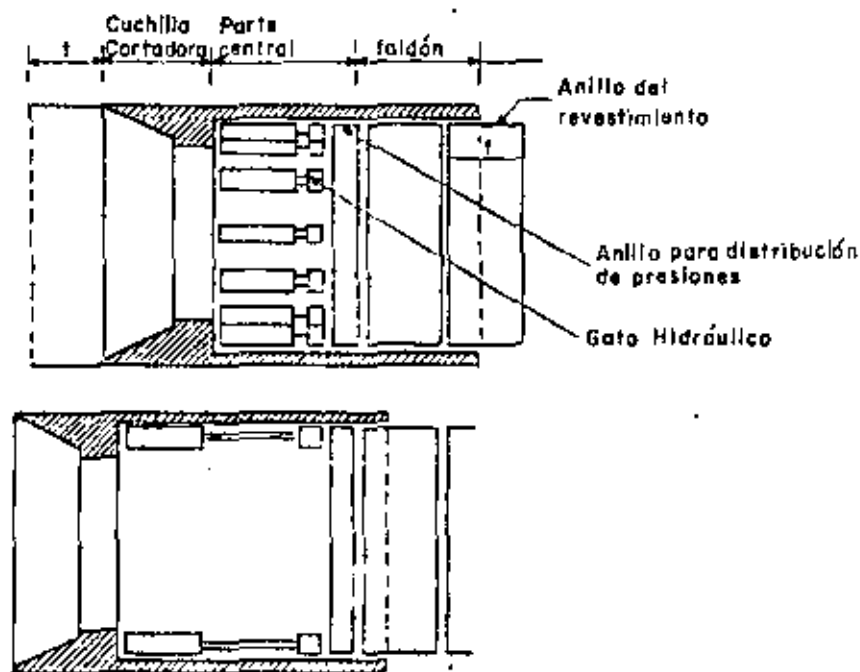


FIGURA 18. EXCAVACION CON ESCUDO

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 rásantes en la arcilla que deben equilibrar esta flotación.

De no existir suficiente capacidad de la arcilla para resistir la presión que ejerce sobre élla el 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 σ_h que actúa normalmente al plano de cortante debido al esfuerzo vertical σ_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

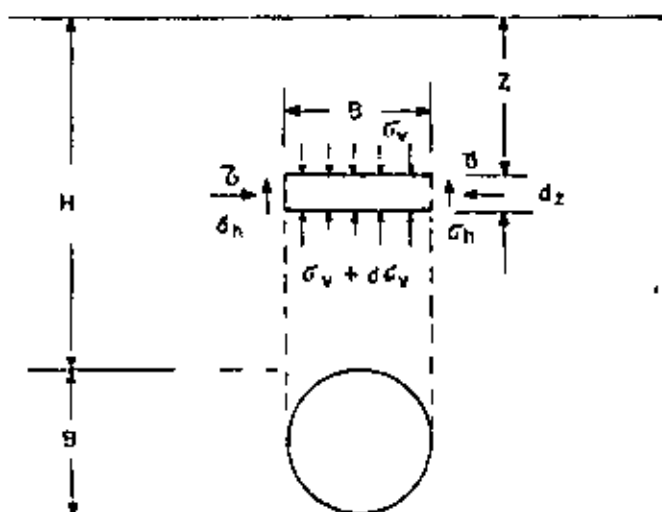


Fig. 1 Suposiciones de Marston

puede expresarse con

$$B w dz = B (\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2\tau dz$$

Substituyendo

$$\sigma_n = k\sigma_v, \quad \tau = \sigma_v \tan\phi = k\sigma_v \tan\phi$$

tenemos

$$B w dz = B (\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2k\sigma_v \tan\phi dz$$

de donde

$$B d\sigma_v = (B w - 2k\sigma_v \tan\phi) dz$$

$$\frac{B d\sigma_v}{B w - 2k\sigma_v \tan\phi} = dz$$

$$\therefore \int \frac{B d\sigma_v}{B w - 2k\sigma_v \tan\phi} = Z + C$$

Llamando

$$u = B w - 2k\sigma_v \tan\phi$$

$$du = -2k \tan\phi d\sigma_v$$

$$\therefore B d\sigma_v = -\frac{B du}{2k \tan\phi}$$

$$\int -\frac{B}{2K \tan\phi} \frac{du}{u} = -\frac{B}{2K \tan\phi} L (B w - 2K \tan\phi \sigma_v) = Z + C \quad (1)$$

Supondremos provisionalmente que cuando $Z = 0$, $\sigma_v = q$ (sobrecarga)

