

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

1981

Directorio de Profesores

1. Ing. Cornelio Acosta Colorado
Jefe del Sistema de Distribución de Agua Potable
Dir. Gral. de Construcción y Operación Hidráulica
D. D. F.
Dr. Pascua 75
México 7, D. F.
578 98 47
2. Dr. Ubaldo Bonilla Domínguez
Ctro. de Investigación y Entrenamiento para
el Control y Calidad del Agua
SARH
Av. San Bernabé 549
México 20, D. F.
595 29 88
3. Ing. Francisco Garza Maldonado
Director General
Garza Maldonado y Asociados S. C.
Cádiz Norte No. 25
Col. Insurgentes Extremadura
México 19, D. F.
563 96 87
4. M. en I. Gastón Mendoza Gámez
Jefe de la Oficina de Desarrollo Tecnológico
Dir. Gral. de Operación y Construcción Hidráulica
D. D. F.
San Antonio Abad 231 - 8º
México 8, D. F.
578 26 74
5. Ing. Gerardo Antonio Pastrana Mondragón
Gerente General
Construcciones Técnicas Mexicanas S. A.
Av. Chapultepec No. 518-502
México 7, D. F.
533 03 34
6. M. en I. Arnulfo Paz Sanchez
Consultor
Playa Erizo 63
México 13, D. F.
534 32 61
7. M. en C. Mario Solano González
Asesor, Dirección General
Construcción y Operación Hidráulica
Departamento del Distrito Federal
San Antonio Abad 231
México 8, D. F.
5 11 05 41



8. Dr. Raúl Cuéllar Chávez
Subjefe del Area de Ingeniería Ambiental
Profesor de Carrera
División de Estudios de Posgrado FI
UNAM
550-52-15 ext. 4473

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

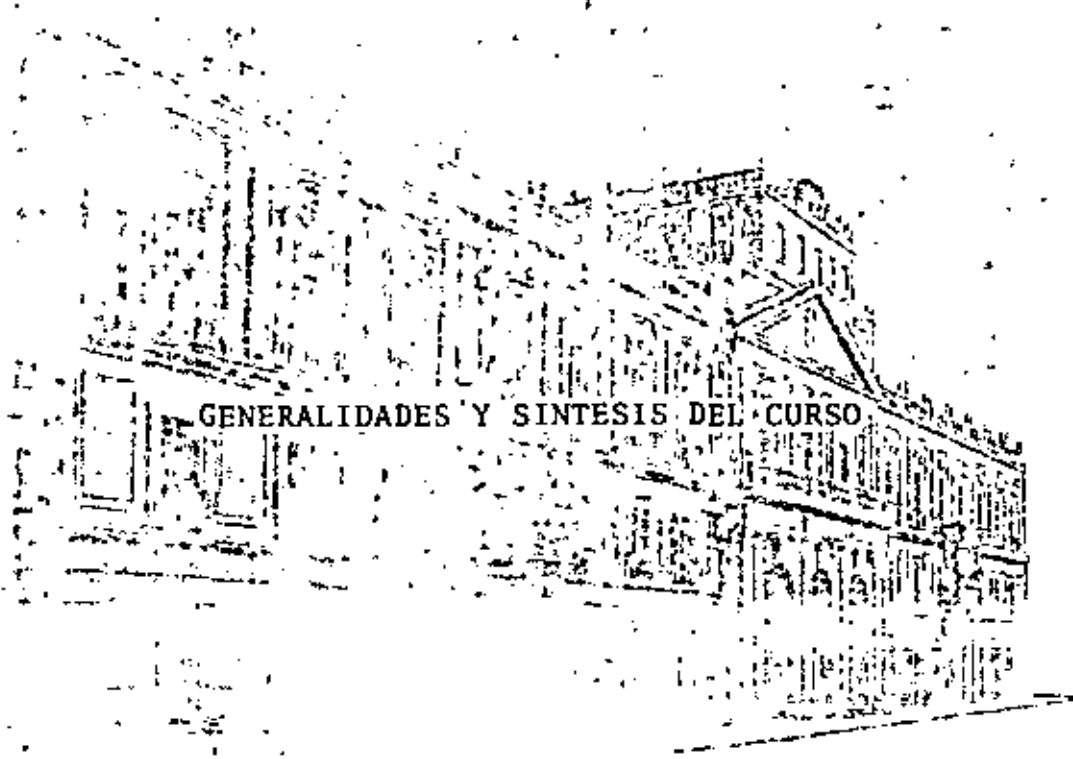
CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL



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

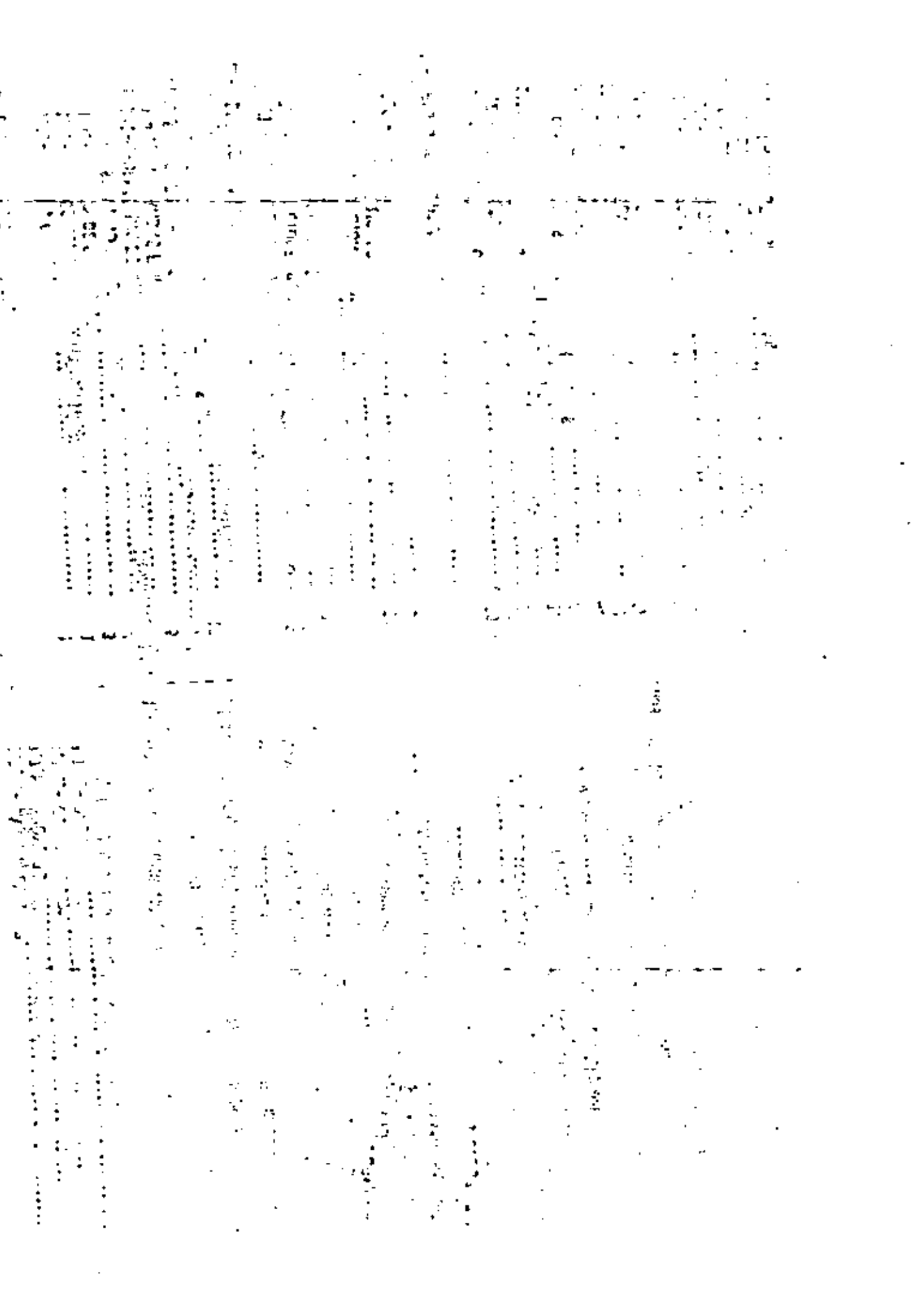
SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO



GENERALIDADES Y SINTESIS DEL CURSO

M en C Mario Solano González

Julio, 1981



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

GENERALIDADES

SINTEISIS DEL CURSO

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.



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 Reserch 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.	48.225	100.0
Con alcantarillado.	19.872	41.5%
Sin alcantarillado.	28.352	58.5%
Población Total.	48.225	100.0

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:

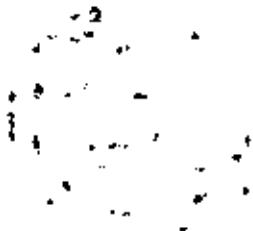
Número de localidades.	Rango de Población miles de Hab.	Población total. millones de Hab.	Población con Servicio de Agua potable.	Servicio de Alcantarillado.
95 410	menos 2.5	19.92	22.0%	3.0%
1 067	2.5 a 5	3.64	39.6	25.2
428	5 a 10	2.97	53.2	38.5
168	10 a 20	2.30	62.9	49.1
80	20 a 50	2.36	69.9	57.4
31	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



Vertical text or markings along the left edge of the page, possibly bleed-through from the reverse side.

Inversiones:

En agua potable	206.1	miles de millones de pesos
Alcantarillado	108.9	" " "
Total:	315.0	miles de millones de pesos.

Capítulo 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.	83 200
Total:	129 300

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

Periodo	Miles de Km. de Tubería.	
	Agua Potable	Alcantarillado.
1975 - 1976	5.9	2.9
1977 - 1982	35.5	28.1
1983 - 1990	47.8	61.1
1991 - 2000	87.1	78.8
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.

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

1.5. 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.

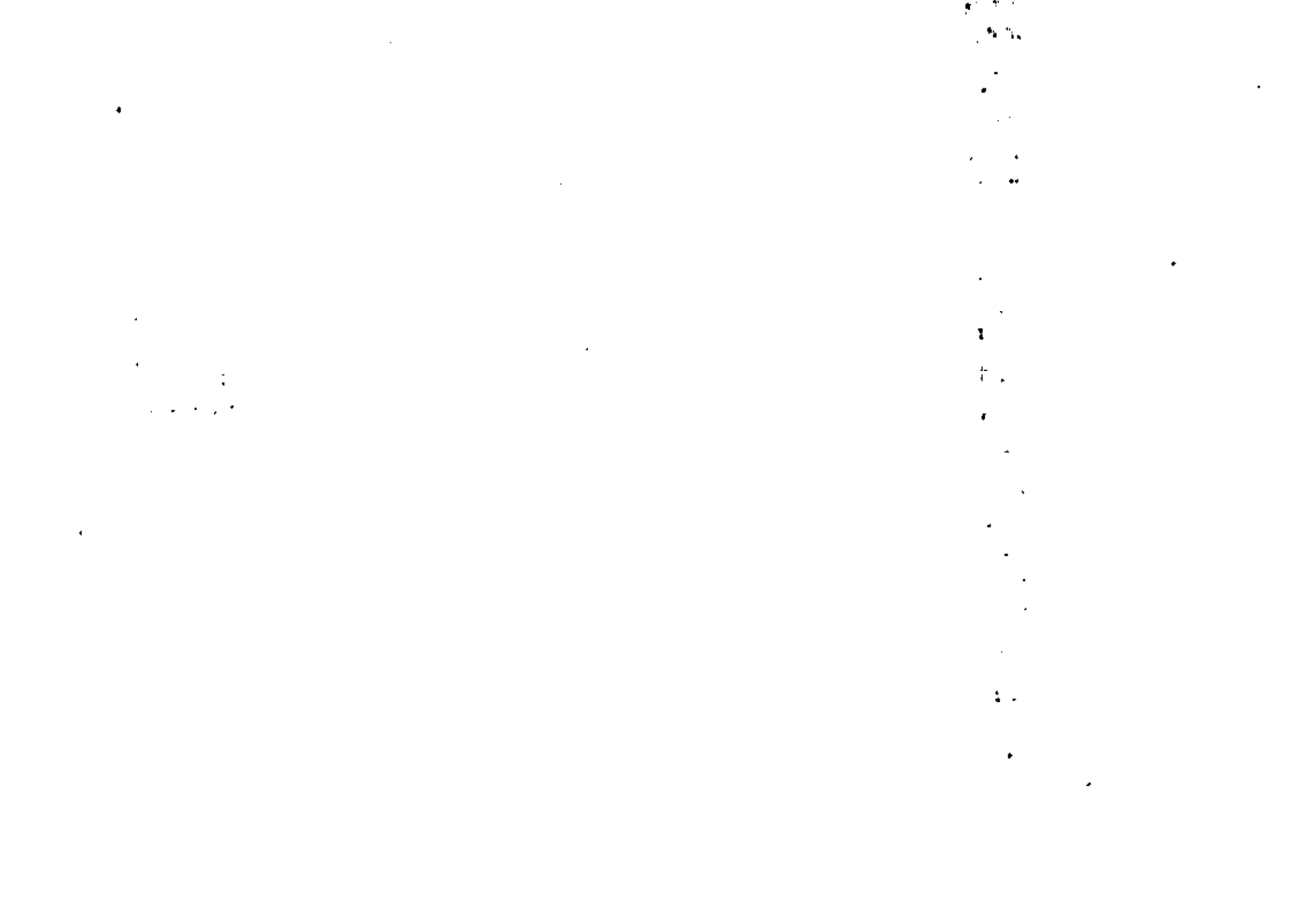
El valor de los beneficios y a la vez el costo del sistema son

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 área urbana y la frecuencia de los escurrimientos pluviales; en una gráfica se ha representado la capacidad con relación a los períodos de tiempo, y también los tirantes de inundación en distintos períodos; en otra gráfica se relaciona el número de veces que se alcanzan 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 en la Fig. 4 y que son: (1)

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

(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.

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 D1, D2, . . . Dn 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 beneficiarán, y la necesidad de tratamiento; en fin, en obras pequeñas la población da respuesta, por sí misma, del nivel de protección o beneficio.

En todas formas la relación de costos y beneficios siempre es útil para el estudio de promoción del proyecto y 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 lleve 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 poluidas 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, atarjeas central o principal, cuando se localizan al centro del arroyo de la calle, atarjea lateral cuando corre a las orillas del arroyo; y puede haber atarjeas concurrentes que constituyen ramales, subramales y tributarias y de éstas se origina que haya atarjea colectora o colector de mayor dimensión.

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

Los conductos llevan como accesorios diversas estructuras de funcionamiento y otras auxiliares: Pozos de visita, que son chimeneas cilíndricas o troncónicas que parten de los conductos y 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.

Vertederos: 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 pueda 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 emisor 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, elíptica, 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 alcantarillados unitarios. Un conducto amplio, capaz de conducir los grandes volúmenes de aguas pluviales, a la vez que las aguas negras, pareció que presentaba conveniencia y economías definitivas, y bajo esta impresión se construyeron en muchas ciudades grandes túneles subterráneos, entre las que son famosas las cloacas de París.

Actualmente, sin embargo, muchas poblaciones 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 consecuencia 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, sobretudo 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 putrescible 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 composturas 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

10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

lugares. Entre mayor volumen de aguas sucias se tenga que eliminar, más metódica 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.

10a. - 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'égout", 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 indadas 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.

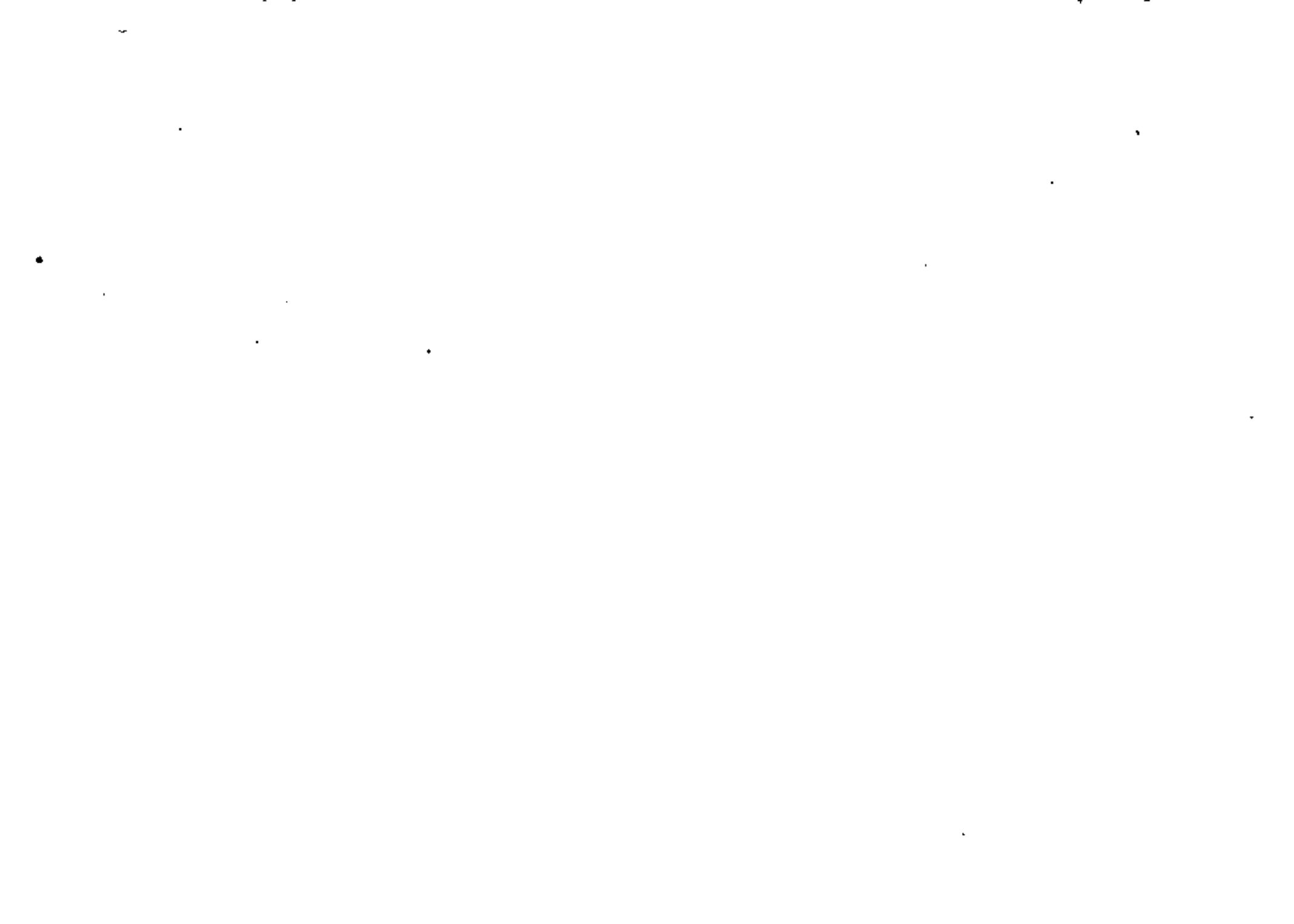
11a. - APROVECHAMIENTO. - Las aguas de lluvia son motivo de molestias en una ciudad, de amenaza, muchas veces, por las Inundaciones que pueden provocar y de peligro a la salubridad; pero siendo aguas relativamente inofensivas, con excepción de las primeras que barren con toda clase de impurezas del suelo, 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.

12a. - 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.



13a. - **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.

14a. - **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 a 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.

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



Aquí es donde ofrece ventajas el Sistema Divisor

La red para aguas negras tiene menor 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

100

100

100

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.

ASPECTOS	SISTEMA SEPARADO		SISTEMA COMBINADO	
	Ventajas	Inconvenientes.	Ventajas	Inconvenientes.
AUTO LIMPIEZA	Mejor velocidad-Menos azolves-Pocos detritus minerales-Menos adherencias.		Adaptación de la Plantilla.	Corriente de estiaje-Adherencias-Fluctuaciones de gasto.
LAVADO.	Mayor facilidad-Menor volumen 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.	
IMPERFECCION REPARACIONES.	Fáciles-Rápidas.	Imperfecta Frecuente	Facilidad de 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 indadidas.		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 definen factores tales como:

- a) Planteo del problema y revisión de las condiciones prevalecientes.
- 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.



el 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 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 colocen 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 más complejos, pero esta complejidad puede optimarse. (1)

Muchas técnicas en uso actual, tal como la que aplica el llamado método empírico o el racional, 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 más sofisticados. Sin embargo, se advierte que la factibilidad de uso de técnicas muy sofisticadas no justifican por sí mismas su uso en la práctica.

Como una explicación para visualizar la selección de una técnica apropiada de proyecto, uno puede imaginar en una gráfica las técnicas en donde sobre un eje horizontal se representa el aumento de la 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 más 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 requieren a fin de normar la supervisión durante la ejecución de estos trabajos. Como capítulo importante en las especificaciones,

en la actualidad hay una corriente favorable 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 subsiguientes del sistema pueden ofrecer problemas.

c. - El proyecto inadecuado a los planos y especificaciones impropriadamente preparados pueden conducir a confusiones en la construcción, a costos más elevados, a fallas del sistema para cumplir las funciones deseadas

o 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 prevayan 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 el sistema de alcantarillado como una de sus obligaciones en la ciudad.

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) D 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 reglamentados conforme a las leyes que rigen

a la unidad gubernamental de la cual ambas corporaciones son una parte. El plan de recuperación de fondos del último tipo es generalmente otorgado y puede ser parte de los de la unidad gubernamental a los cuales ^{se}supedita.

Los propietarios privados se presentan en el desarrollo de nuevas urbanizaciones donde un empresario particular construye las obras de 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.

3.6.5. - 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.d. - **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 refieren 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 más 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.



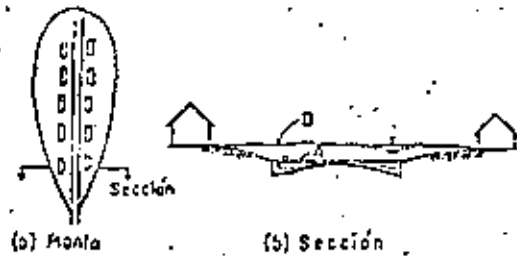


FIG. 1.-DESAGUE URBANO SIMPLE, PLANTA Y CORTE TRANSVERSAL.



FIG. 2.-CURVA DE ALTURA-FRECUENCIA

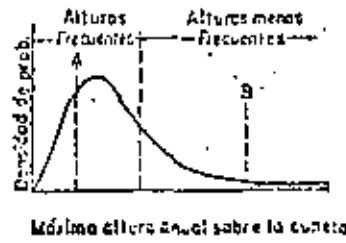


FIG. 3.-FUNCION FRECUENCIA-ALTURAS MAXIMAS ANUALES.

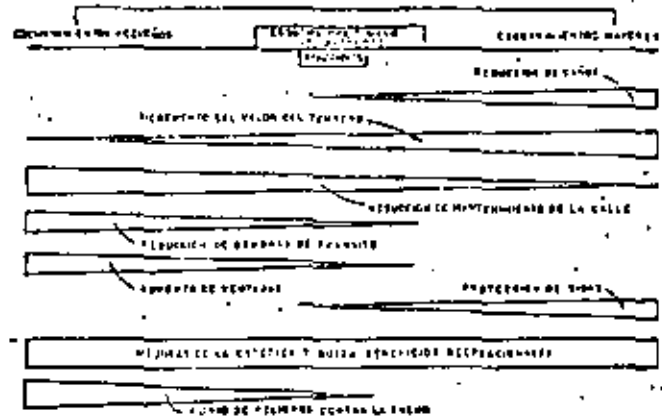


FIG. 4.-Esquema de beneficios con los proyectos de drenaje urbano y control de Inundaciones.



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



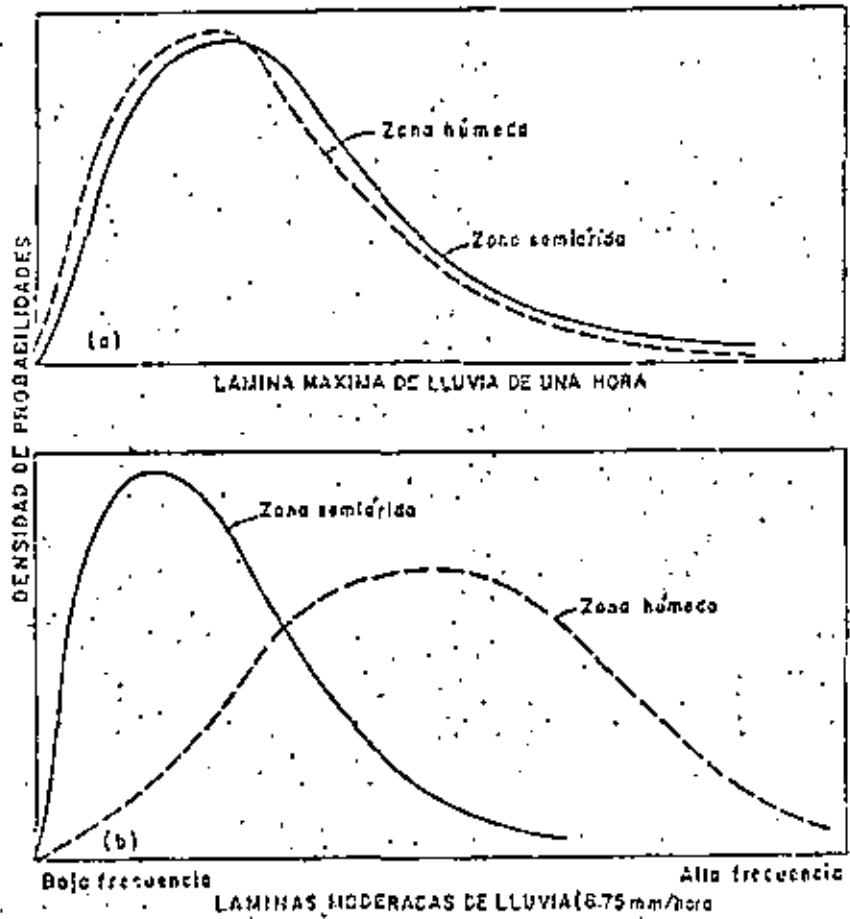


FIG. 6.-
RELACIONES DE FRECUENCIA HIPOTETICA PARA
PRECIPITACIONES EN ZONAS HUMEDAS Y SEMI-
ARIDAS: (a) MAXIMO ANUAL DE PRECIPITACION;
(b) FRECUENCIA DE TORMENTAS MODERADAS.