Entonces

$$-\frac{B}{2K \tan\phi} L (B w - 2K \tan\phi q) = C$$

Substituyendo en (1)

$$-\frac{B}{2K \tan \phi} \int \frac{Bw - 2K \tan \phi \sigma_v}{Bw - 2K \tan \phi q} dz = Z$$

$$\therefore \frac{Bw - 2K \tan \phi \sigma_v}{Bw - 2K \tan \phi q} = e^{-\frac{2K \tan \phi Z}{B}}$$

$$\frac{Bw}{2K \tan \phi} - \sigma_v = \left(\frac{Bw}{2K \tan \phi} - q \right) e^{-\frac{2K \tan \phi Z}{B}}$$

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 (WT) en relación con la de Protodyakonov (WP) 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 $\tau = c + \sigma_v \tan \phi$, 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

$$M_D = -Ty + \frac{p_v x^2}{2} = 0, \quad \frac{p_v x^2}{2} = Ty$$

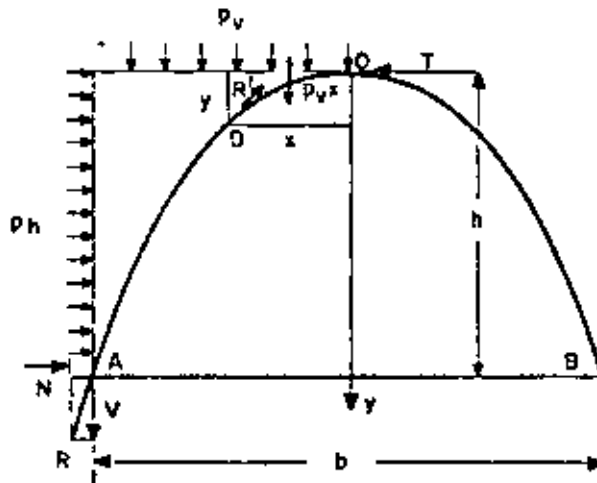


Fig. 1.- Anotaciones y suposiciones de Protodyakonov.

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

$$p_v \frac{b^2}{4x^2} = (p_v \frac{b}{2} f - p_h h) h$$

de donde

$$p_h = p_v \frac{b}{2} \frac{f h - b}{4 h^2}$$

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 hacérsale 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 ϕ 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 dá 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 $\frac{f^2}{Z}$ 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.

REFERENCIAS

66.

1. Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers preparado por el Joint Committee 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 Strength of Concrete-Encased 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.



1. Francisco Javier Almeida Valdez
Junta Local de Caminos
Independencia 1329
Toluca, México
4 03 99
2. Beatriz Ma. Ascanio Rojas
Ministerio de Transporte y Comunicaciones
Torre Sur Piso 13
C.S.B. Caracas III
Caracas, Venezuela
41 52 58
Av. Carabobo-Res El Parque
Depto 12 URB La Paz-El Paraiso
Caracas, Venezuela
49 08 42
3. Onésimo Constantino Blanco
Ing. de Sist. de Transporte Metropolitano
Legaria 252
Z.P. 17
399 69 22 Ext. 237
4. Ricardo Buentello Nosee
Subsecretaría de Mejoramiento del Ambiente
Av. Chapultepec 284
Z.P. 7
511 05 56
Priv. Miguel Negrete 24
Niños Héroes
Z.P. 13
590 54 84
5. Jiben Abad Carmona Bustos
Aeropuertos y Servicios Auxiliares
Av. 602 No. 161
Sn. J. de Aragón
Z.P. 14
762 79 44 Ext. 139
Av. Universidad 1953 Edif. 13-602
Z.P. 21
6. Armando E. Carrillo de Isolbi
Subsecretaría de Mejoramiento del Ambiente
Av. Chapultepec 284
Z.P. 7
511 05 27
Pétalo 52
Col. Reloj
Z.P. 21
671 15 17
7. Pablo Cícero Fernández
Subdirección de Inv. y Entrenamiento
S A R M
Av. SN. Bernabé 526
Z.P. 20
595 44 53
Arquímedes 168
Polanco
Z.P. 5
545 16 16
8. José Luis Cortés Martínez
Junta Local de Caminos
Jefe de la Secc. de Hidráulica
Av. Independencia
Toluca, México.
4 03 99
Paseo SN. Buenaventura 703-1
V. Guerrero
Toluca, Méx.
4 03 99