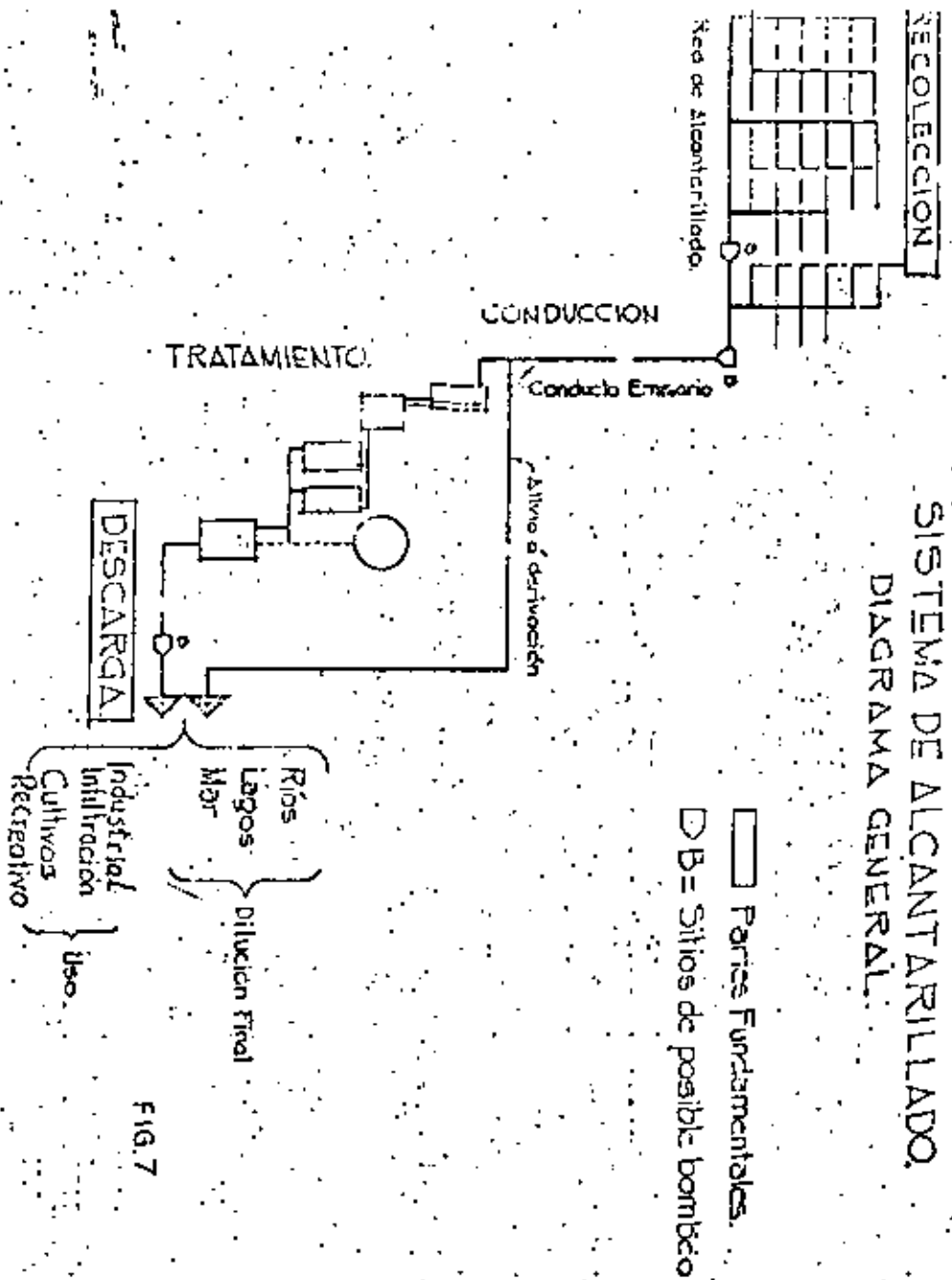


FIG. 7



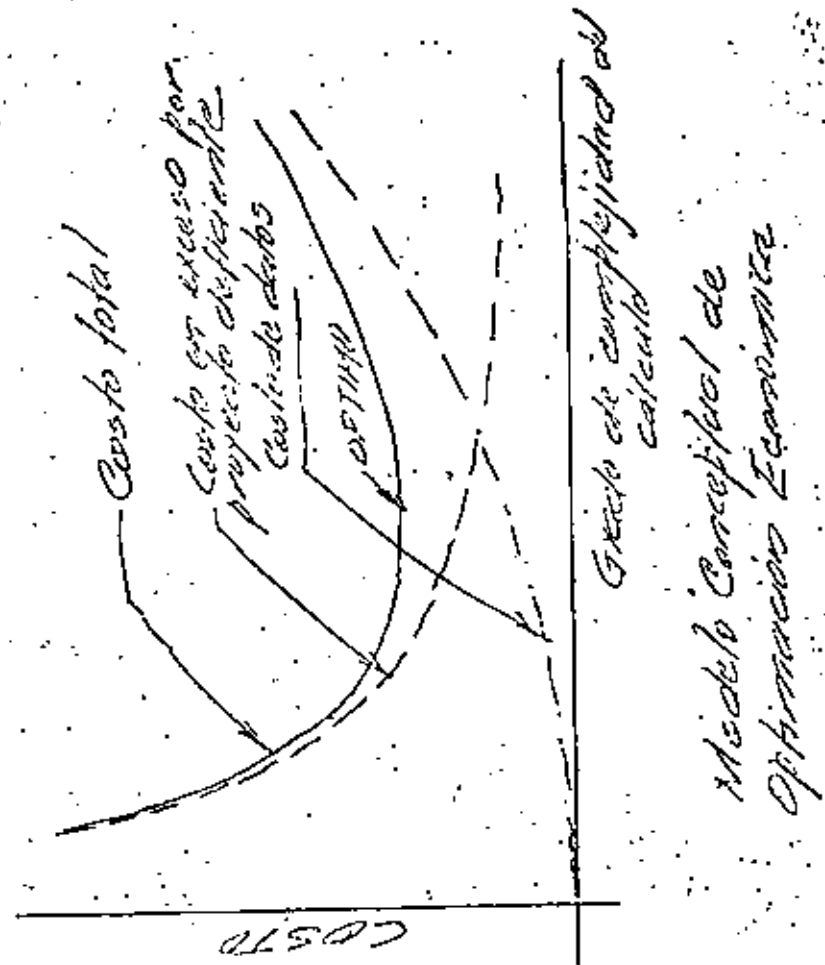
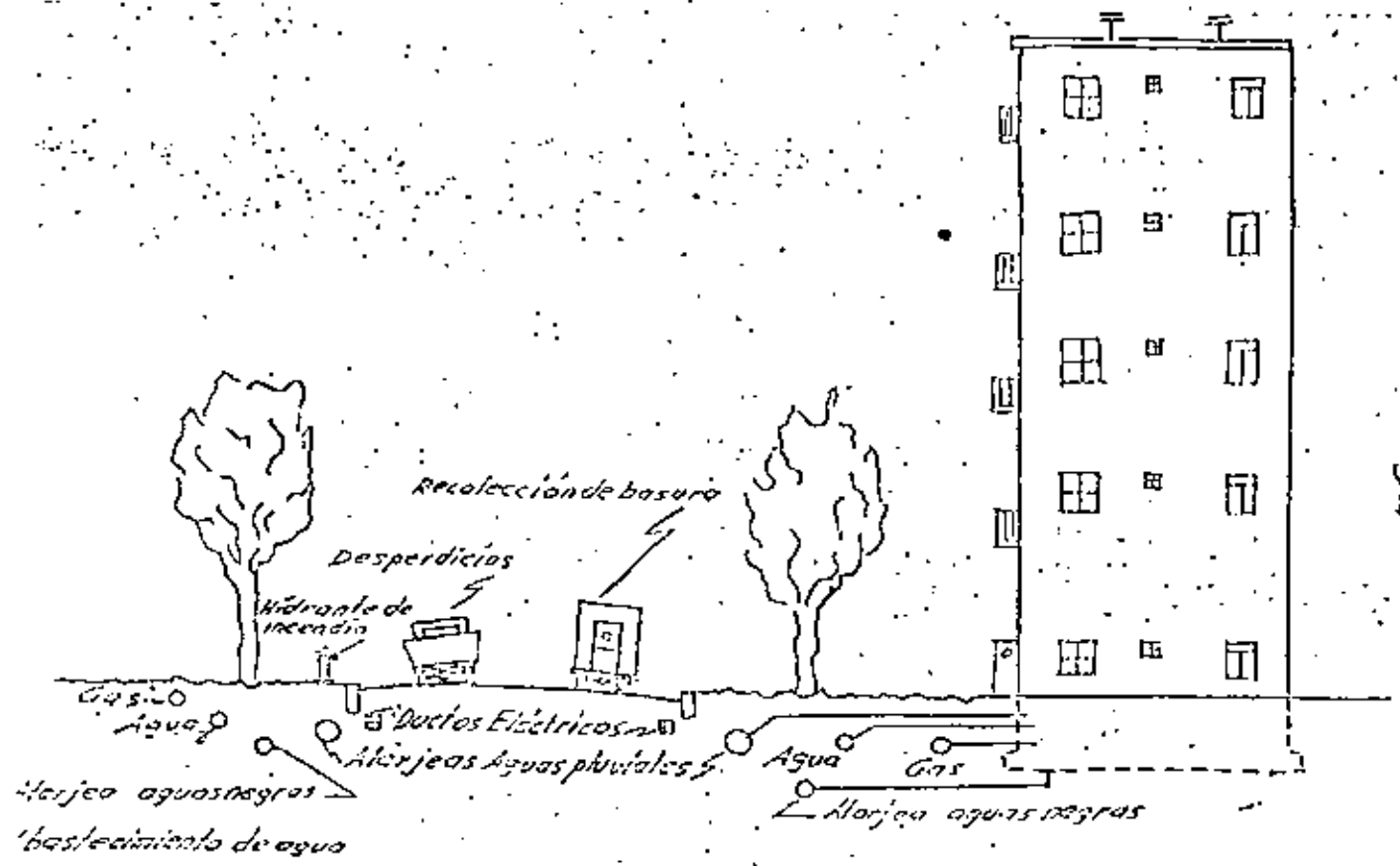


FIG. 9



Localización de instalaciones subterráneas

FIG 8





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

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

**ANTECEDENTES HISTORICOS Y AVANCES
DEL SISTEMA**

Manuel Arnulfo Paz Sánchez

Julio, 1981



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

I. - ANTECEDENTES HISTÓRICOS Y AVANCES DEL SISTEMA

M en I. ARNULFO PAZ SANCHEZ.

1.1. - HISTORIA.

El registro arqueológico más antiguo de un sistema de alcantarillado se remonta a 5,000 años. En las ruinas de Nippur, Sumeria, 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 cloacas de 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 sedimentados para abono en los jardines del valle de Cedrón.

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 cisterna "Cloaca Máxima", gran colector destinado a sanear el foro romano, subsistiendo hasta hoy, después de 2500 años.

Agripa 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.

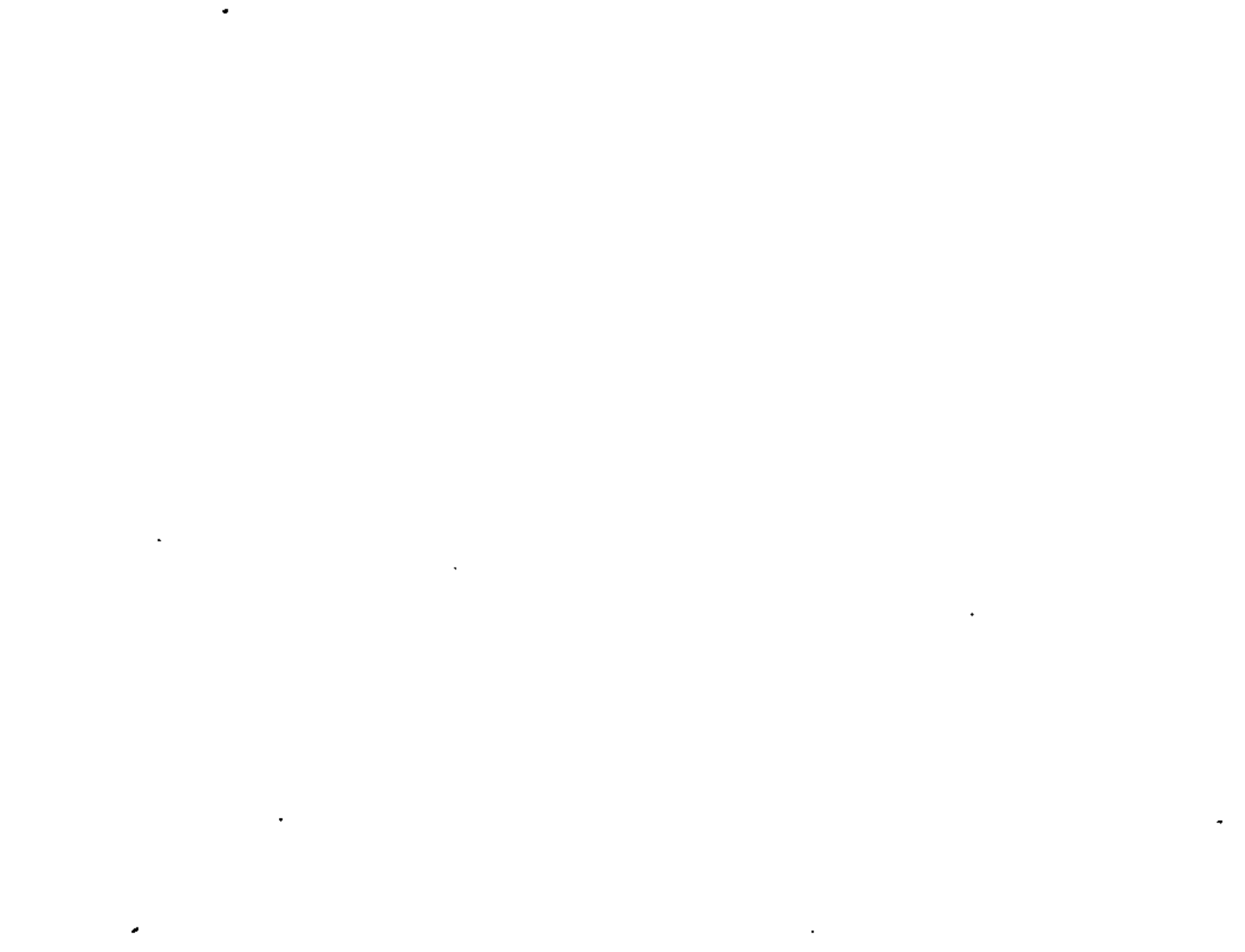
En 1833 se permite la descarga de los residuos de letrinas a las alcantarillas de Boston.

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 14,000 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 Mirlimontant, se construyó en 1412 y se cubrió en 1750.

Las alcantarillas de París se construyeron en grandes dimensiones a todas se les daba una altura mínima de 1.65 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. L. por Shedd.

En 1876, se autoriza un sistema de interceptores para Boston que fue el primer alcantarillado de grandes dimensiones en Estados Unidos.

En 1860, 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 de 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.- Perecieron 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.
- 1769-1794.- 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 Tequitquiatic.
- 1879.- El Ing. M. M. Contreras, de la Comisión de Obras Públicas corrige grandes defectos existentes. Mejora los canales interiores 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 permiti-
era 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. Condueto de 4.00 m. de diámetro, de 17 Km. -
de longitud y de estos 17 Km. 15 Km. en túnel.

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. II. 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).

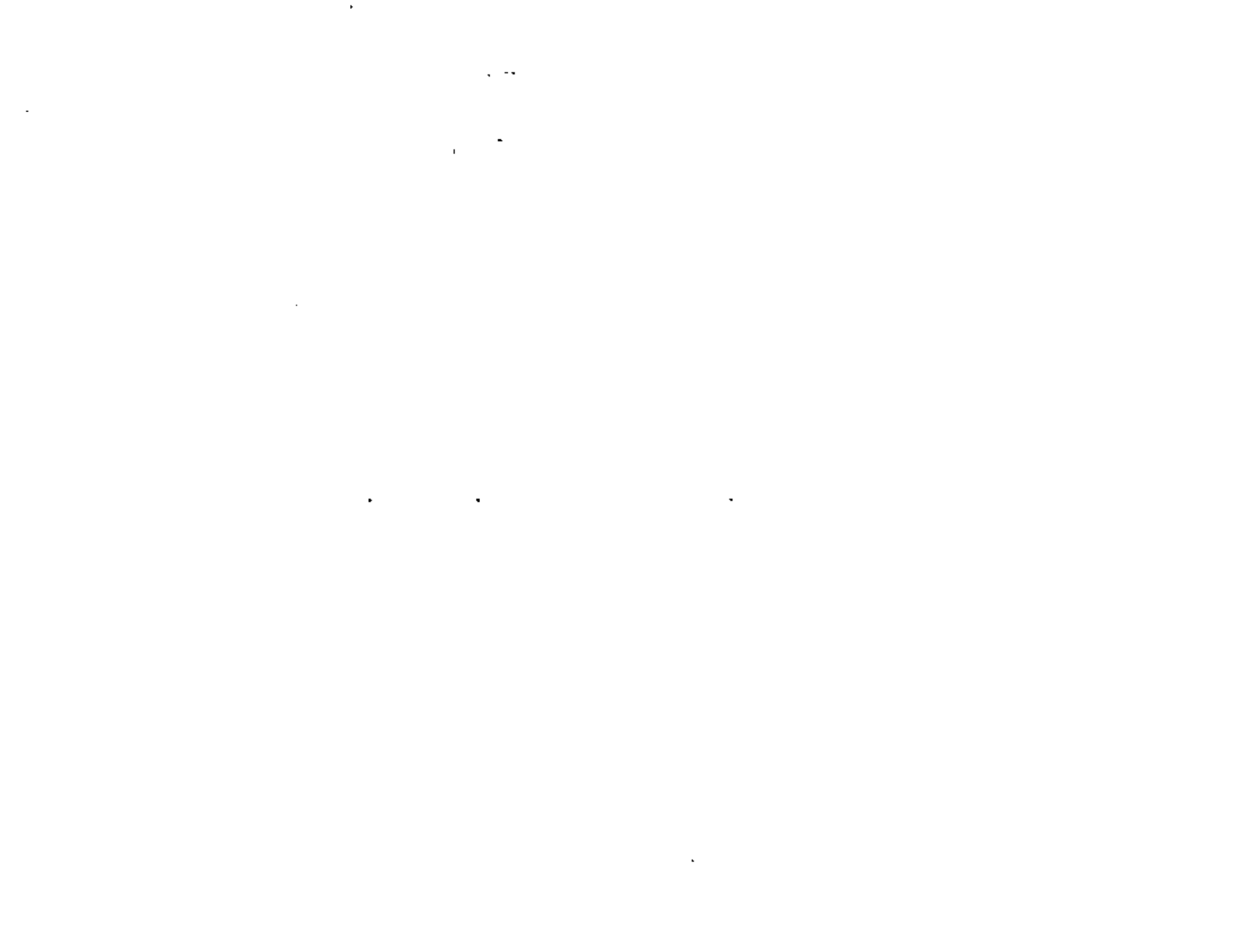
1979. - Se termina el entubamiento del Río Churubusco.

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 el 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 produciendo 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 periodos cortos, originando tasas de crecimiento elevado sin el correspondiente ajuste socioeconómico.

La contaminación ambiental está 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, procesarlos, cambiarlos y distribuirlos como bienes de consumo.

Al realizar esto, los contaminantes son introducidos prácticamente 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 Herling 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 mas eficientes de bombeo.

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

Equipos de medición mas 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.

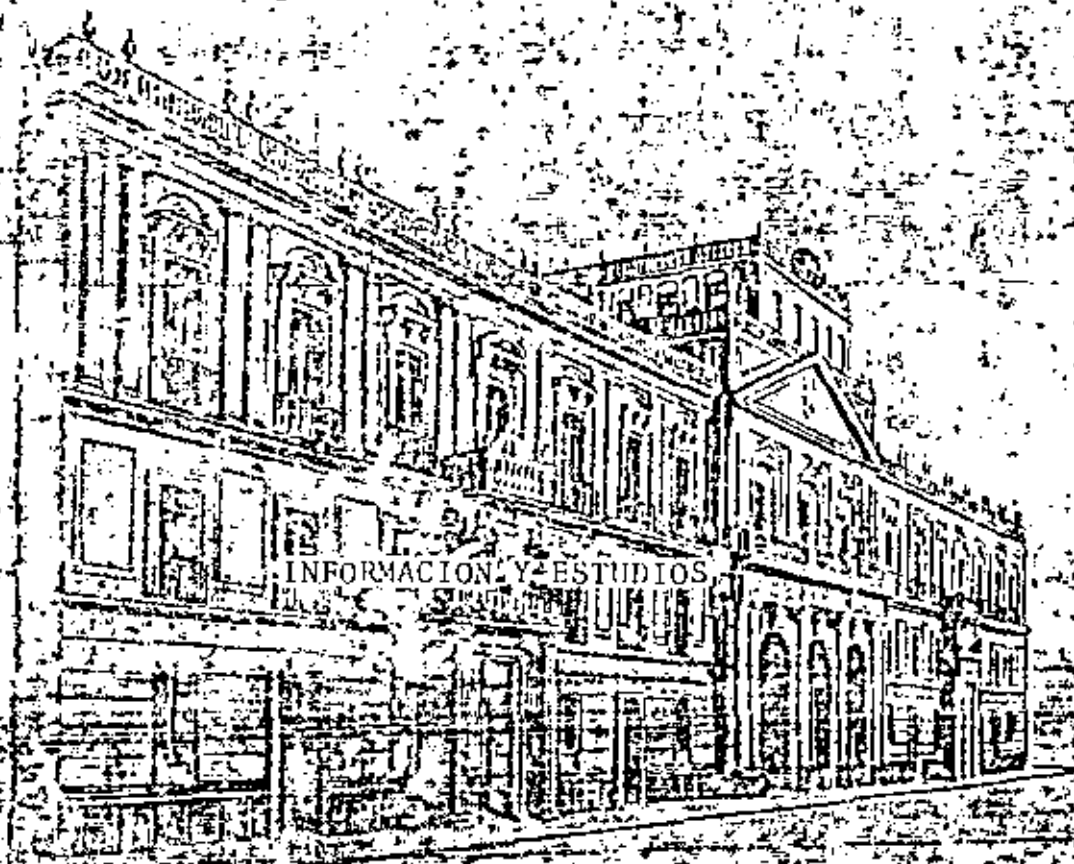
Sistemas modernos para la prevención del ataque químico a las tuberías de concreto por la producción de ácido sulfúrico.





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

SISTEMAS DE ALCANTARILLO URBANO



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

Julio, 1981



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 presenta, 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

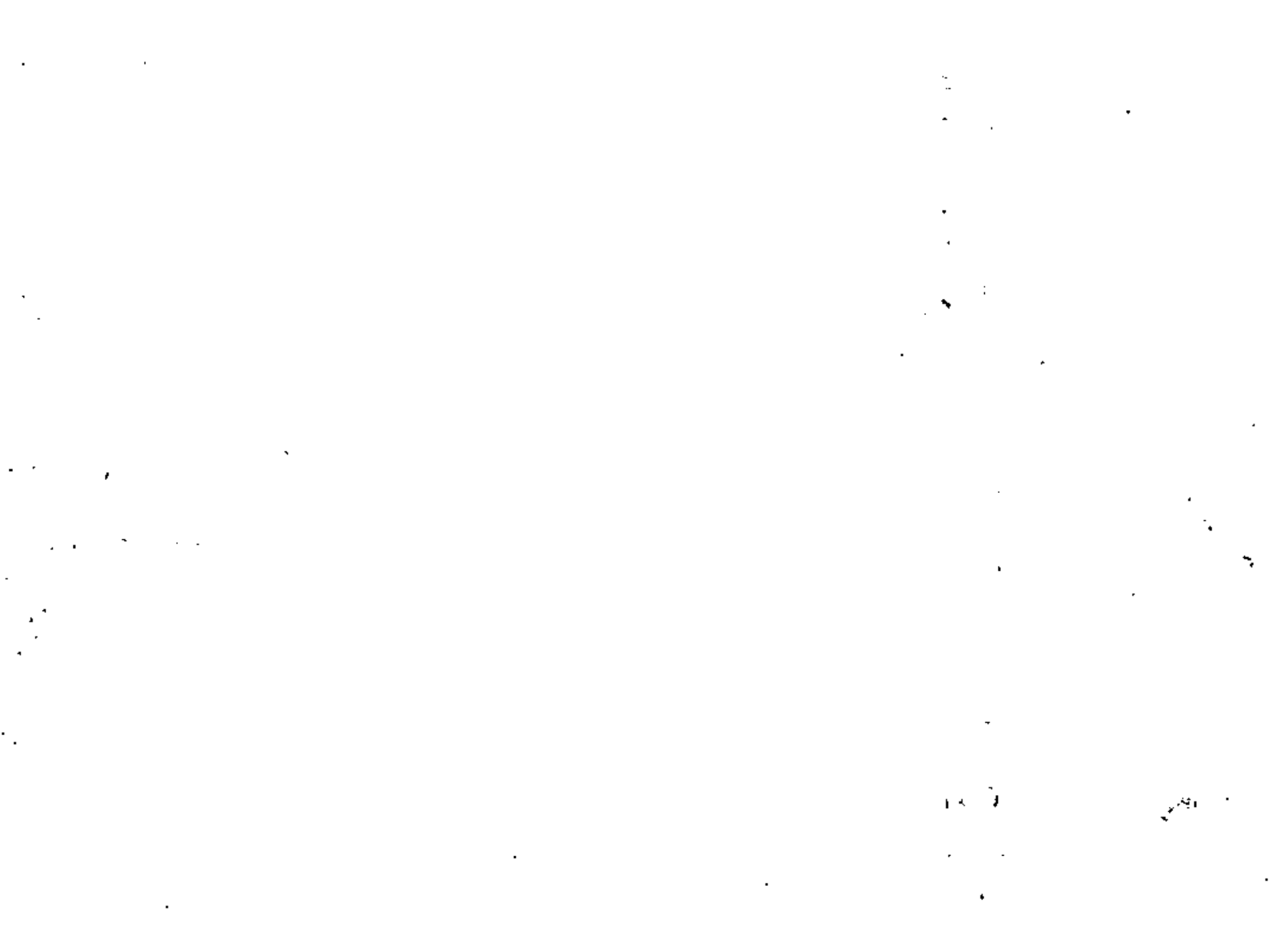
Varios tipos de información característica, aplicable en grados variables a las diferentes fases del proyecto, deben recolectarse durante el curso de los levantamientos para un proyecto dado. Estos tipos incluyen los siguientes:

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 proyecta, derechos de vía requeridos y otros datos similares necesarios para definir las características físicas del proyecto propuesto y las de los alrededores que lo afectan.

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 hidroológicos que correspondan al sistema pluvial; desechos líquidos que requieran algún requisito especial para manejarlos; gastos y afloros 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.- Financieras.- Debe disponerse de la información acerca de las políticas existentes, obligaciones, o compromisos que afectan 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.



2.- 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 delimitados puesto que la necesidad de un concepto 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 planos 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 aplicaciones posteriores de localización dentro del área general determinado 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.

5.- 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.



a) 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.

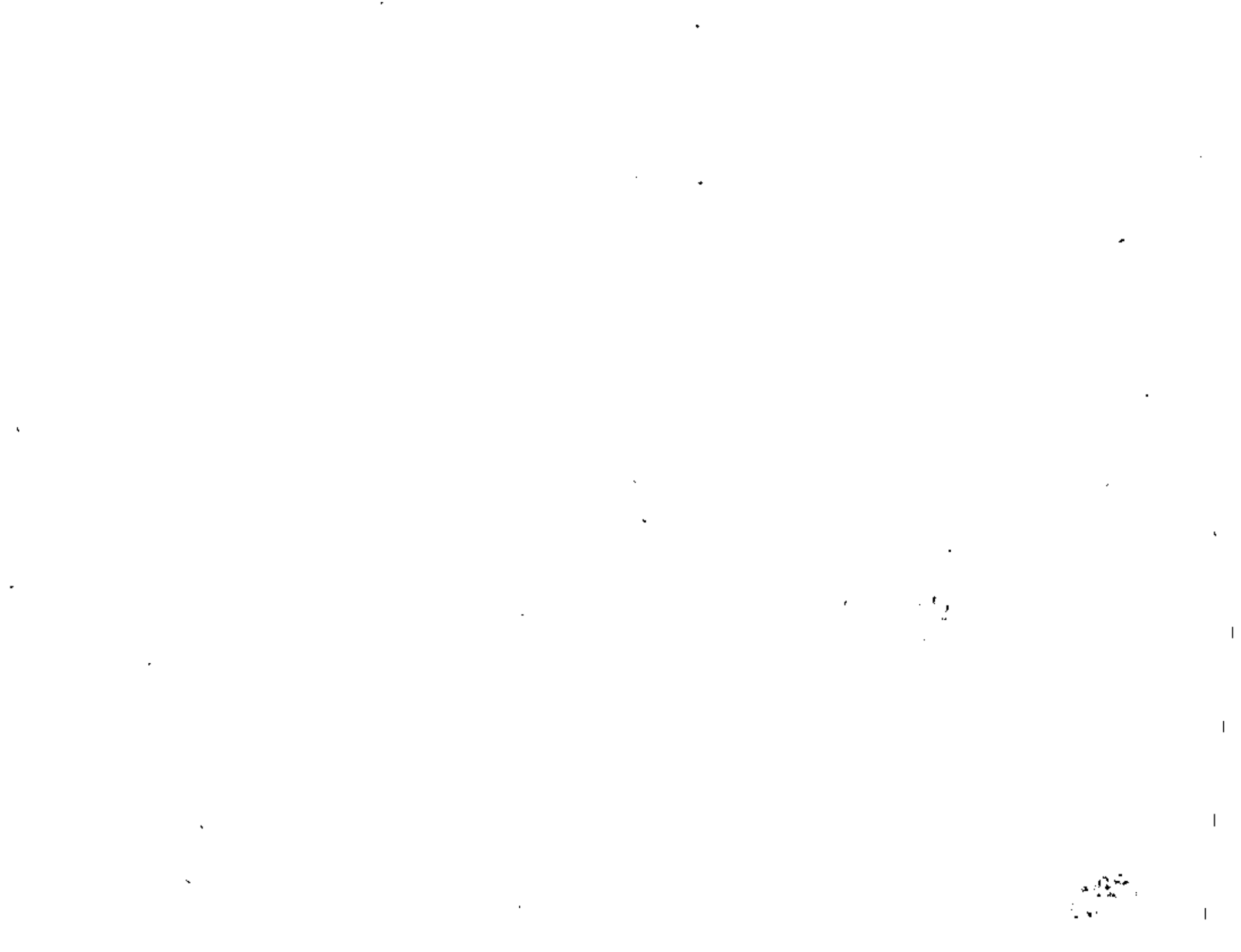
- a) Informe de censos.
- b) Informes y mapas del área planificada.
- c) Examen general del área para observar el tipo, grado y densidad de desarrollo.
- d) Aforos de escurrimiento en las atarjeas existentes para determinar el carácter del escurrimiento y la cantidad de desechos líquidos.
- e) Características 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, extendiendo para una ampliación simple por gravedad en un sistema existente. En proyectos grandes, por el 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 afluente 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 desdoblarse 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 operar lo. Cómo pueden financiarse de la mejor manera estos costos. Qué impuestos y obligaciones y gastos por servicio de serán exigirse para pagar el costo de construcción y de operación del proyecto. Cuál es la fuente de fondos (locales, estatales o federales)?
- 11.- ¿Requiere el proyecto establecer una nueva autoridad, por ejemplo un distrito sanitario?

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

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



ESPECIFICACIONES Y PLANOS DE CONSTRUCCION

A. CONSIDERACIONES GENERALES

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

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

Está generalmente aceptado que los concursos a precio alzado se apliquen a las estructuras especiales que se detallan perfectamente, con limitaciones claras y sin posibilidades de que se cambien o surjan dudas cuando se abran los concursos y se otorgue el contrato. Los concursos a precios unitarios son, por otro lado, más aplicables donde las cantidades de trabajo que van a realizarse o los materiales que se proporcionarán no son susceptibles de una determinación exacta antes de la construcción. 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.



3.- 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.

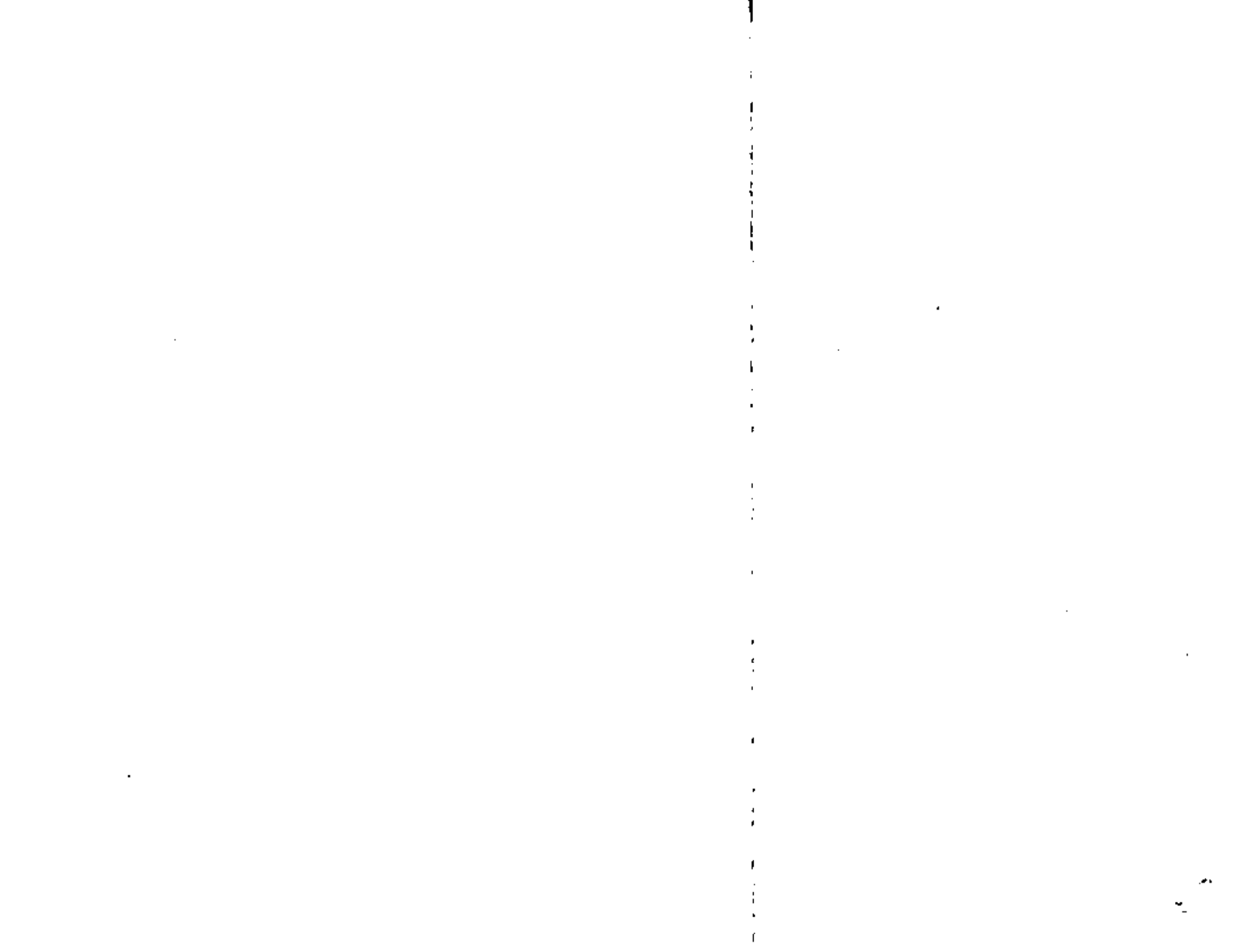
2.- Contenido

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 resuelve las dudas, y puede por este hecho ser de resultados ahorros 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 usada para determinar las elevaciones contenidas en los planos deberá estar precisada 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 refieren a las condiciones del subsuelo, pero anotando que se proporcionan sin asegurar que se garantiza la naturaleza del subsuelo que pueda 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 estructuras, 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.

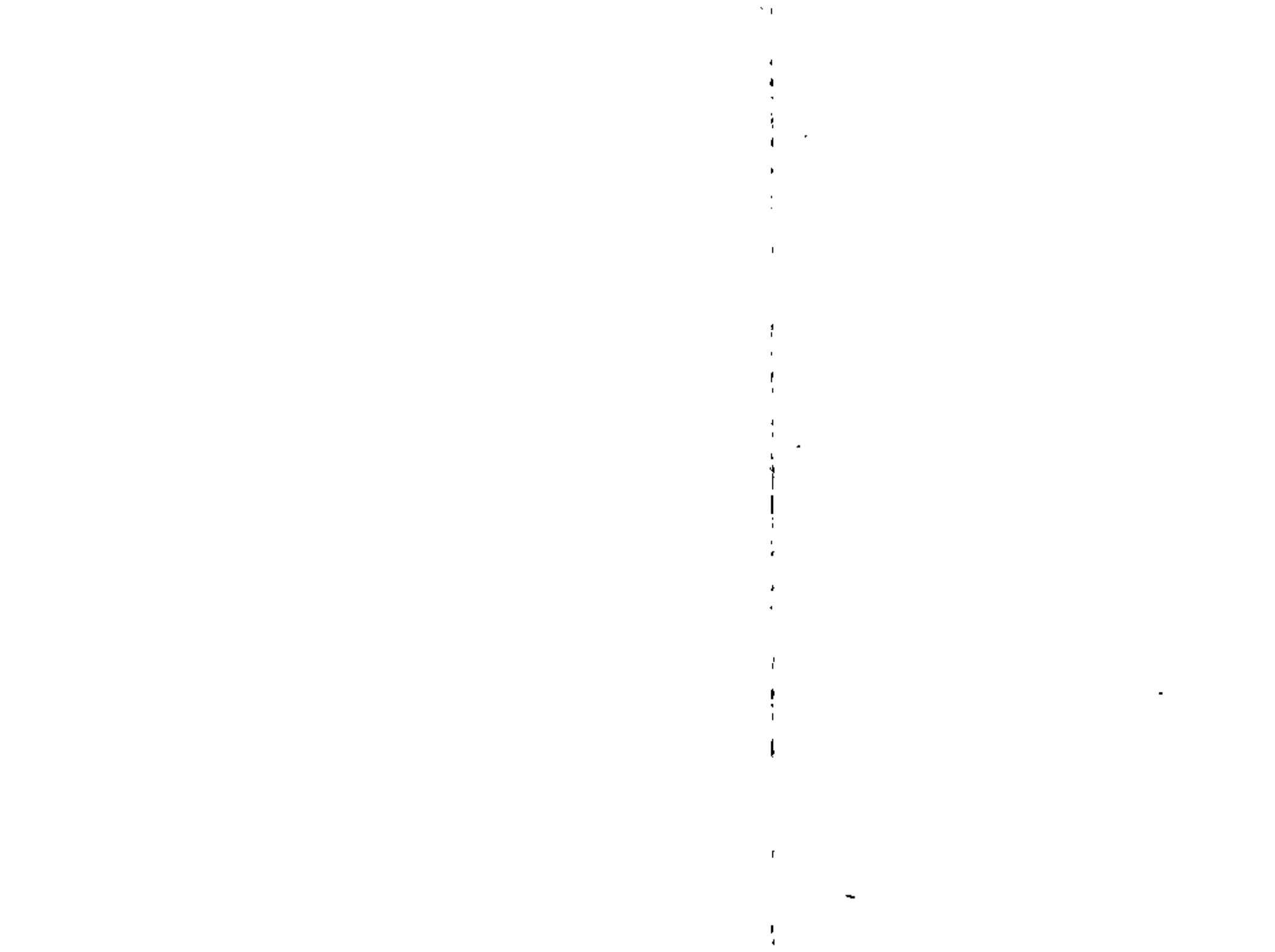
La escala preferible para plantas y perfiles dependerá de la cantidad de obras superficiales existentes y de las estructuras subterráneas. Una escala de 1:500 se usa por lo regular para las calles de la ciudad, pero en campo abierto o en nuevas ampliaciones puede usarse una escala menor satisfactoriamente. 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 rama "Y" o albañilería de pruebas 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.

Quando se conocen los obstáculos fijos de estructuras específicas, una sección transversal en el alineamiento determinado, señalará 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 consistan 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 detallado, así como el alistado de las distintas piezas.

g) Conexiones y estructuras especiales.- Los detalles especiales 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.

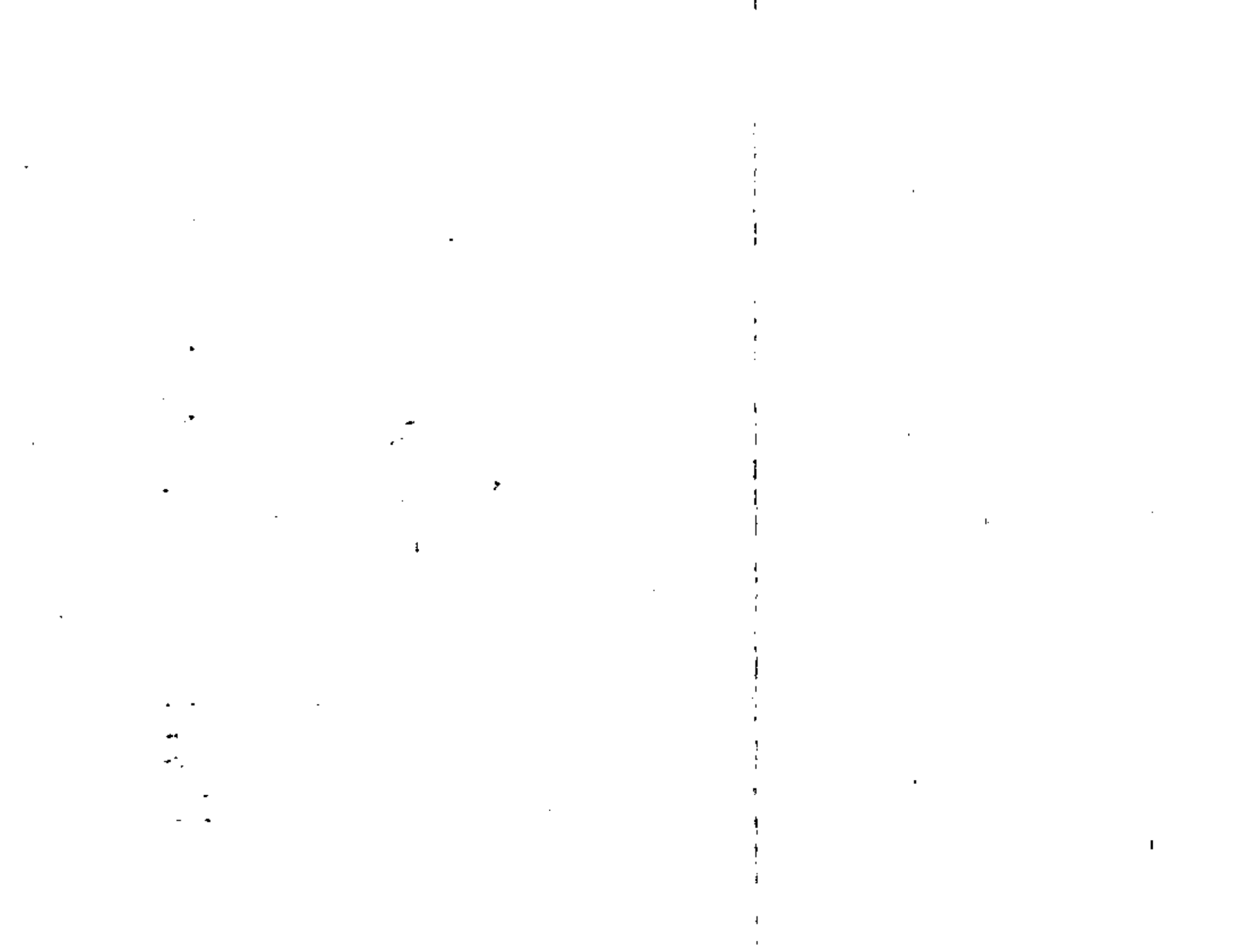
2.- Contenido

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 presenten.

c) Instrucciones a los concursantes.- Estas instrucciones tienen por objeto suplementar 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.



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.

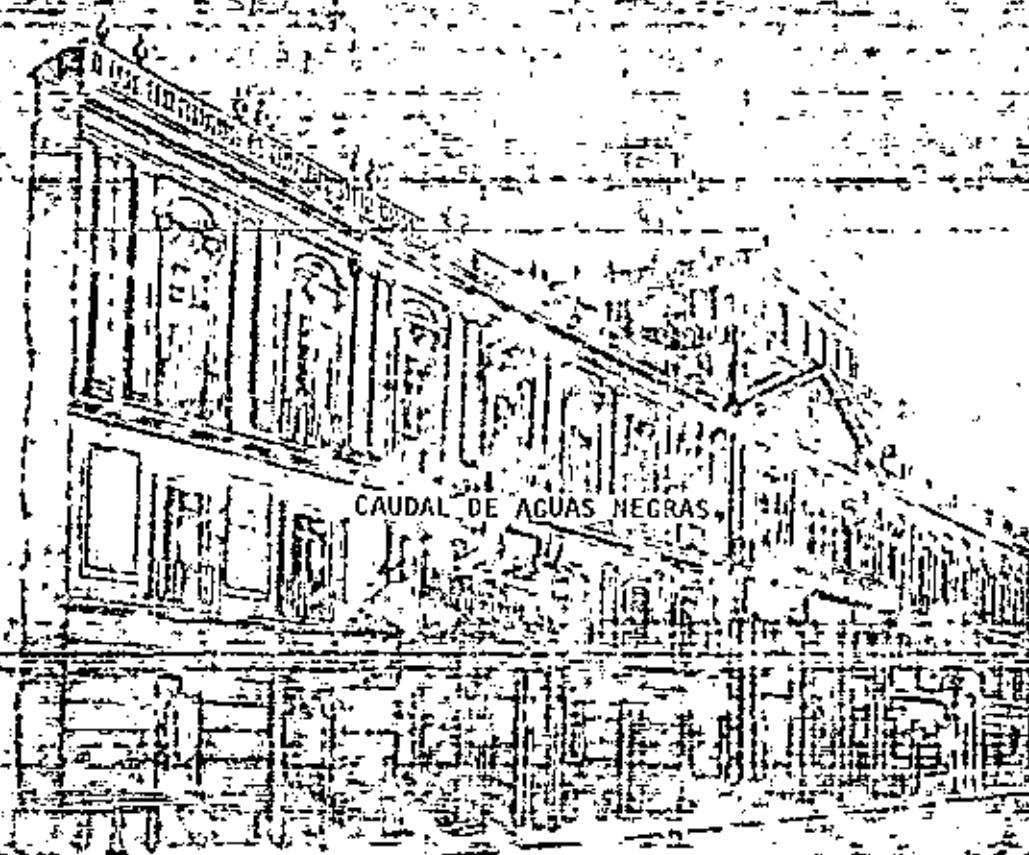




centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de Ingeniería unam



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO



ING. GASTÓN MENDOZA GÁMEZ

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 geométrico

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

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

.Tasa decreciente de crecimiento

Se acepta una tasa variable de cambio

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

donde

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

K_d constante de la tasa decreciente

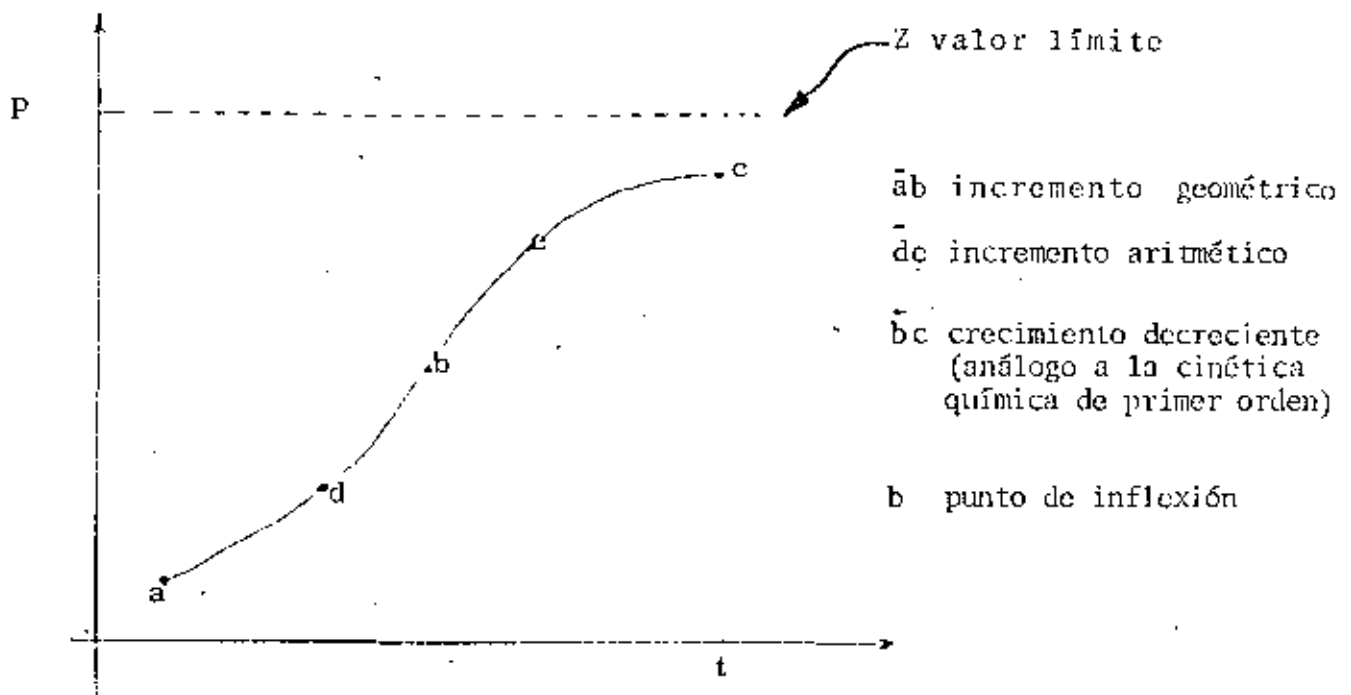
$$K_d = \frac{-\ln \frac{Z - P_2}{Z - P_1}}{t_2 - t_1}$$

y

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



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



.Extensión gráfica

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

4.1.2. Estimación a largo plazo

Los métodos que se pueden emplear son:

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

.Ajuste a una curva matemática

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

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

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

donde

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

Z población de saturación o límite

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

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

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

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

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

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

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

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

El porcentaje de saturación es:

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

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,

$$\frac{P_2}{P^2_E} = \frac{P_1}{P^1_E} = K_r$$

donde

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

.Análisis de las componentes

Las componentes que conforman el crecimiento de la población son: natalidad, mortalidad y migración. Cada componente se analiza por separado en cuanto a sus tendencias y causas que originaron su comportamiento. Con 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 salidos 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 anticconómico 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	a	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.

1

4

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 m³/día/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 l/día/capita y promedio de 113.

.Una lluvia de 2.5 cm/hr sobre un techo de 110 m² creó un flujo de 67 m³/día.

.La trasminación a través de cubiertas de pozos puede contribuir con 110 a 380 m³/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.

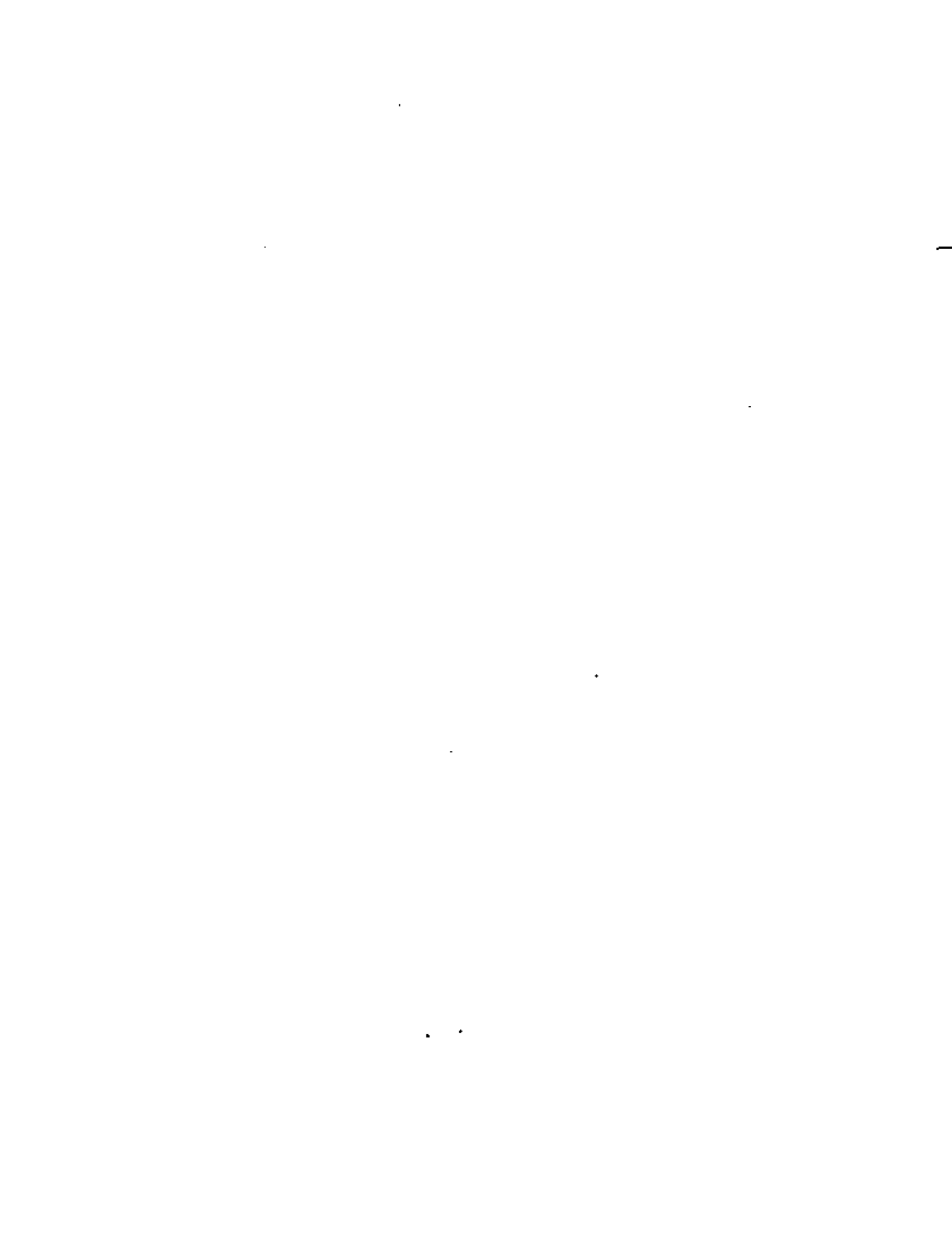
Para cada una de las alternativas definidas en términos físicos se hace una estimación de costo, escalonado en el tiempo las inversiones requeridas y el retorno del capital. El período de tiempo está en función de la economía de escala del proyecto.