9. Lilia Del Valle Rogel
Junta Local de Caminos
Edo. de Mex.
Av. Independencia 1329
Toluca, Mex.
4 03 99
10. Armando Haw Franco
Dir. Gral. de Ing.
Sría. Def. Nat.
Av. Ind. Militar
México 10, D.F.
557 45 00 Ext. 213
11. Jenner Hernández Hernández
UNAM
Cuautitlán Izcalli, Edo. de Méx.
3 31 11 Ext. 372
12. Dagoberto Hernández Pinzón
I P N
B. California 284-702
Z.P. 11
564 51 28
13. Rafael López León
Ing. de Sist. de Transporte Metropolitano
Legaría 252
Z.P.17
399 69 22 Ext. 237
14. José Concepción López Rivera
Junta Local de Caminos del Edo. de Mex.
Independencia Ote. 1329
Toluca, México
4 03 99
15. José Moya Ambrosio
Junta Local de Caminos del Edo. de Méx.
Independencia Ote. 1329
Toluca, Méx.
4 03 99
16. Raúl Montes Varela
Esc. de Ing. Civ. U A G.
Av. de la Juventud s/n
Chilpancingo, Gro.
2 27 41
17. Miguel Angel Ortíz Hernández
Junta Local de Caminos del Edo. de Méx.
Av. Independencia 1329
Toluca, Méx.
4 03 99
- Dalias 23
Izcalli Cuauhtémoc
Toluca, Méx.
5 64 30
- Calz. Sn. Bartolo Naucalpan 86 N 404
Col. Argentina
Z.P. 17
527 72 16
- Sta. Ma. la Rivera 59-19
México 4, D.F.
510 97 13
- Manuel López Cotilla 1015
Z. P.12
559 00 34
- Economía 155
Col. Federal
Z.P. 9
762 56 63
- Chihuahua 116
Sta. Ma. de las Rosas
Toluca, Méx.
- Pablo Sidar 604 Sur
Col. Universidad
Toluca, Mex.
4 31.46
- Av. J. Alvarez 41
Chilpancingo, Gro.
2 43 62
- Paseo Xinantecat1 218
Fracc. SN. Buenaventura
Toluca, Méx.
4 55 22

18. Jorge Pacheco Bazán
19. Ramón Pérez Aguilera
Dir. Gral. de O. Marítimas
Insurgentes Sur 465-8°
México, D.F.
564 76 68
20. Víctor Manuel Palacios Salazar
Depto. del D F
Dir. Gral. de Const. y O. H.
Sn. A. Abad 231-7°
Z.P.8
578 34 49
21. Felipe Pineda Sánchez
Secretaría de Pos. y Marina Mercante
Dir. Gral. de O. Marítimas
Insurgentes Sur 465-8°
Z.P.11
564 76 68
22. Leonardo Ramírez Díaz
Oficina de Obras Inducidas
D D F
S. A. Abad 231-7°
Z.P.8
578 34 49
23. Cutberto Alonzo Reyes Ramírez
Ingeniería y Consultoría Universal, S.A.
Torres Adalid 1412- 1 y 2
Z. P. 12
687 27 11
24. Bulmaro Reyes Valle
Esc. de Ing.
U A G
Av. de la Juventud s/n
Chilpancingo, Gro.
2 27 41
25. Alfonso Requena Fernández
26. José G. Robledo Montes
Ingeniería e Instalaciones S.A.
Colima 388 A
Z.P.7
511 19 73
- Pte. de la Morena 18-4
Tacubaya
Z.P.18
- Monrovia 302-5
Col. Portales
Z.P.13
672 79 66
- Rép. del Perú 15-106
Z.P.1
- Calle 11 No. 117
Olivar del Conde
Z.P.19
598 29 60
- Valle de Sn. Fco. 40
Valle de Aragón
Netzahualcoyotl, Edo. de Méx.
- Galeana 47
Chilpancingo, Gro.

27. Alfredo Rodríguez Barrón
Junta Local de Caminos Edo. de Méx.
Av. Independencia 1329 Ote.
Toluca, Méx.
4 03 99
- Av. Alfredo del Mazo 13
Atzacomulco, Edo. de Méx.
2 00 07
28. Germán Romero Juárez
D G C O H
Oficina de Obras Inducidas
D D F
Sn. A. Abad 231-7°
Z.P. 8
578 34 49
- Fco. I. Madero 40
Col. Sn. P. Xalpa
Azcapotzalco
Z.P. 16
561 52 75
29. José Roberto Romero Maestracci
Ministerio de Transporte y Comunicaciones
Centro Comercial Barinas
Redoma C.A.D.A.
Barinas, Venezuela
23812 21014
- URB Cuatricentenario Bloq. 1
2do. Piso Apto. 0207
Barinas, Venezuela
30. Araceli Sánchez Segura
ESLA
IPN
Unidad Profesional Zacatenco
Z. P. 14
586 96 44
- Rfo Nazas 7-601
Z.P. 5
535 85 78
31. Alberto Valdéz Piña
Junta Local de Caminos Edo. de Méx.
Av. Independencia Ote. 1329
Toluca, Méx.
5 98 60
- Arbol de las Manitas 130
Lomas Altas
Toluca, Méx.
4 30 15
32. Sergio Vélez Sánchez
Delegación Alvaro Obregón
D D F
Av. Revolución 1747
Z.P. 20
548 27 33
- Cda. Río Bco. 104-4
Col. 7 de Nov.
Z.P. 14
760 44 00
33. Juan José Zambrano Bautista
D D F
DGCy OH
Oficina de Alcantarillado
Av. Gran Canal y Ote 157
El Coyal
México, D. F.
515 83 60'
- Sur 103 No. 724
Col. Sector Popular
Z.P. 13
670 15 40