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-costos. En nuestro medio, los dos primeros criterios se aplican en la mayoría de los casos por tenerse recursos financieros limitados.



Capacidad de los sistemas.

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

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

La ec. de esta curva es:

$$C = K Z^a$$

donde:

C costo

Z escala del proyecto, 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.

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



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

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

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

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

Se han desarrollado modelos matemáticos para determinar el período óptimo de diseño (período de capacidad en exceso). 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 m³/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

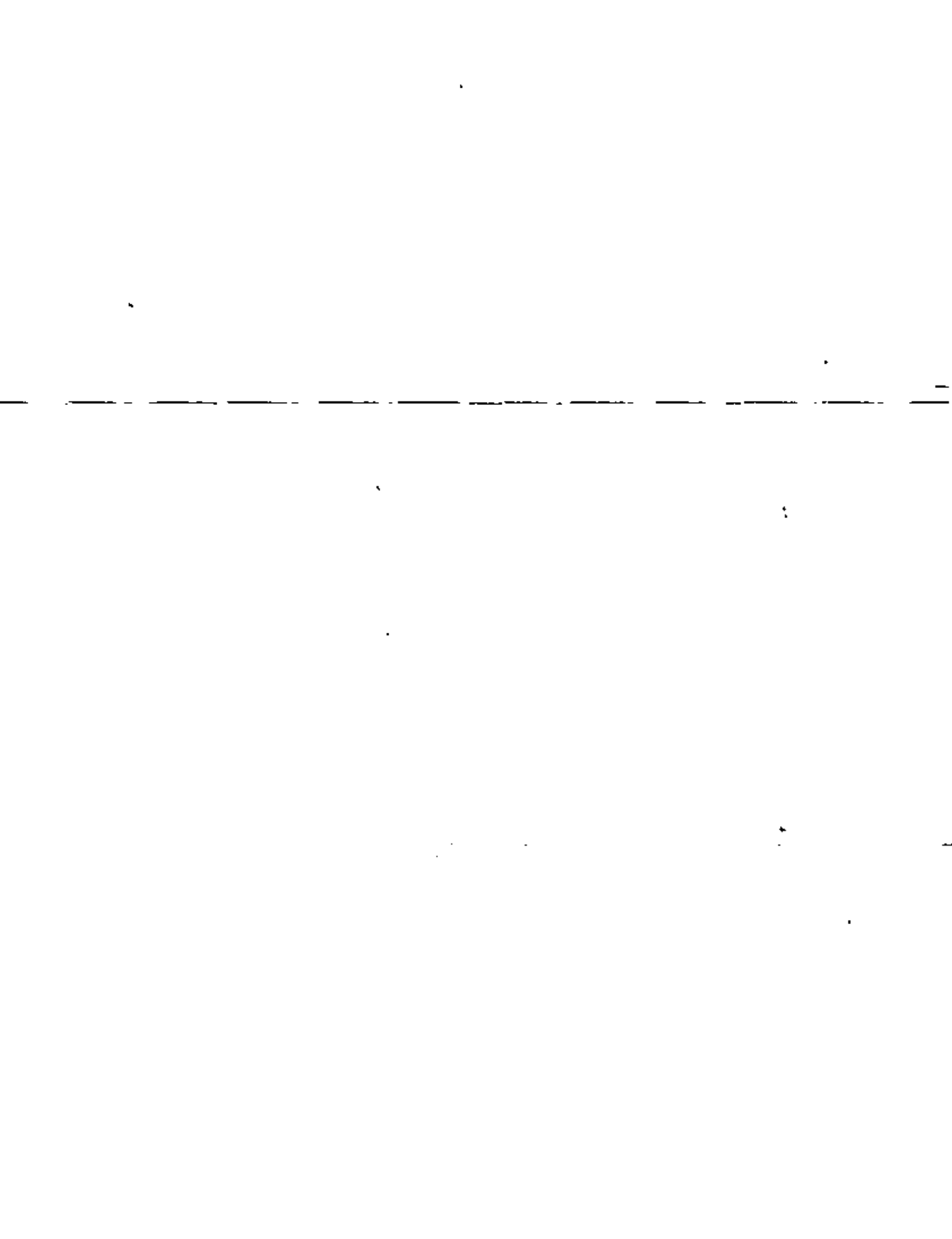
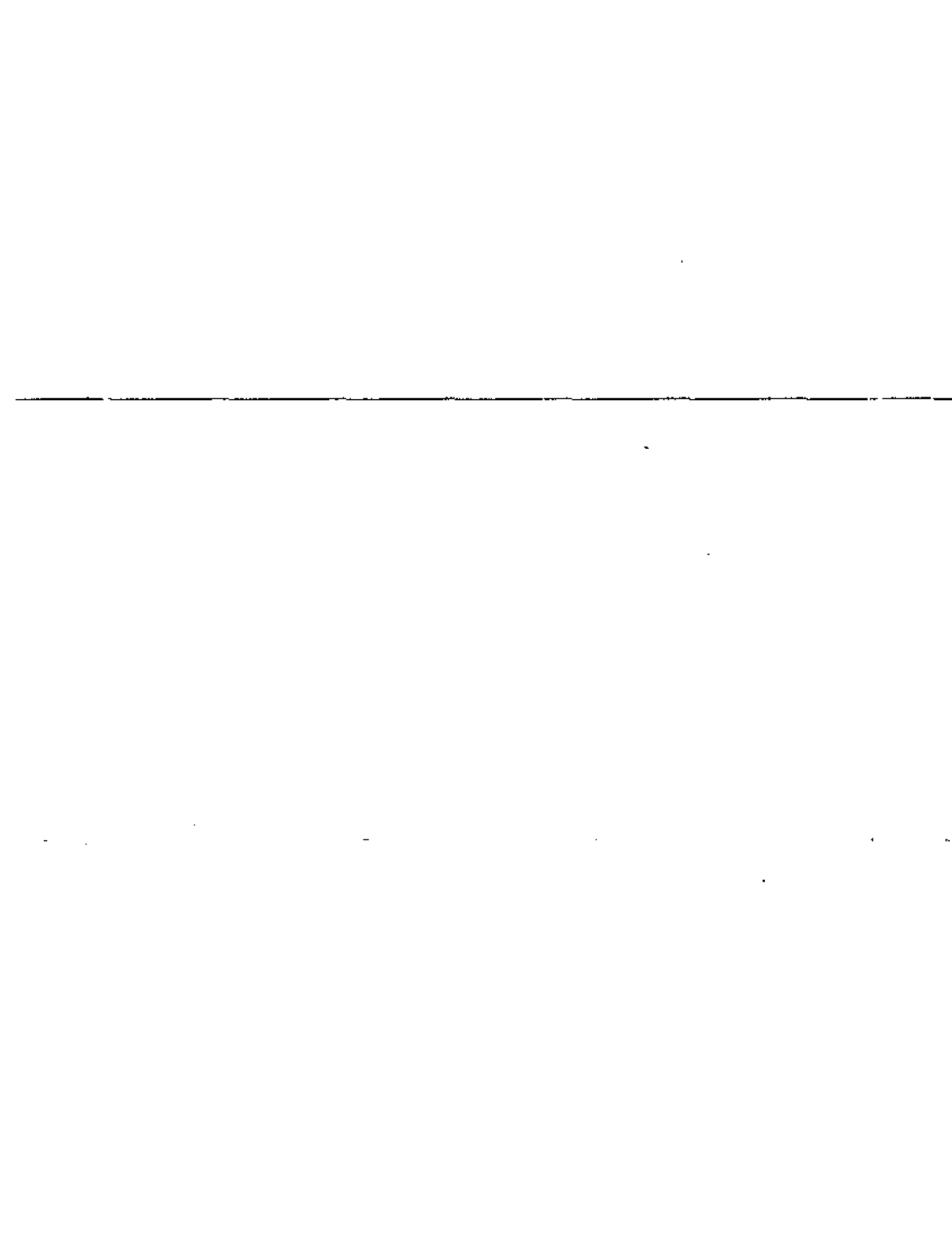


TABLA PARA EL RAYADO LOGISTICO

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	0.423	-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

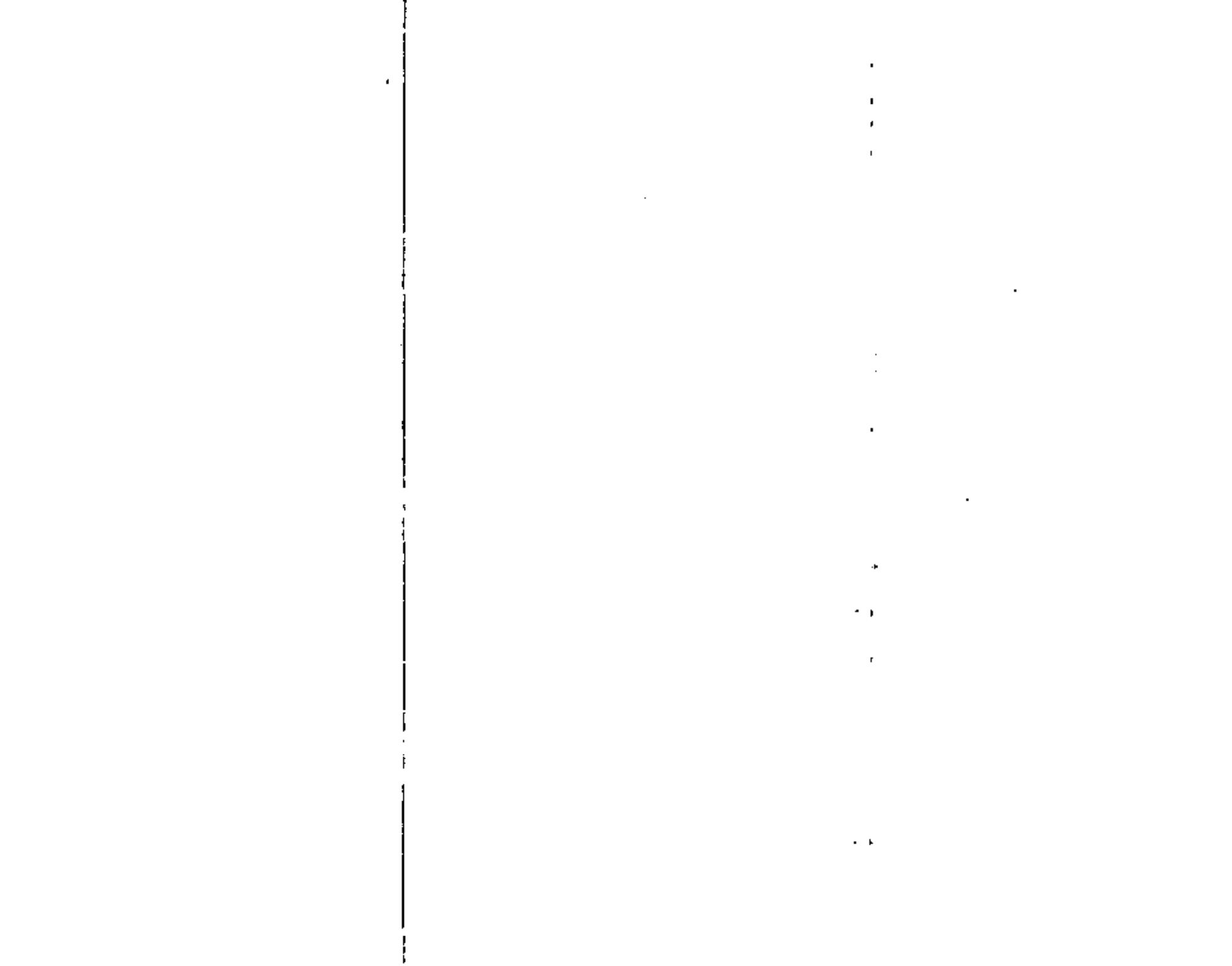


SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Papel para resolver graficamente problemas de población mediante el método logístico

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

AÑOS



Relación de flujo mínimo
o pico al flujo promedio diario

Bobbitt

$$Q_{\max}/Q_{\text{medio}} = \frac{5.0}{P^{1/5}}$$

$$Q_{\min}/Q_{\text{medio}} = 0.2 P^{1/5}$$

Giffit (ref 1)

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

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

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

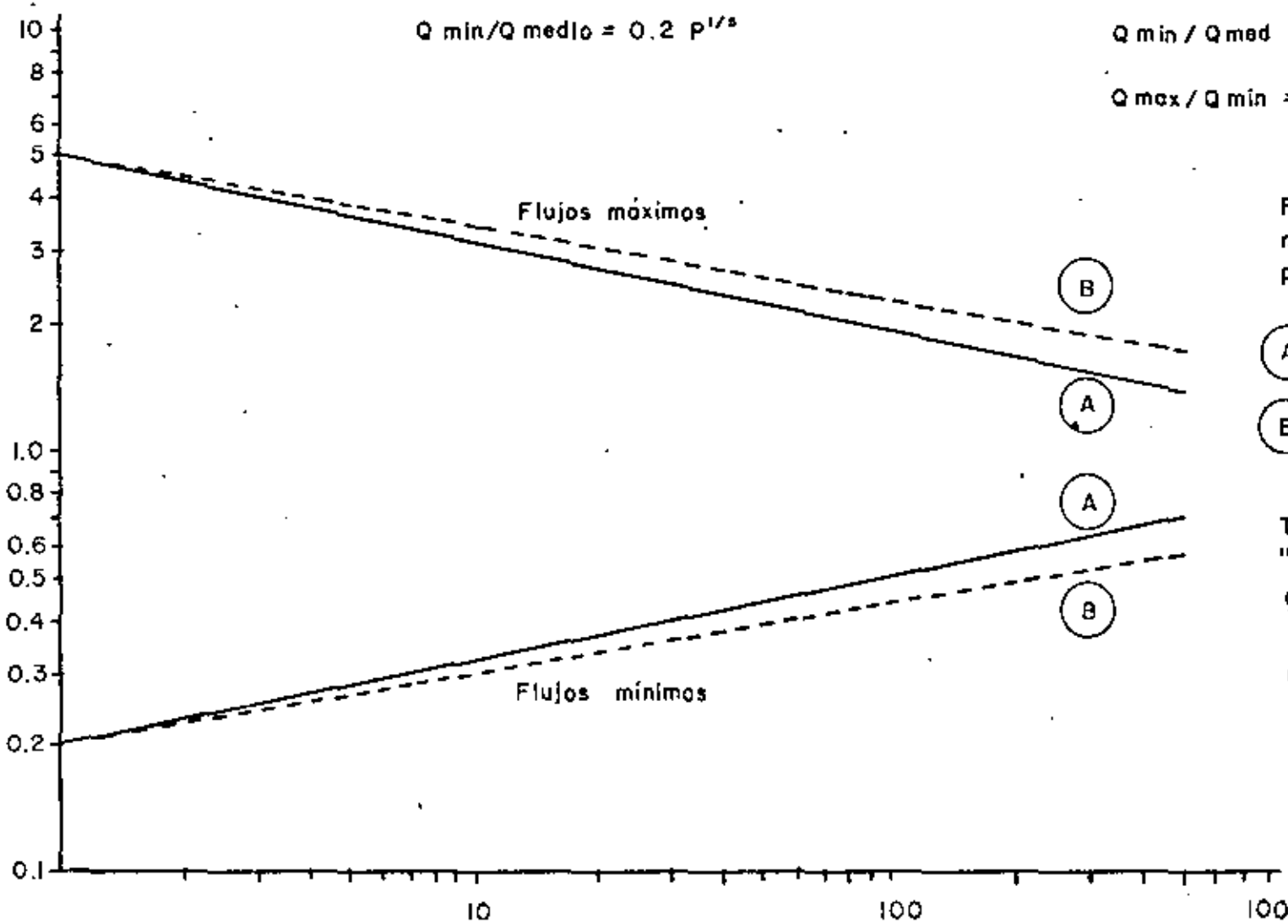
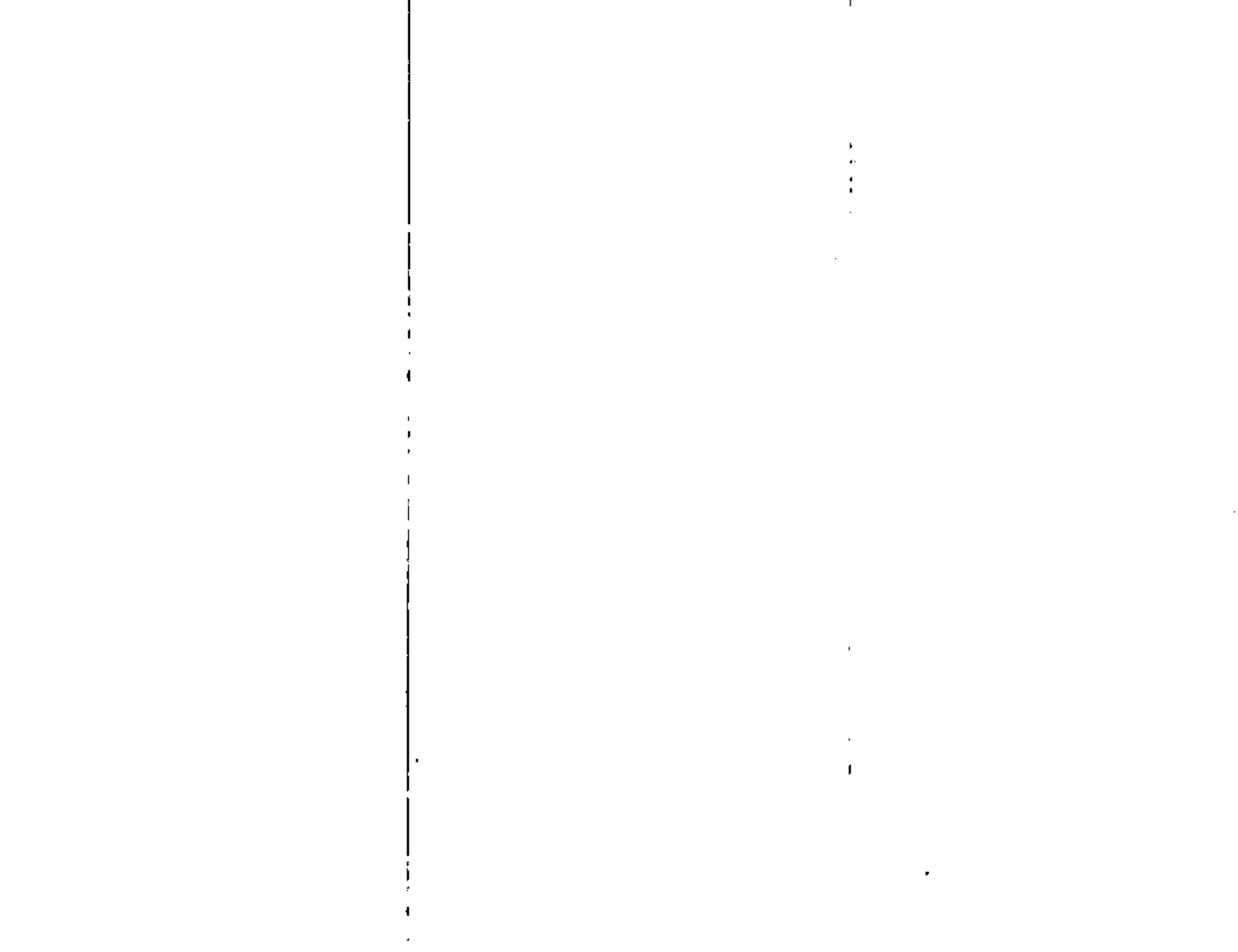
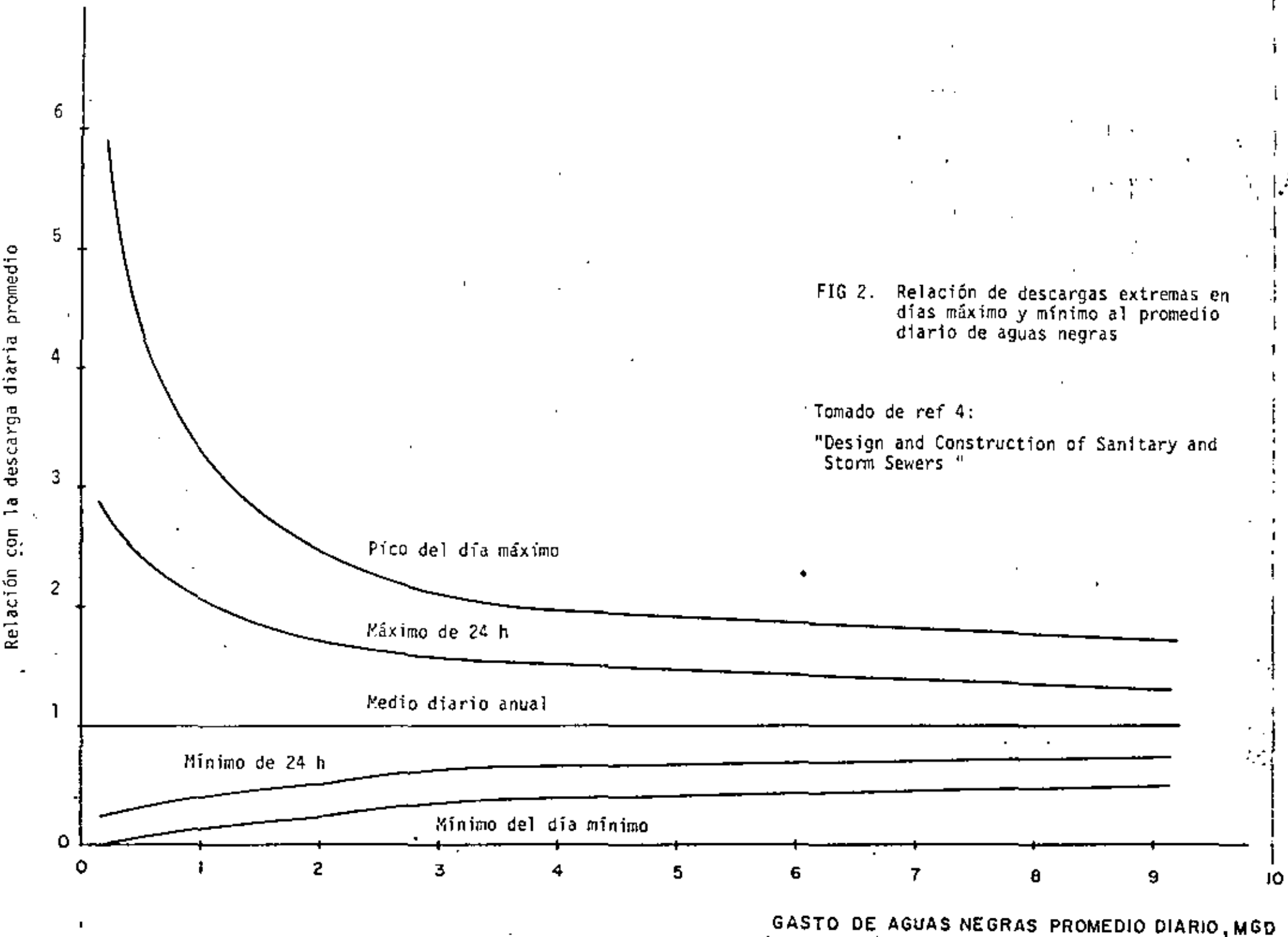


FIG. 1. Relación de flujos mínimo y pico al flujo promedio diario

- (A) Bobbitt
- (B) Giffit

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





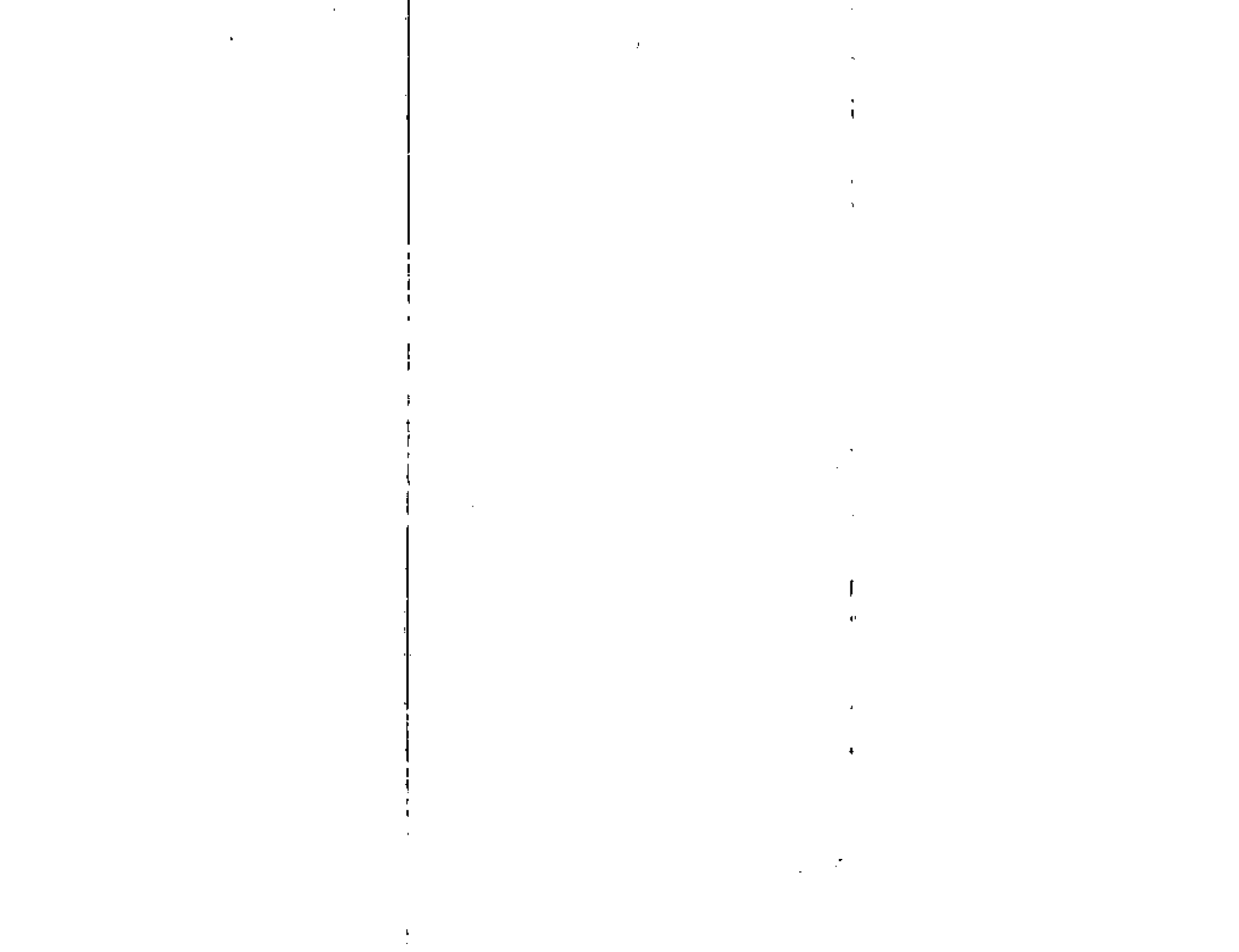
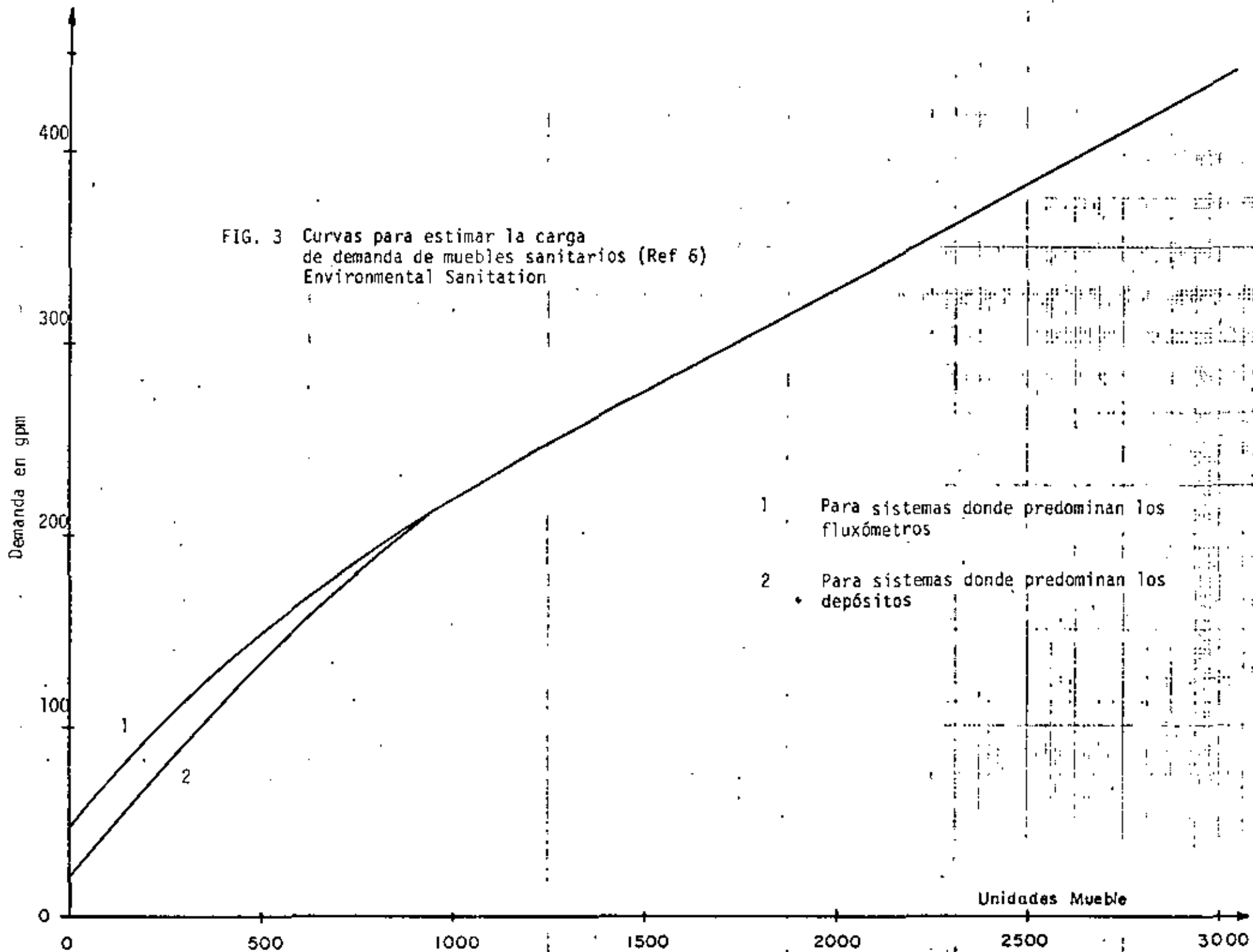
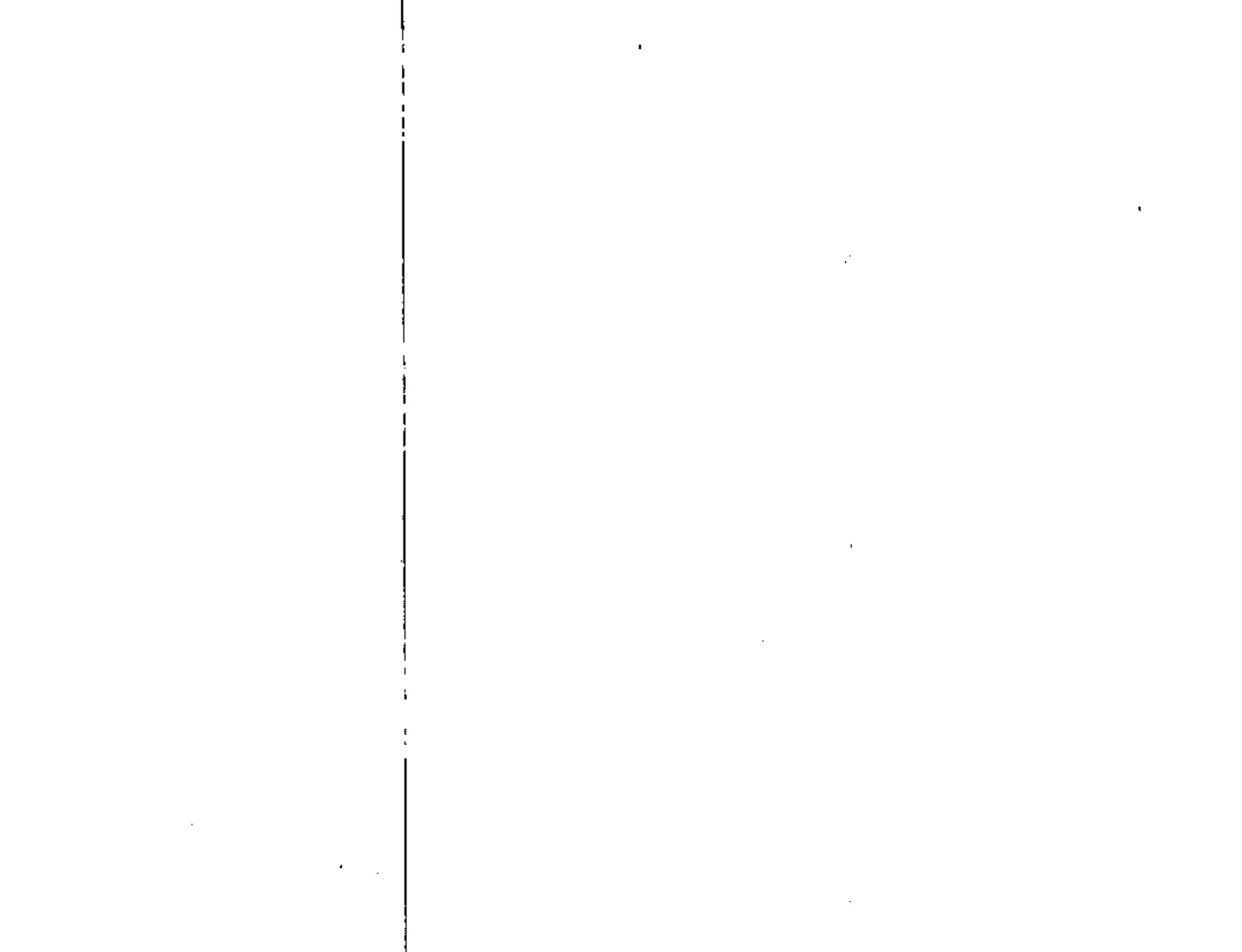
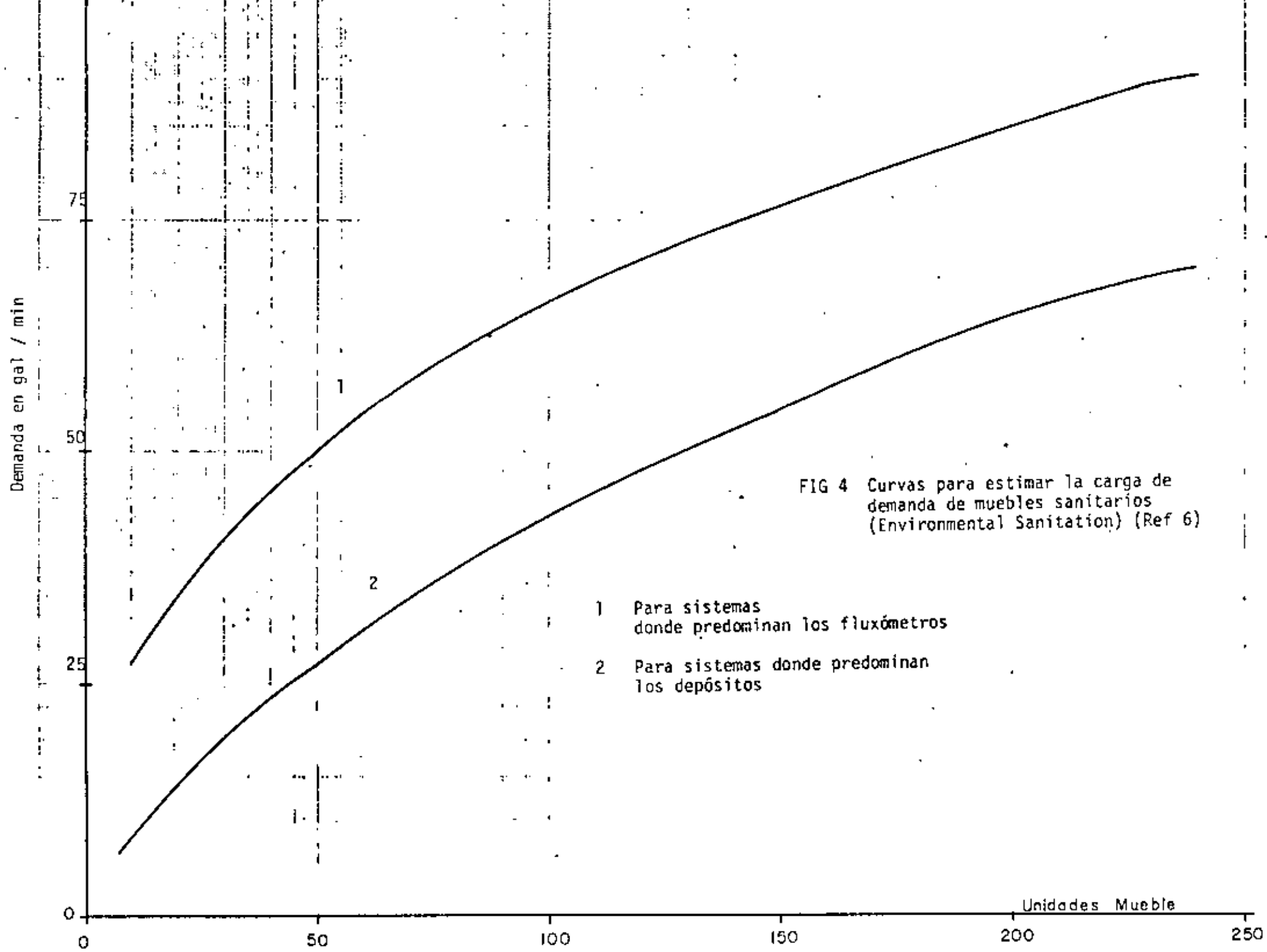
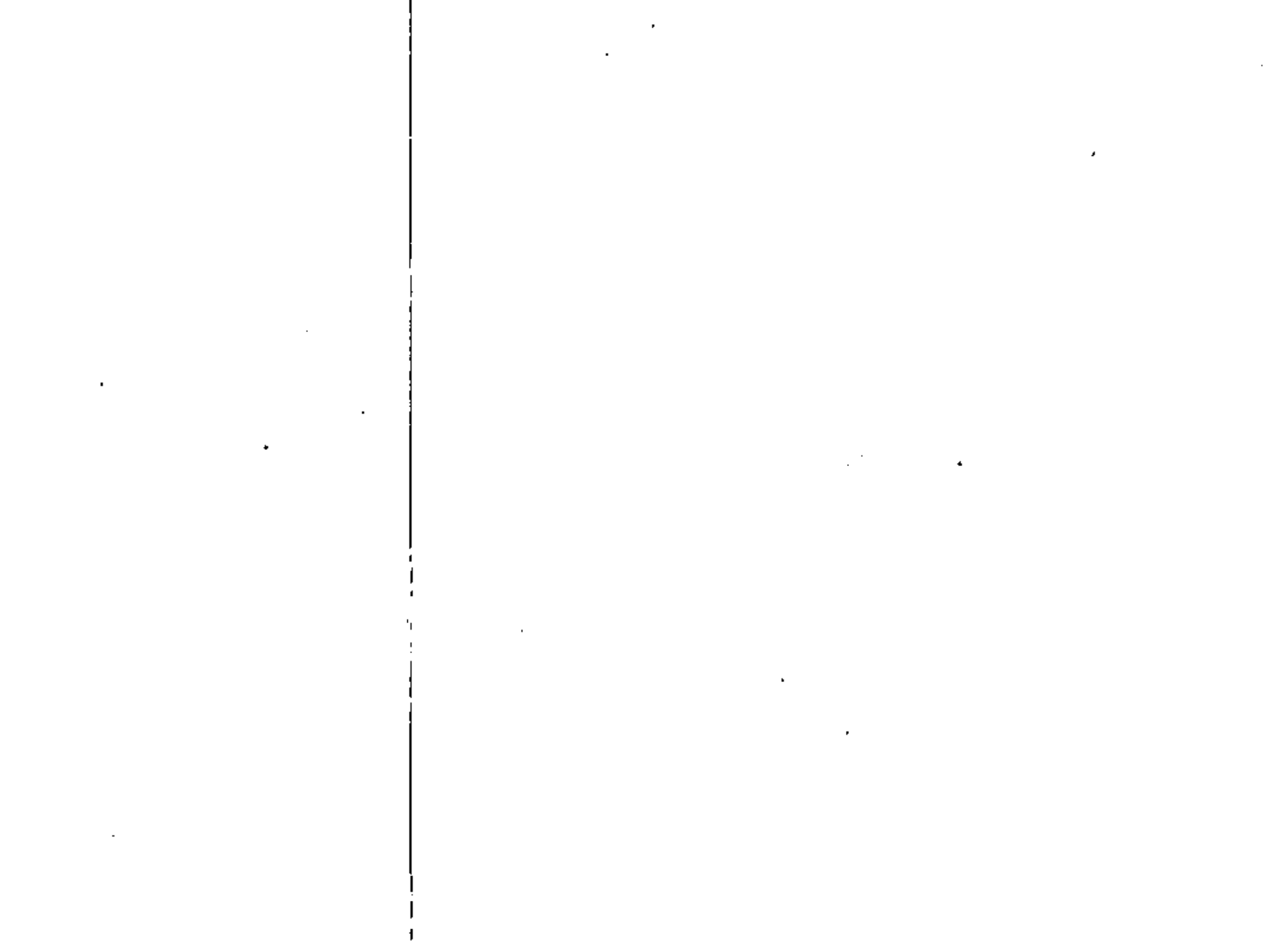


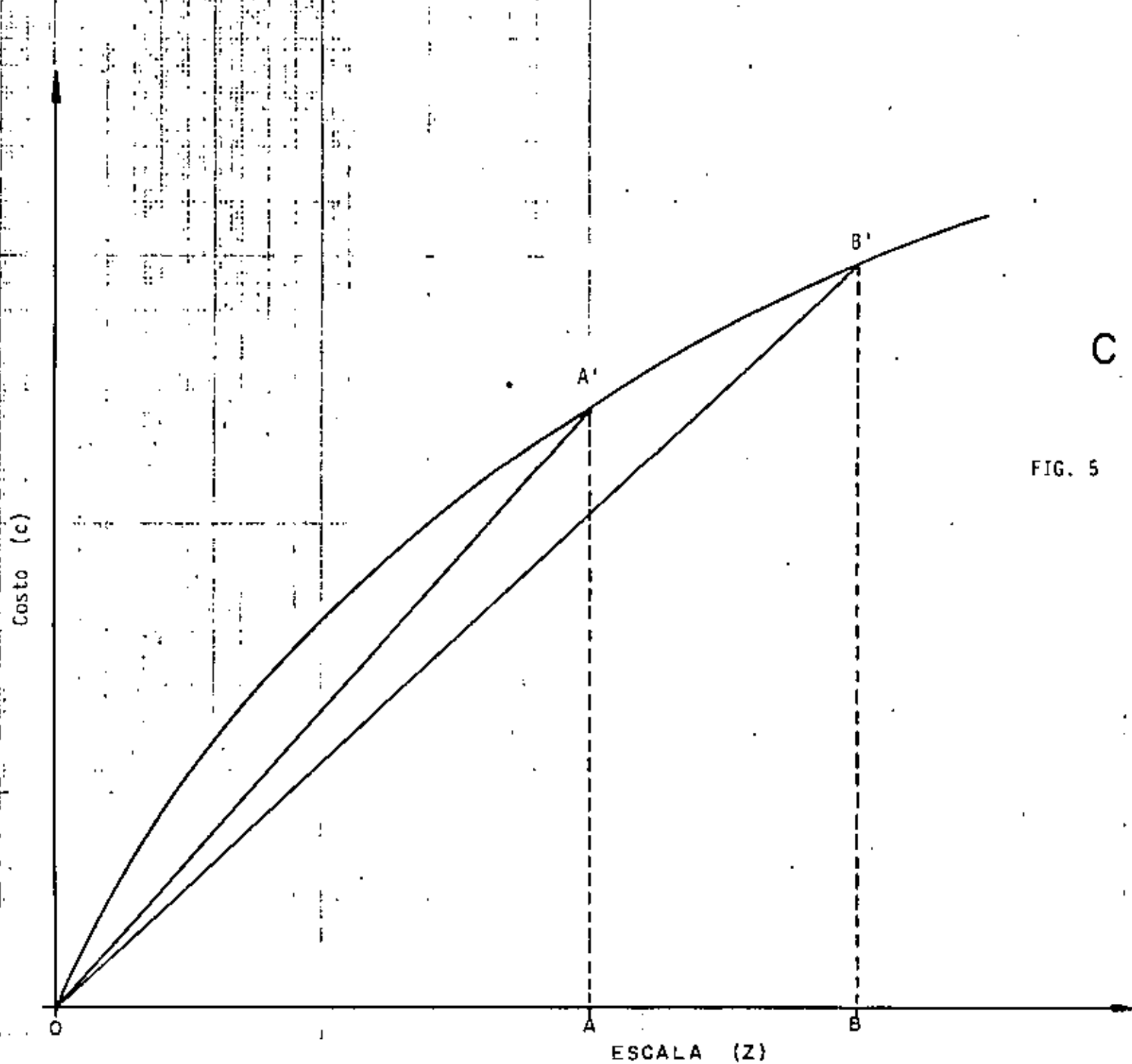
FIG. 3 Curvas para estimar la carga de demanda de muebles sanitarios (Ref 6)
Environmental Sanitation











$$C = KZ^{\alpha}$$

FIG. 5 Función de costo
(De ref 8)

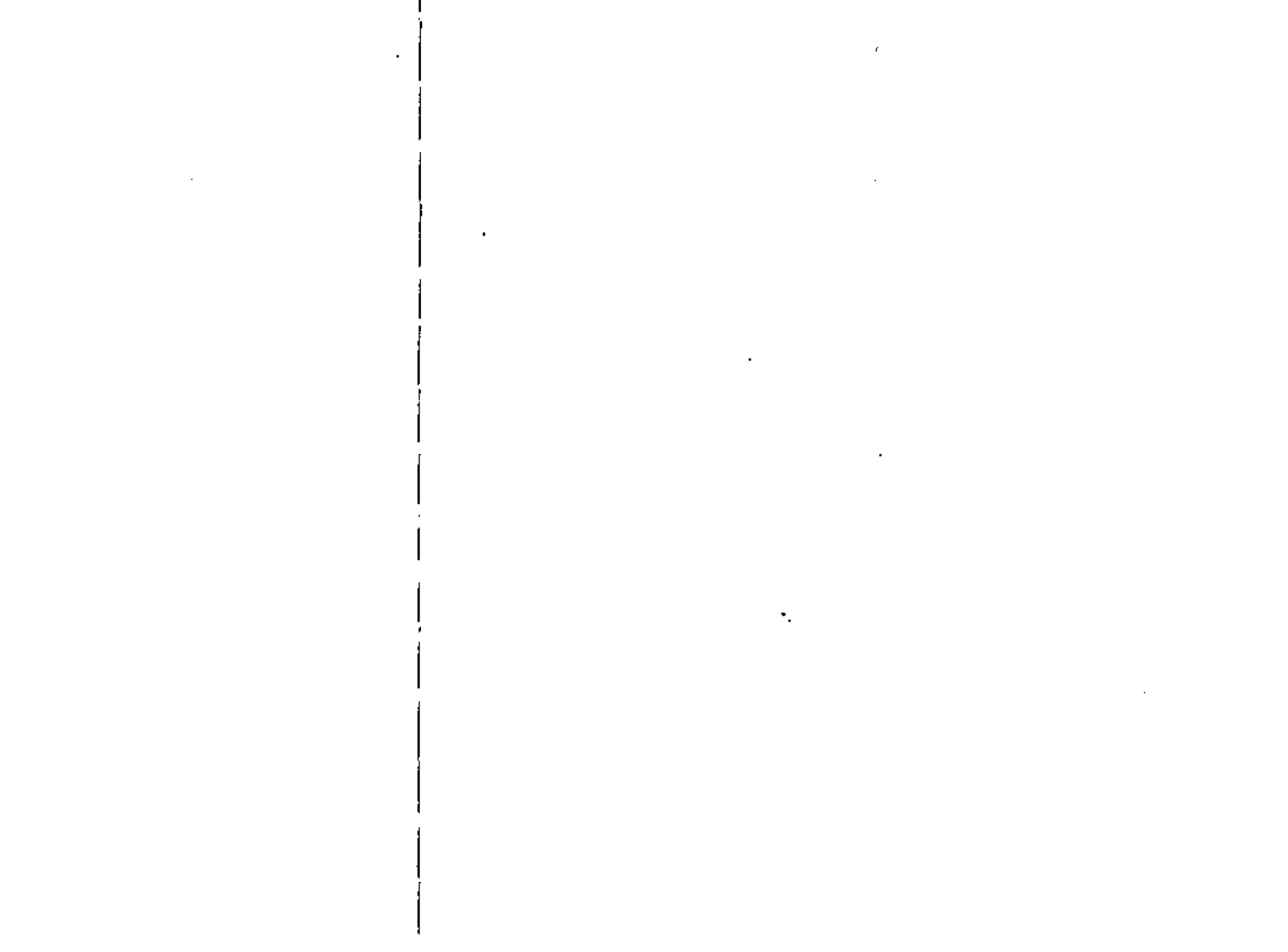
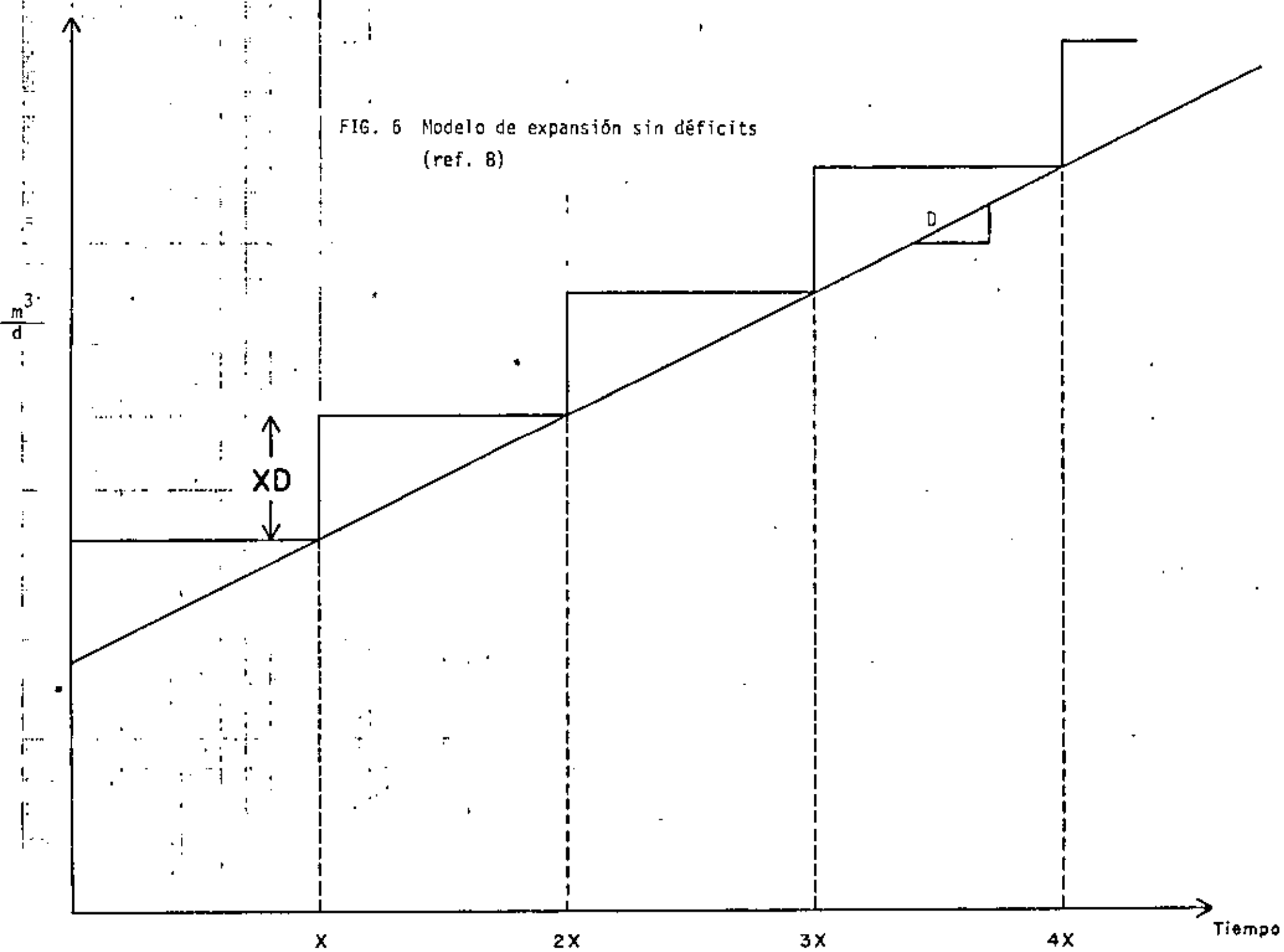
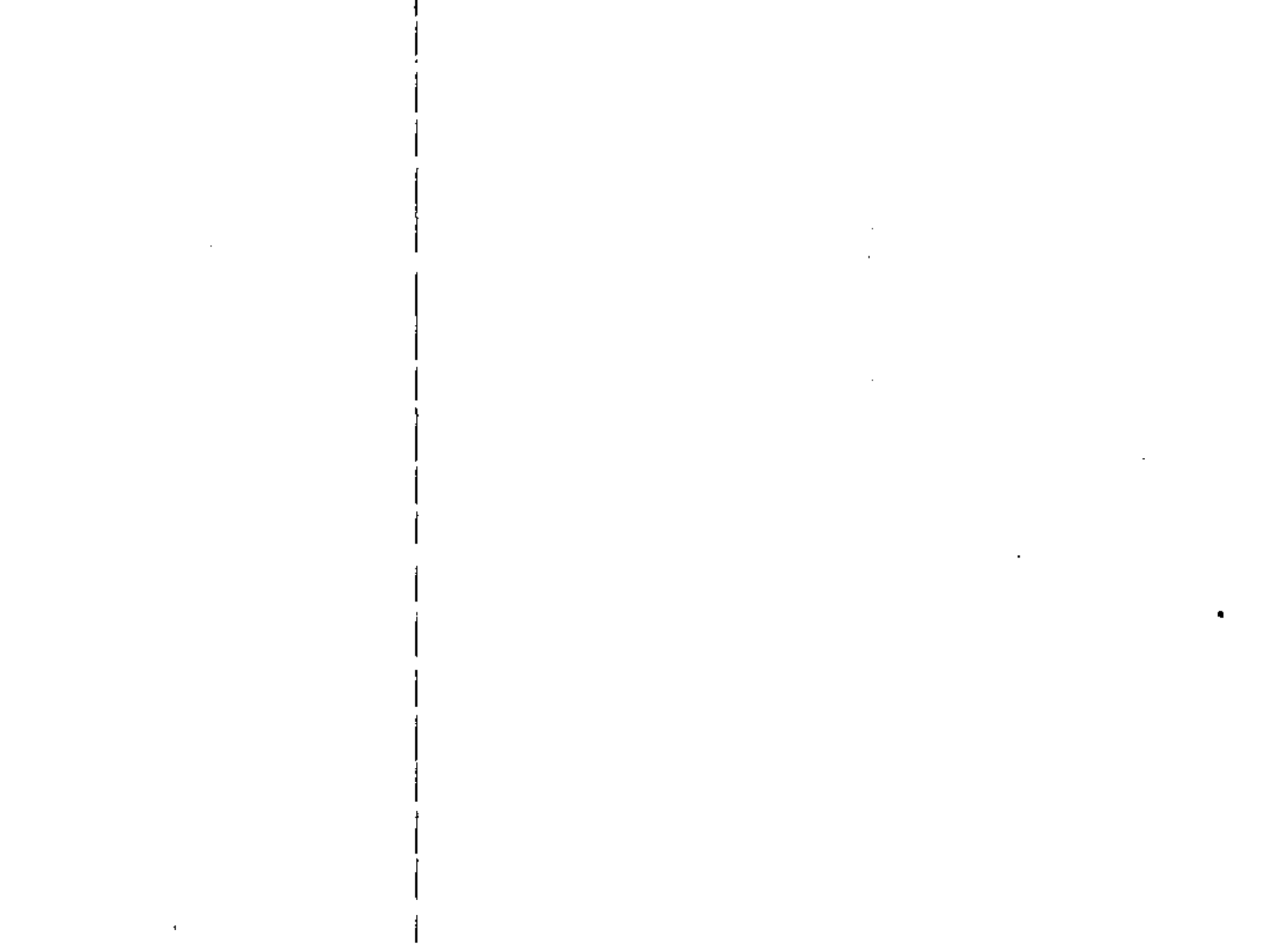


FIG. 6 Modelo de expansión sin déficits
(ref. 8)





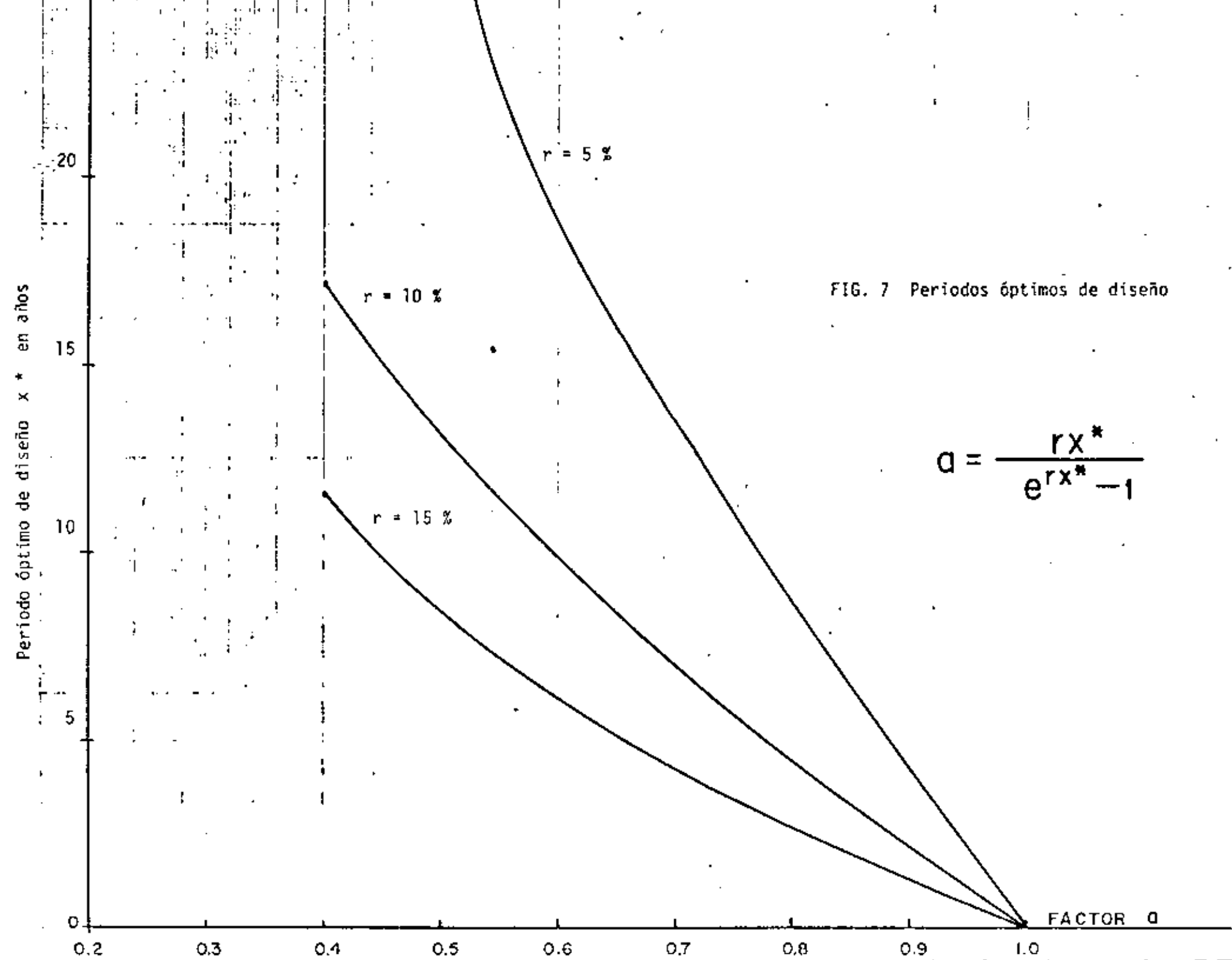
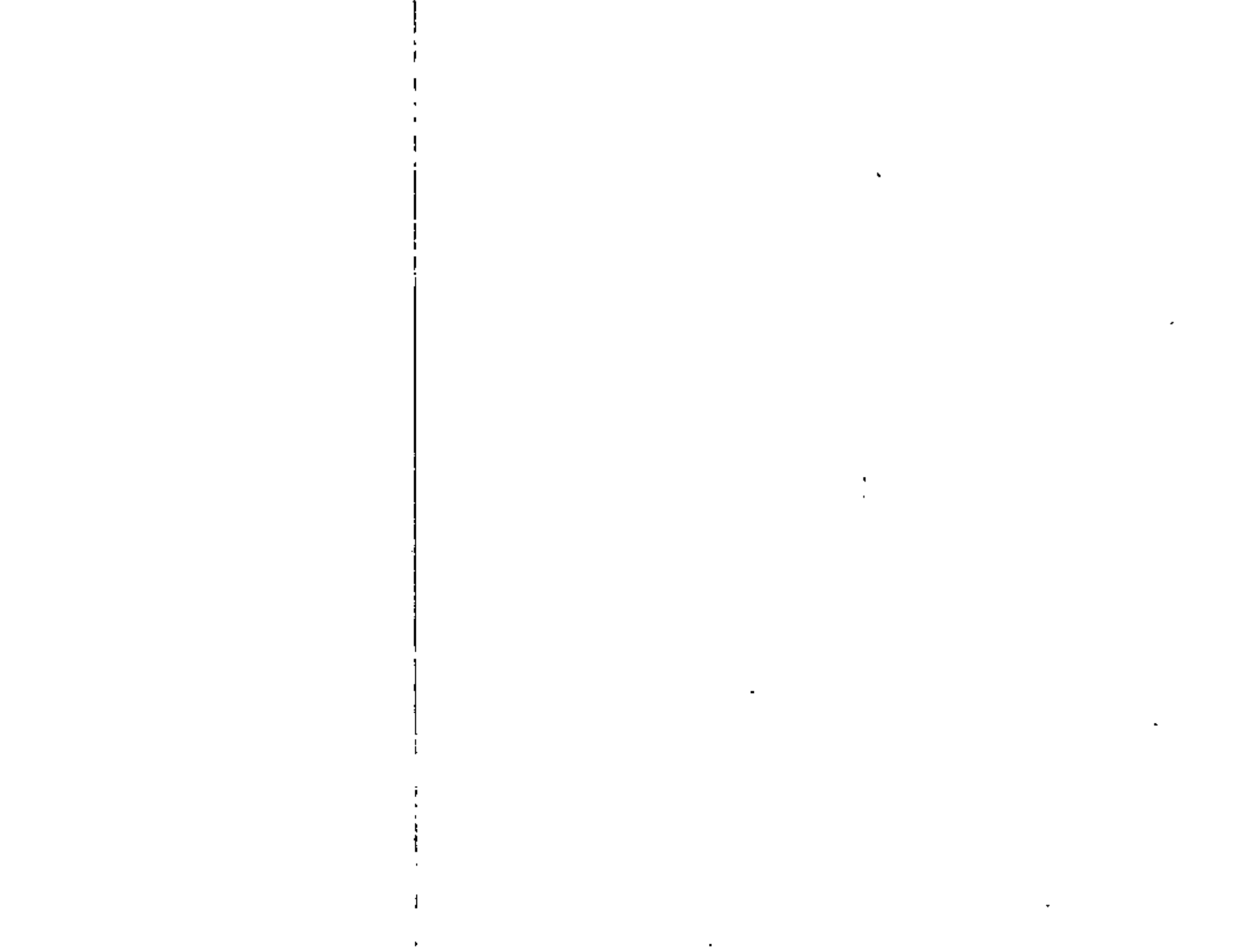


FIG. 7 Periodos óptimos de diseño

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





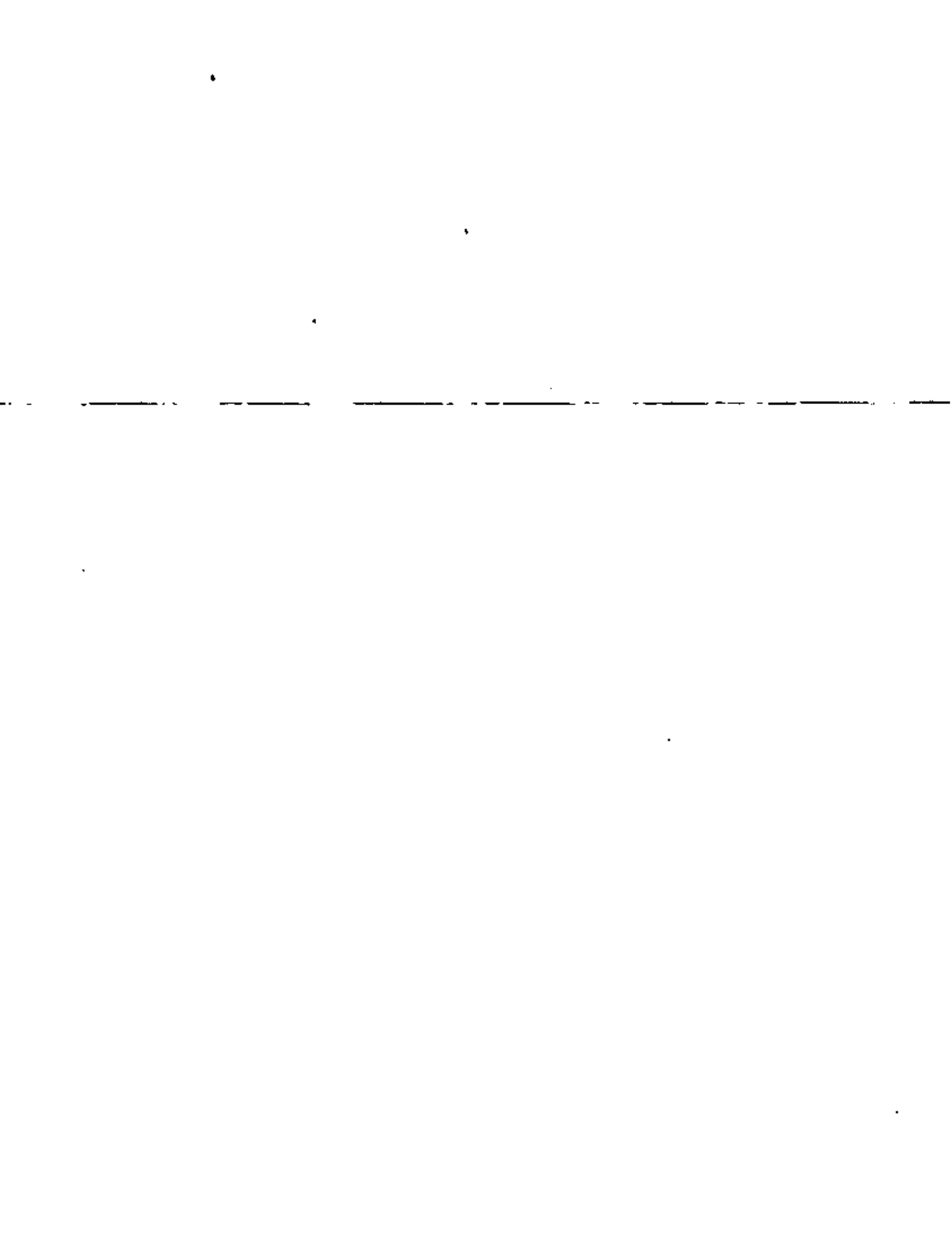
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES

En C Mario Solano González

Julio, 1981



Parte I

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

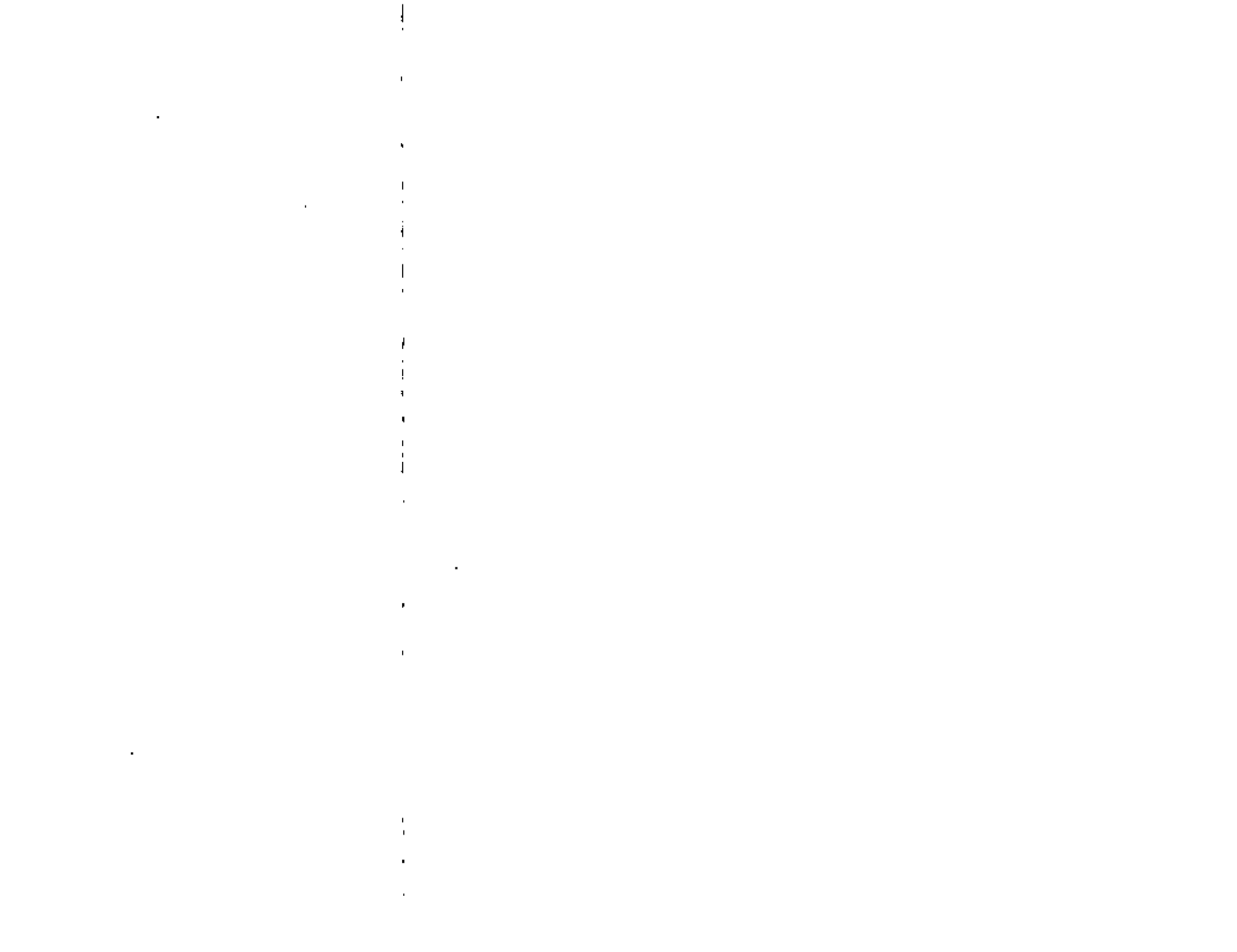
2.1 PRECIPITACION,

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

TABLA 2.1.1

DISMINUCION DE LA PRECIPITACION CON RELACION AL AREA

AREA (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.

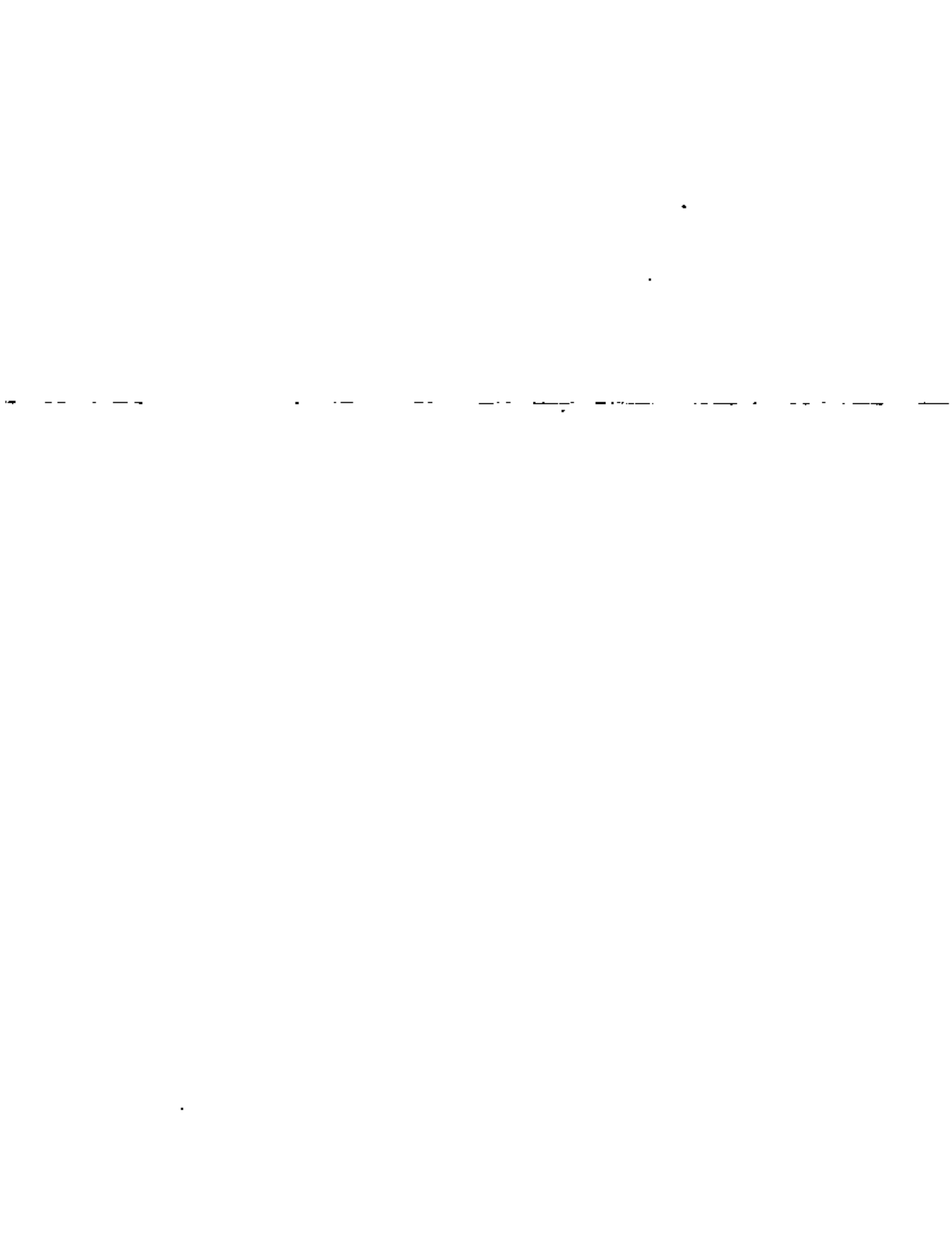
Se debe procurar tener una estación pluviométrica para cada 1500 Ha. en condiciones semejantes de topografía y vientos dominantes.

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 milímetros 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.

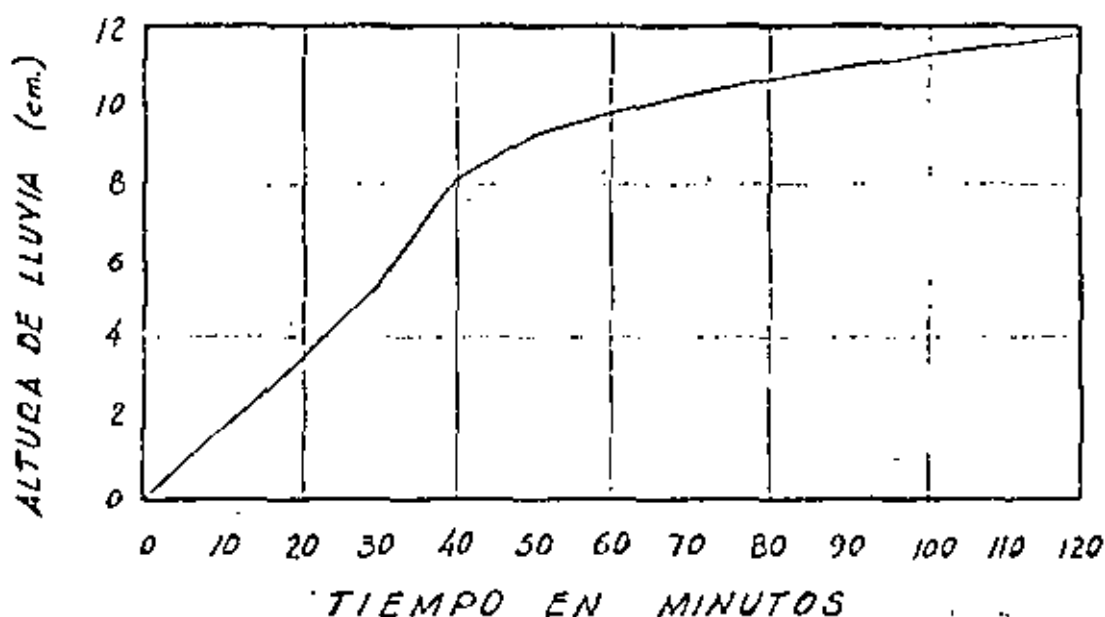


FIG. 2.2.1 REGISTRO DE LLUVIA



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.

..



.

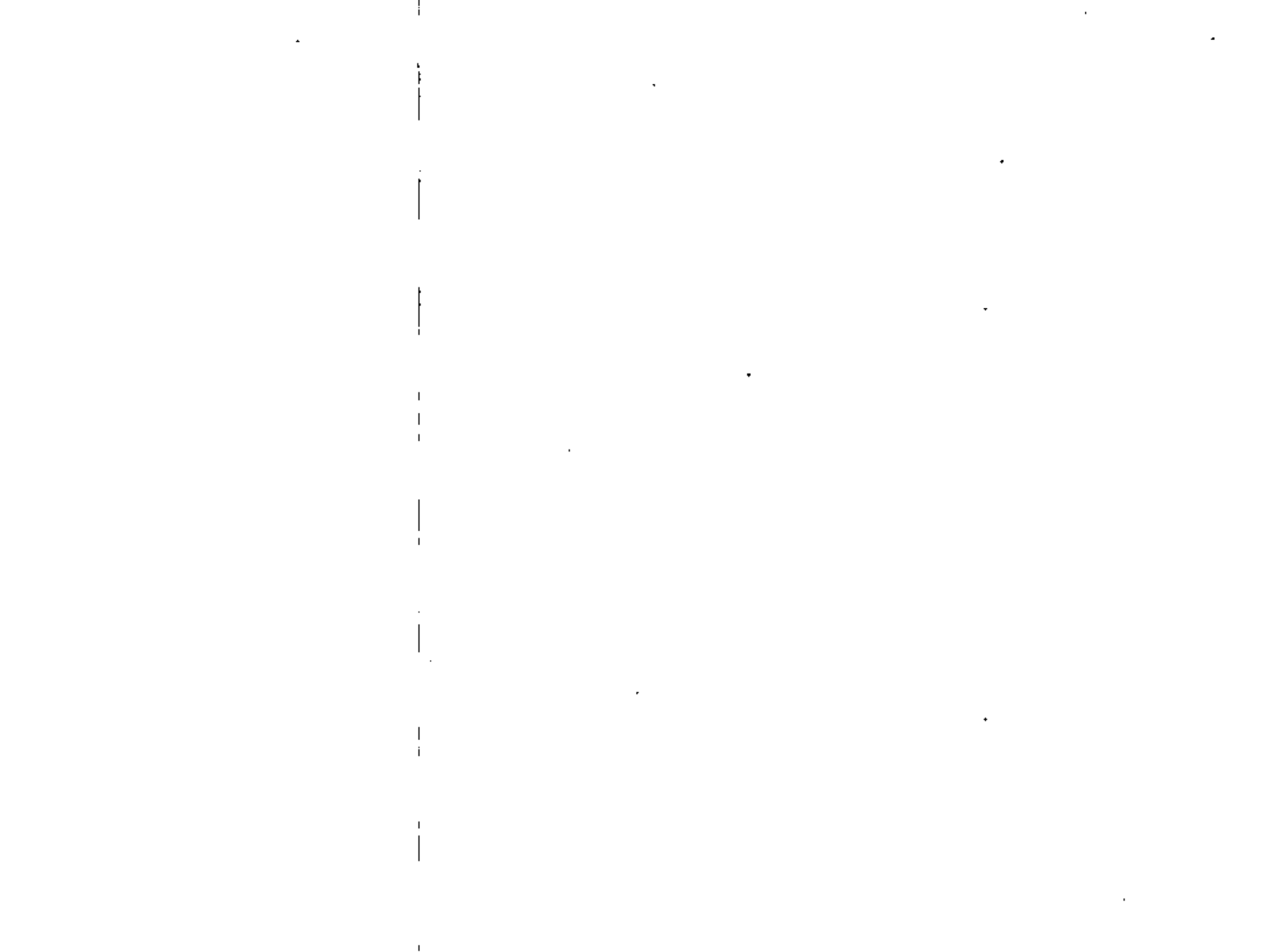
.

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	7.25	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

2-6



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

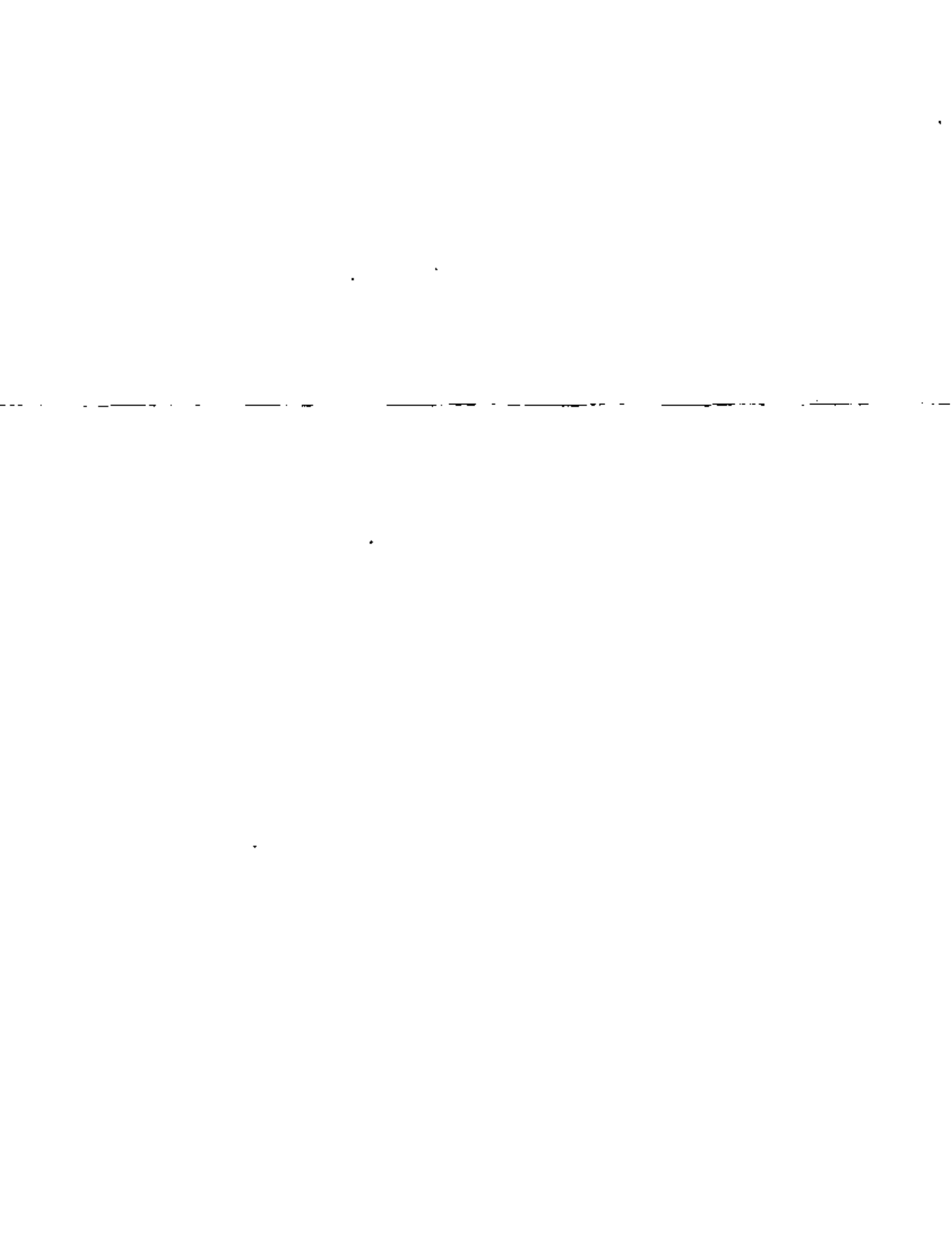


TABLA 2.2.2

ESTADÍSTICA DE RECURSOS HIDRÁULICOS
COMISION HIDROLOGICA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO

ESTACION METEOROLOGICA AVENIDA DEL TRABAJO

INTENSIDADES DE LLUVIA EN MILIMETROS POR HORA										
MINUTOS	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150
FECHA 1963										
Jun. 19	9.5	7.2	5.2	6.0	5.2	3.7	3.0	2.7	2.2	1.9
20	12.1	10.8	7.6	6.0	4.0	4.0	3.7	4.0	3.6	3.0
22	24.0	18.0	16.0	12.9	12.4	5.5	6.2	4.6	3.8	3.2
23	12.0	10.3	9.2	9.9	6.4	6.7	5.4	4.5	3.6	3.0
25	60.0	32.2	13.2	30.0	22.0	23.0	15.7	12.5	10.1	9.0
30	12.0	10.7	8.0	6.6	5.2	3.7	2.9	2.3	1.7	1.5
Jul. 1*	12.0	7.8	8.0	7.9	7.6	5.7	5.0	4.7	4.6	4.0
2	9.5	6.0	4.3	3.9	2.6	2.0	1.6	1.2	1.1	1.0
3	32.4	24.0	18.8	14.7	10.0	6.7	5.0	3.8	3.0	2.5
8	12.0	7.8	8.0	6.0	4.8	4.0	5.0	3.8	3.0	2.5
10	21.6	16.0	16.0	12.9	10.0	6.7	5.0	3.8	3.0	2.5
12	1.6	2.4	1.6	1.3	1.2	0.3	0.0	0.5	0.4	0.4
13	14.4	12.0	9.6	9.0	3.0	6.7	5.6	4.7	4.2	4.0
16	12.0	6.0	4.0	3.0	2.0	1.2	1.0	0.8	0.6	0.5
22	43.0	23.9	20.0	15.0	10.4	7.2	5.5	4.3	3.5	3.0
23	24.0	16.2	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	1.3	1.3	1.0	0.5	0.4	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	18.0	13.5	10.5	9.0
8	24.0	18.0	12.8	12.0	10.0	6.7	5.0	3.8	3.0	2.5
9	50.4	36.0	28.0	21.0	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	3.4	3.1	2.9	2.4	2.0	1.8
15	12.0	42.0	32.0	24.0	16.0	10.6	8.0	6.0	4.8	4.0
20	15.6	15.6	16.0	13.2	10.0	6.7	5.2	4.1	3.2	2.7
25	6.0	3.6	2.8	2.4	1.6	1.2	0.9	0.8	0.6	0.5
26	14.4	8.4	7.2	6.0	4.0	2.7	2.0	1.5	1.2	1.0
29	8.4	4.8	3.6	2.7	1.3	1.3	1.0	0.8	0.6	0.5
30	147.6	102.0	90.4	75.0	56.0	40.0	28.0	25.5	22.8	19.0
Sep. 9	12.0	6.6	4.2	3.6	2.4	1.7	1.1	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	12.2	10.8	9.0	6.0	4.0	3.0	2.3	1.8	1.5
12	15.6	12.0	9.2	7.2	5.4	4.0	3.0	2.3	1.8	1.5
16	12.0	6.0	4.8	4.2	3.6	2.7	2.0	1.5	1.2	1.0
17	9.6	7.2	6.8	6.3	4.4	4.0	3.0	2.3	1.8	1.5
20	12.0	6.0	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.6	0.5
24	7.2	4.8	4.0	3.0	3.2	2.7	2.2	2.5	2.4	2.5
25	45.6	36.0	17.0	30.0	25.0	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	1.8	1.4	1.1	0.9
8	9.6	12.0	9.2	8.1	5.6	4.0	3.5	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	30.3	24.0	16.0	14.6	11.0	8.1	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
25	33.6	27.2	20.0	15.0	10.0	8.0	8.2	7.5	7.0	6.5
Nov. 6	10.8	6.0	5.6	5.4	4.4	4.9	4.6	3.8	3.0	2.5
7	9.4	4.2	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.6	0.5



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

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

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

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

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

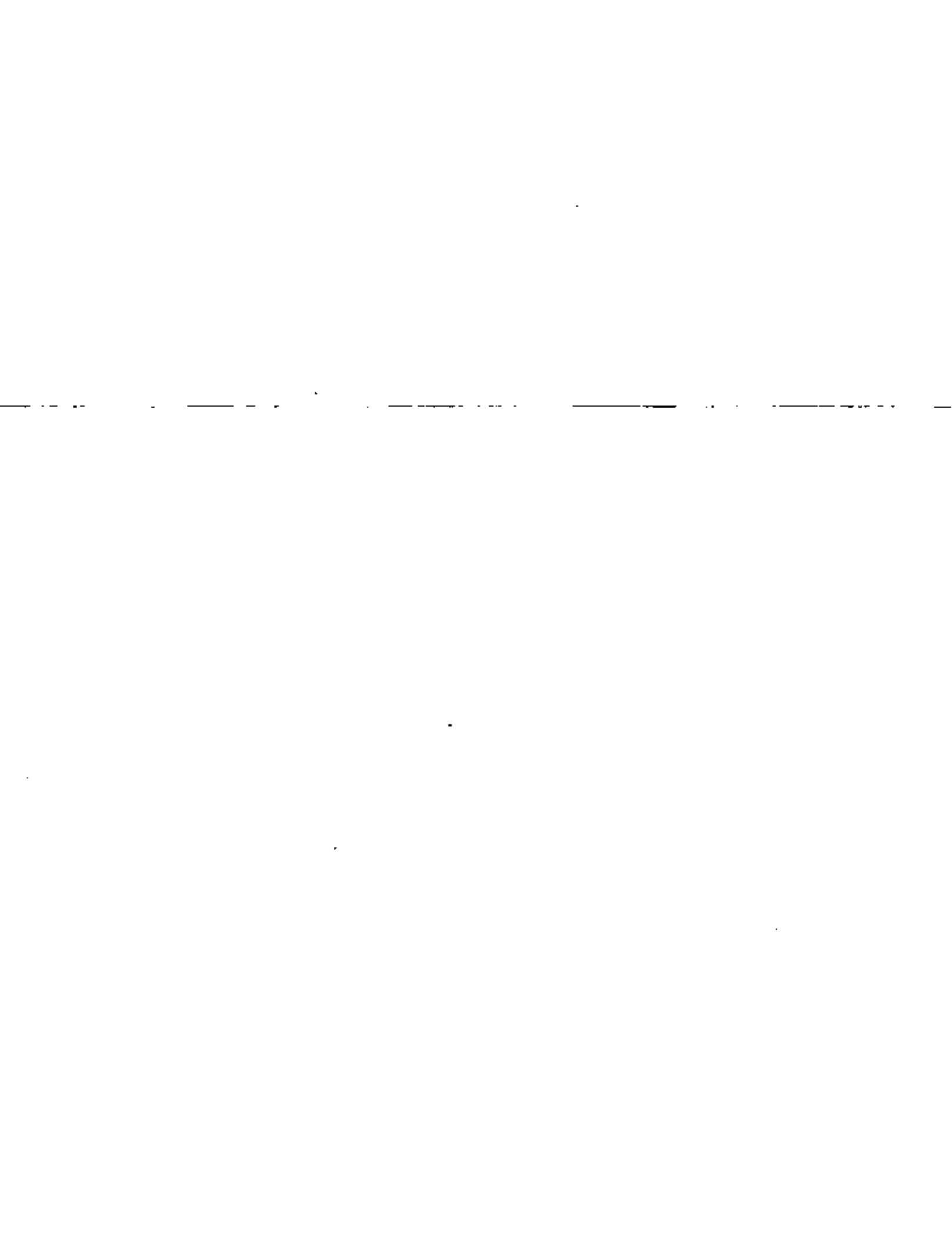


TABLA 2.3.1

NUMERO DE TORMENTAS QUE OCURREN PARA CADA RANGO DE INTENSIDAD Y DURACION.
 DURACION (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											

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

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

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

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

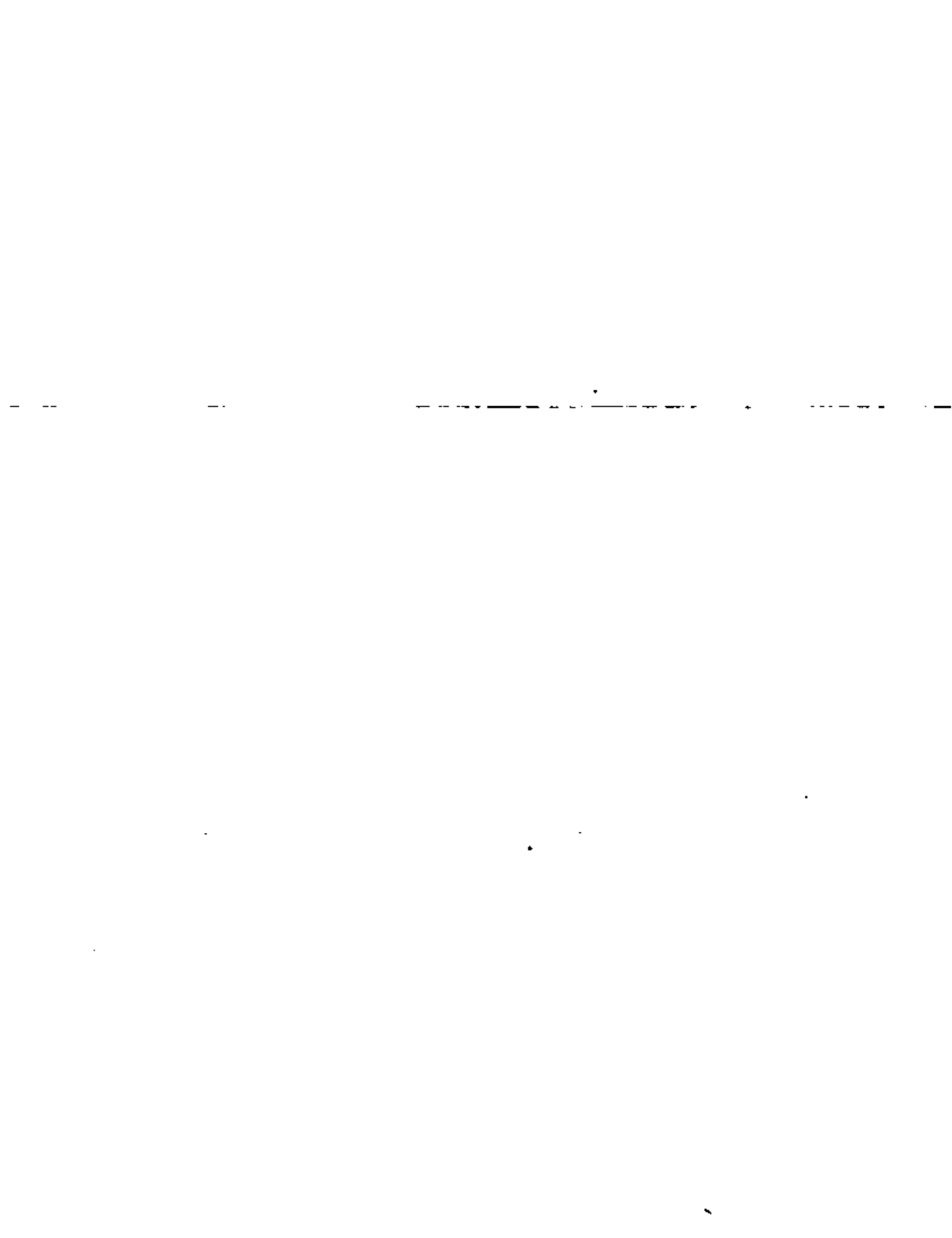
De esta misma forma podemos encontrar los valores para otros periodos de retorno:

Lluvia de 5 años:

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

Lluvia de 2 años:

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



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

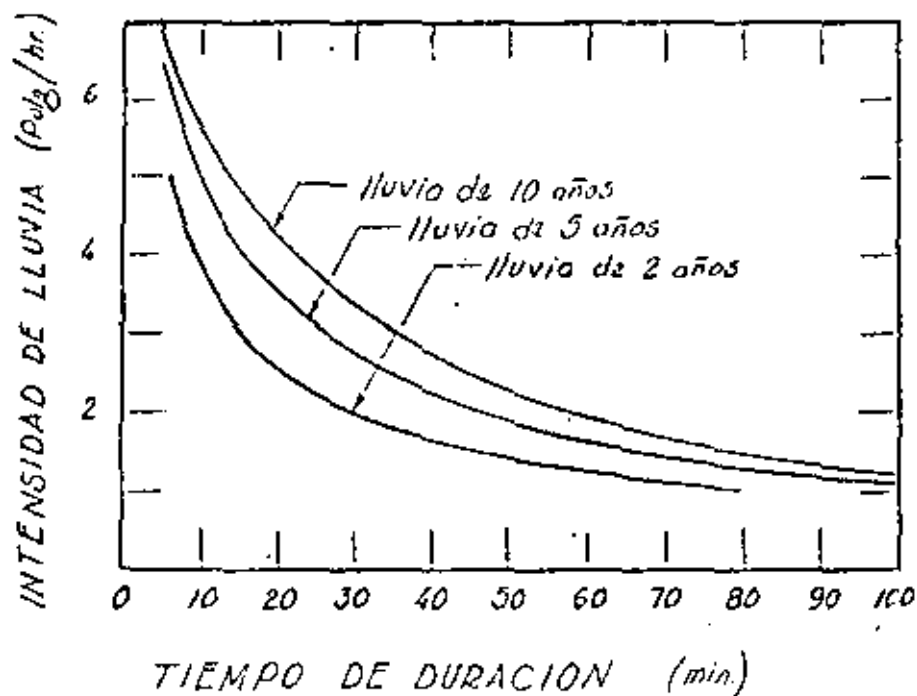
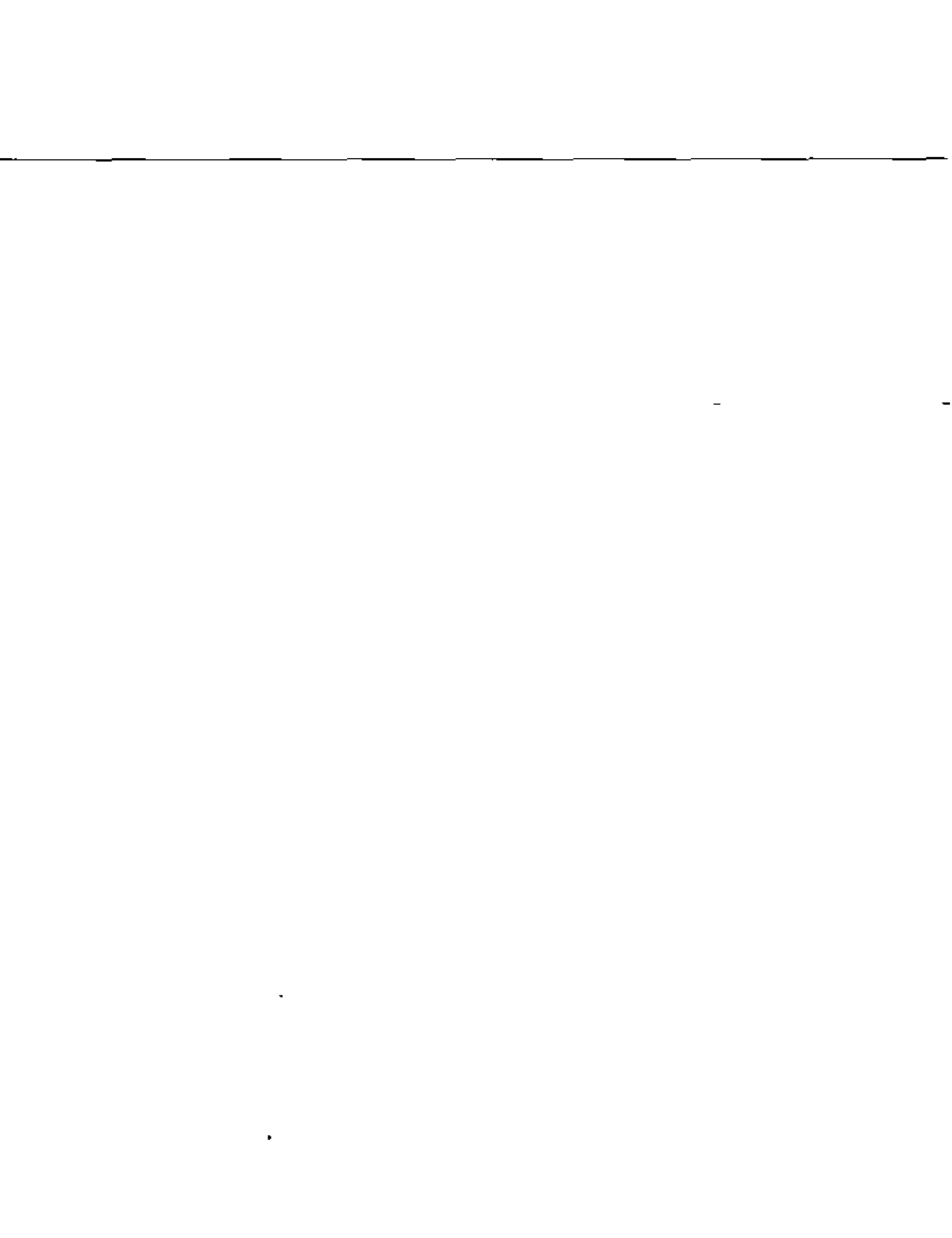


FIG. 2.3.1 RELACION INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO.



2.4 DETERMINACION DE LA RELACION INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO,

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

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

donde:

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

t = duración en minutos

T = período de retorno en años.

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



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

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

AJUSTE POR EL METODO DE MINIMOS CUADRADOS.

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

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

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

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

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



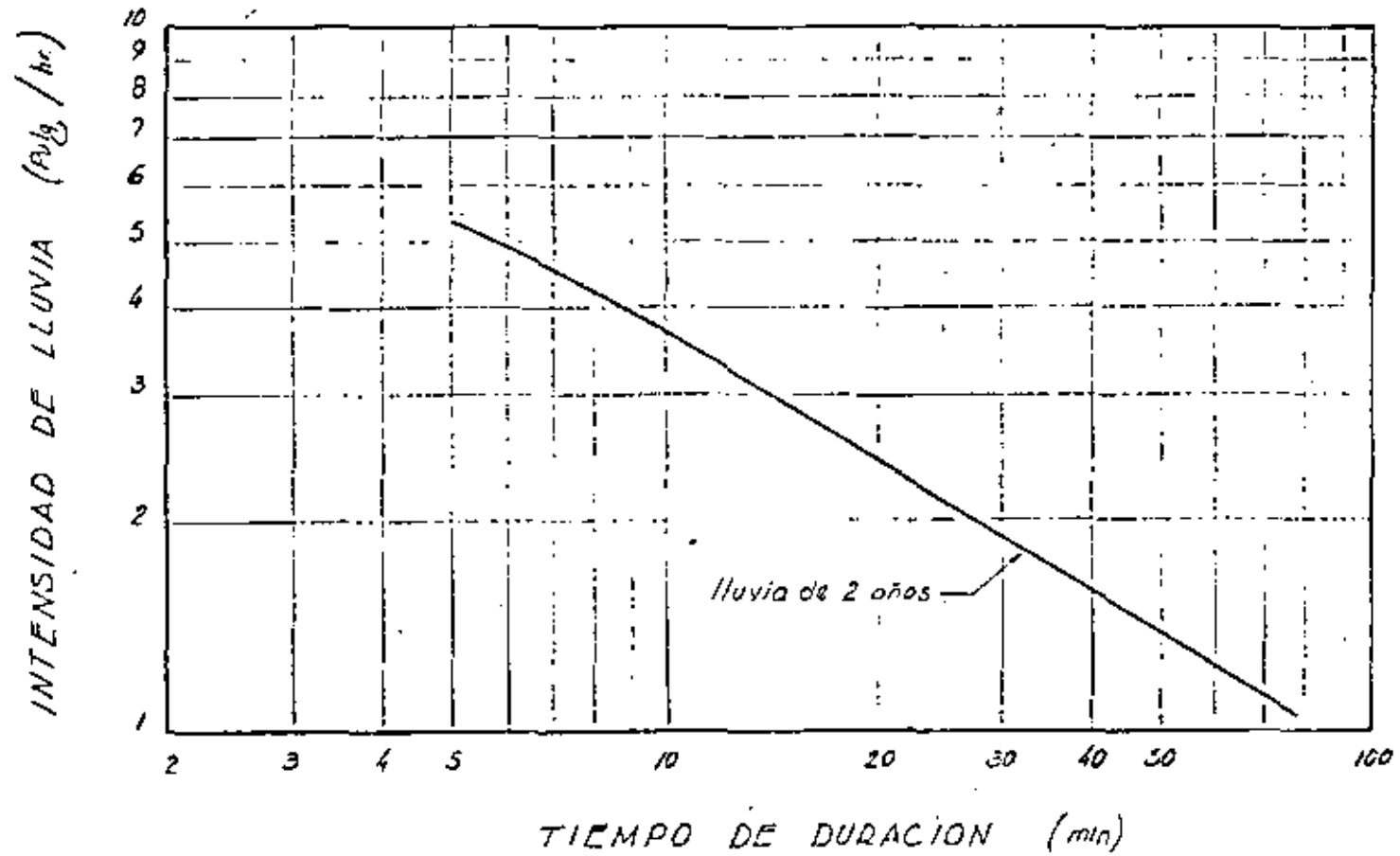


FIG. 2.4.1 RELACION INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

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:

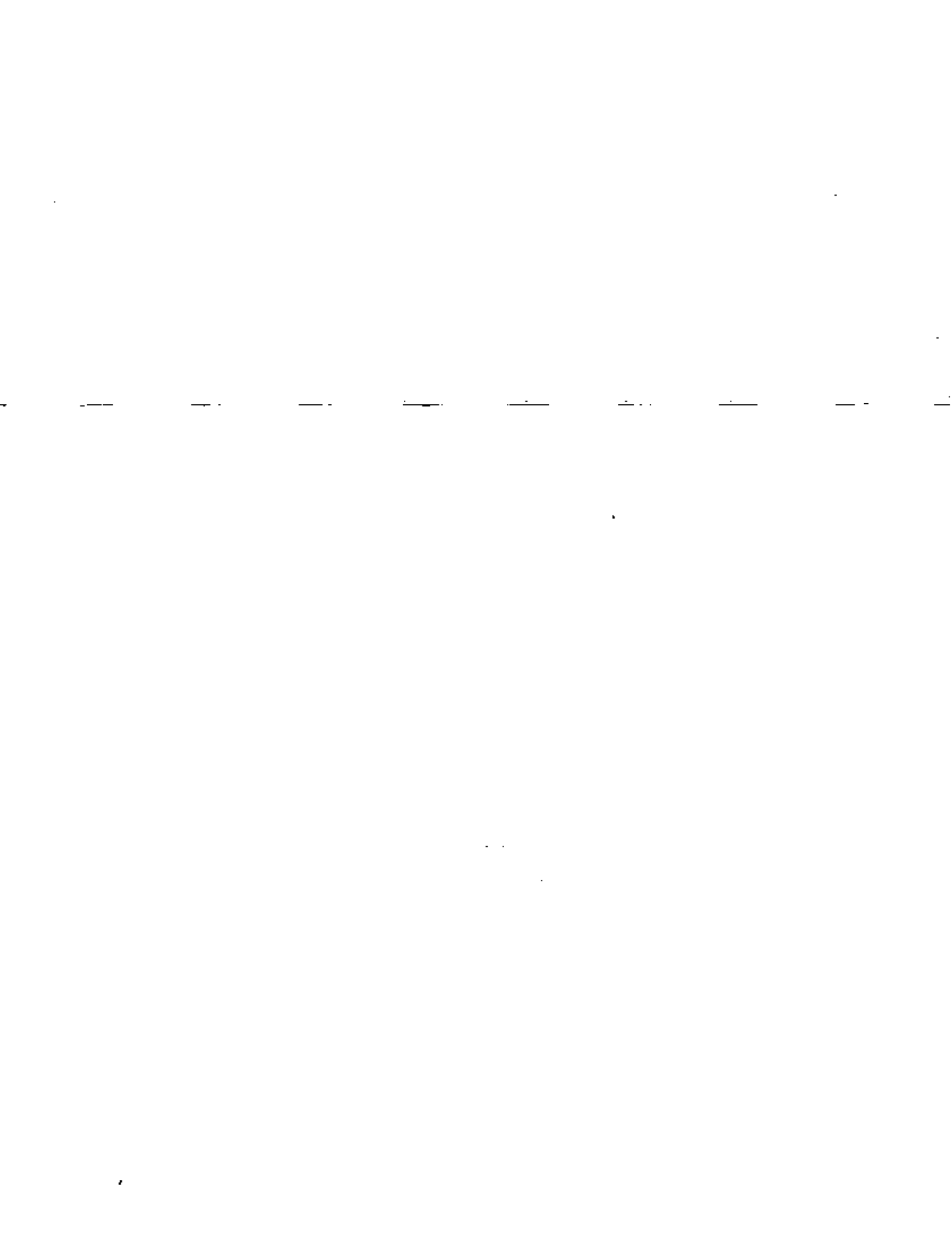
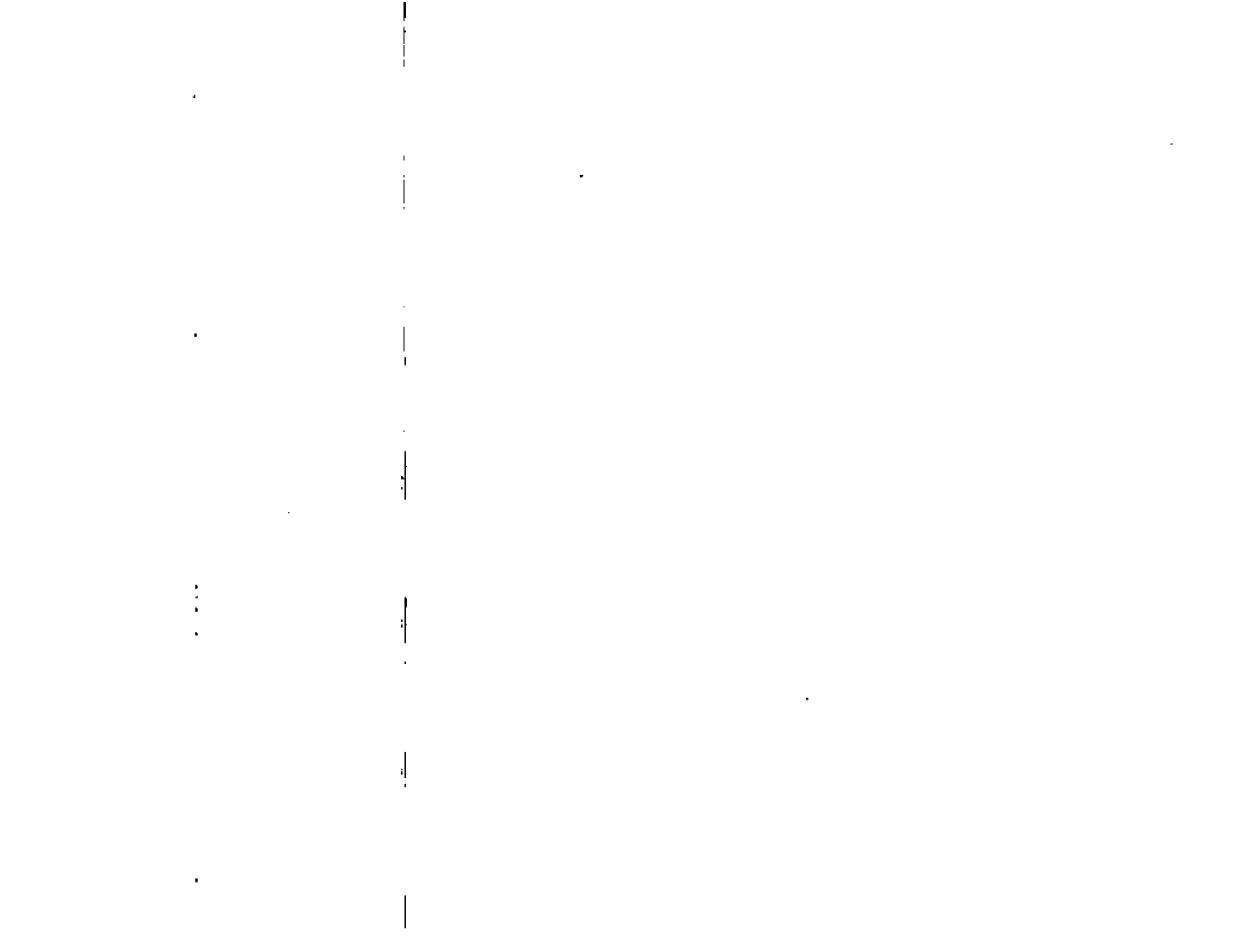


TABLA 2.4.1

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				



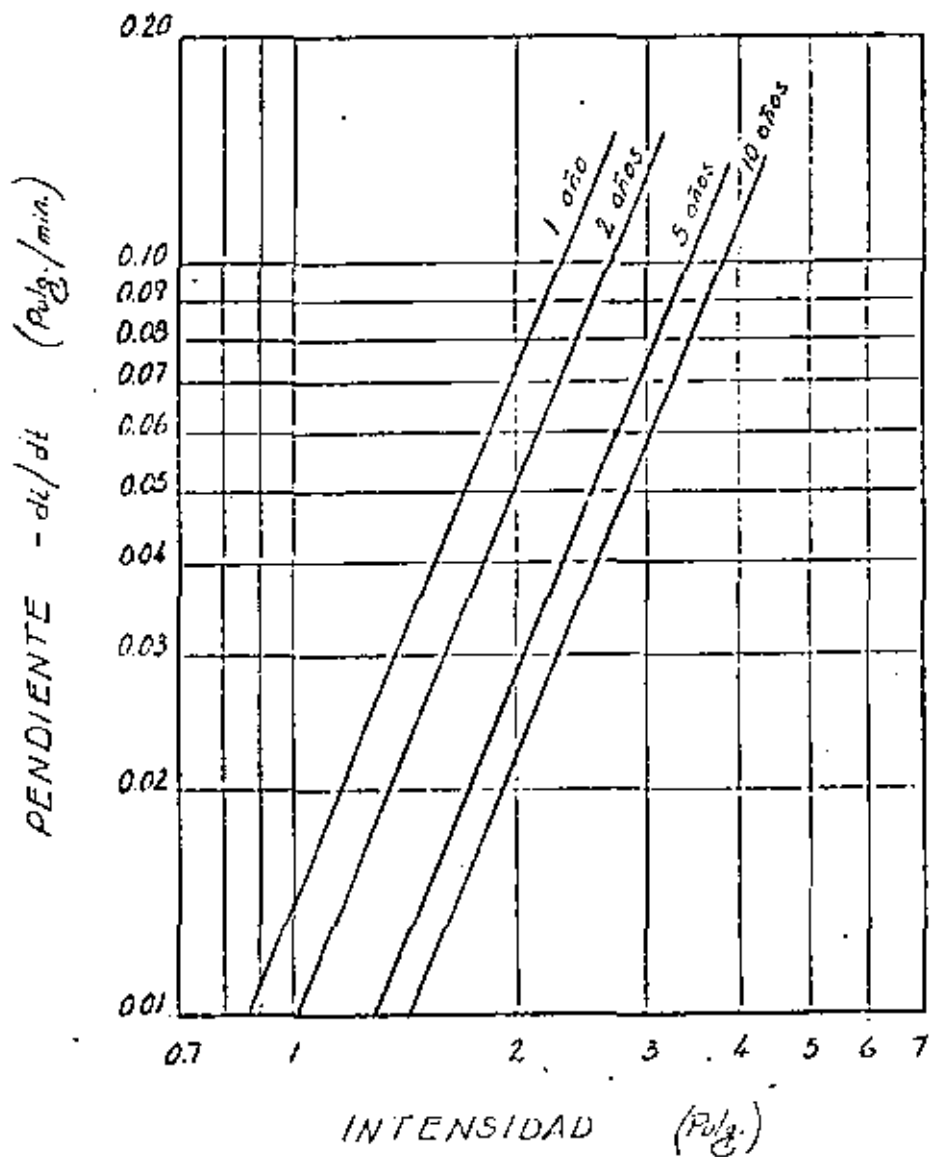


FIG 2.4.2 AJUSTE DEL REGISTRO DE LLUVIA

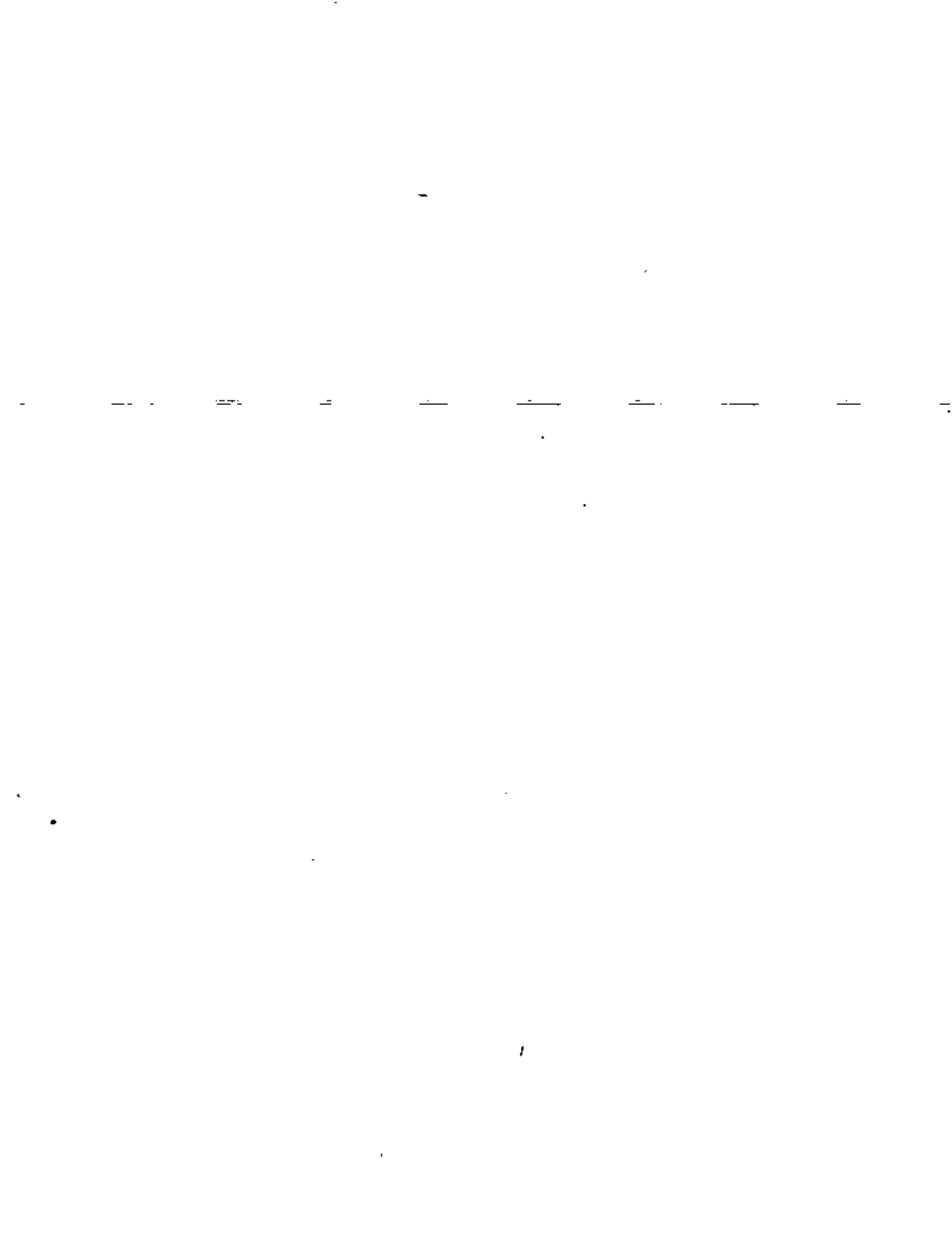


	$Y = \log (-di/dt)$				$X = \log i$			
	1 año	2 años	5 años	10 años	1 año	2 años	5 años	10 años
	-1.1192	-1.0434	-0.9412	-0.9329	0.2989	0.3820	0.5441	0.6201
	-1.4622	-1.3872	-1.1772	-1.1135	0.1959	0.2923	0.3909	0.5441
	-1.6021	-1.5376	-1.5376	-1.2984	0.1139	0.2014	0.3365	0.4200
	-1.7447	-1.7212	-1.6003	-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 antilogarítmos 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:

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

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

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

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:

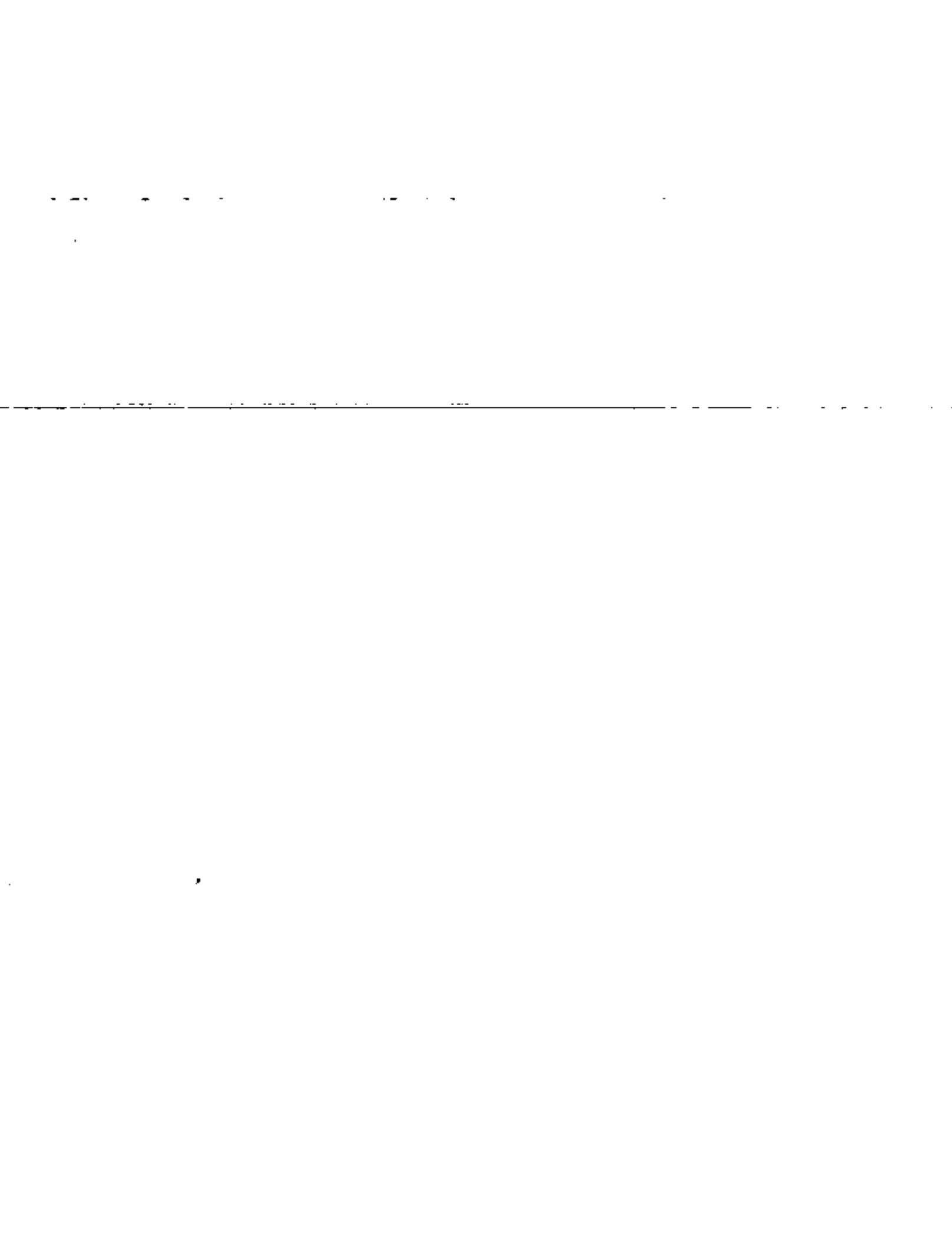
$$0.1393 \quad b = 0.3344 \quad b = 2.399 \quad y \quad n = 0.714$$

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 esta 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).

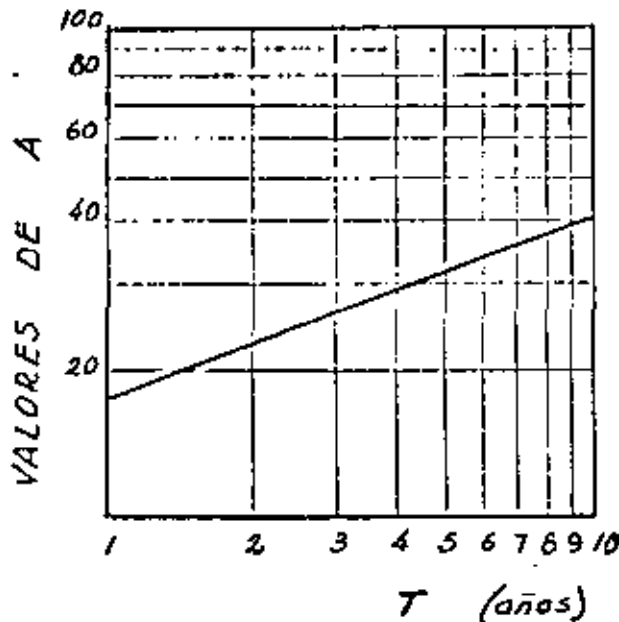
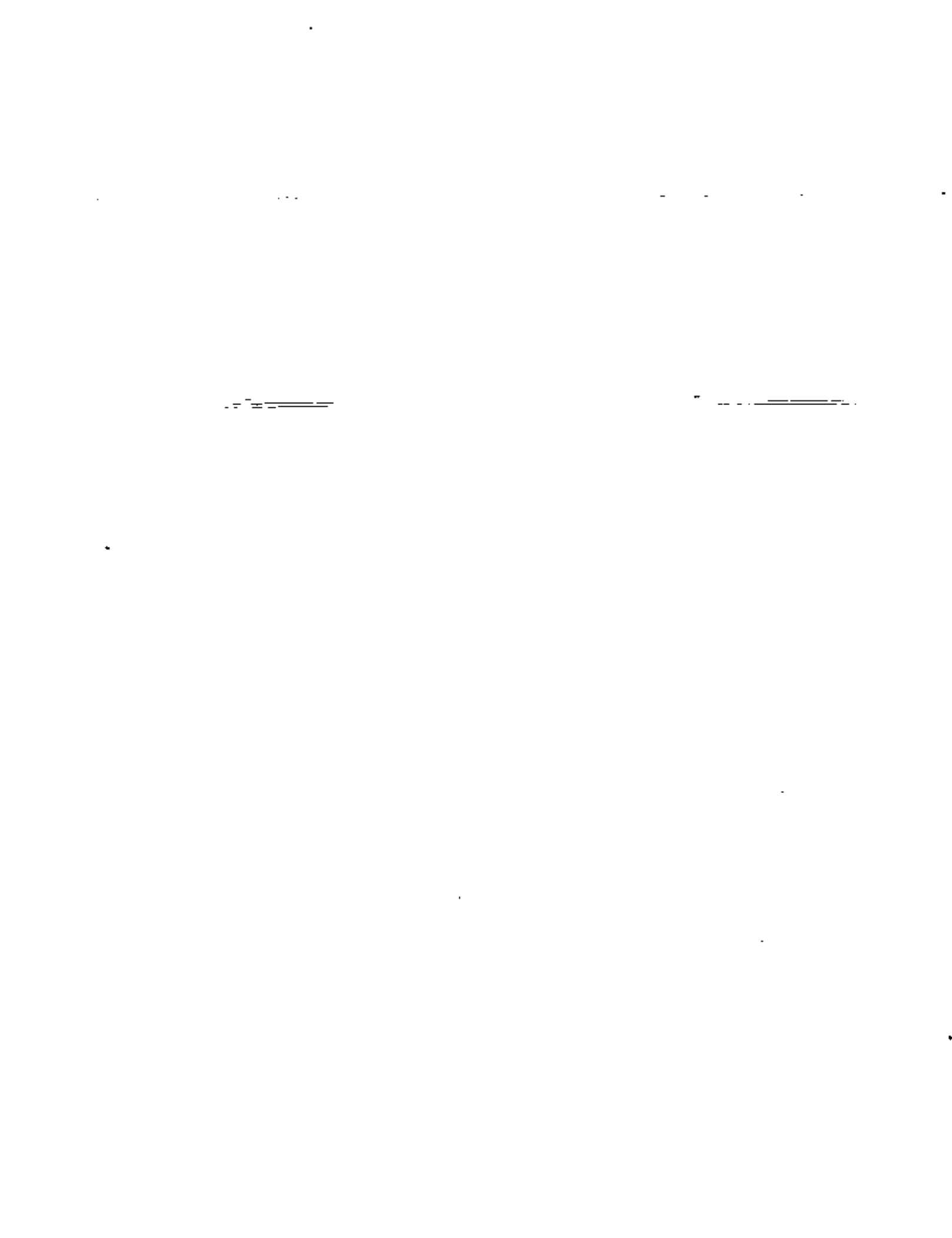


FIG. 2.4.3



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	5.6655	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

=====

=====

=====

=====

=====

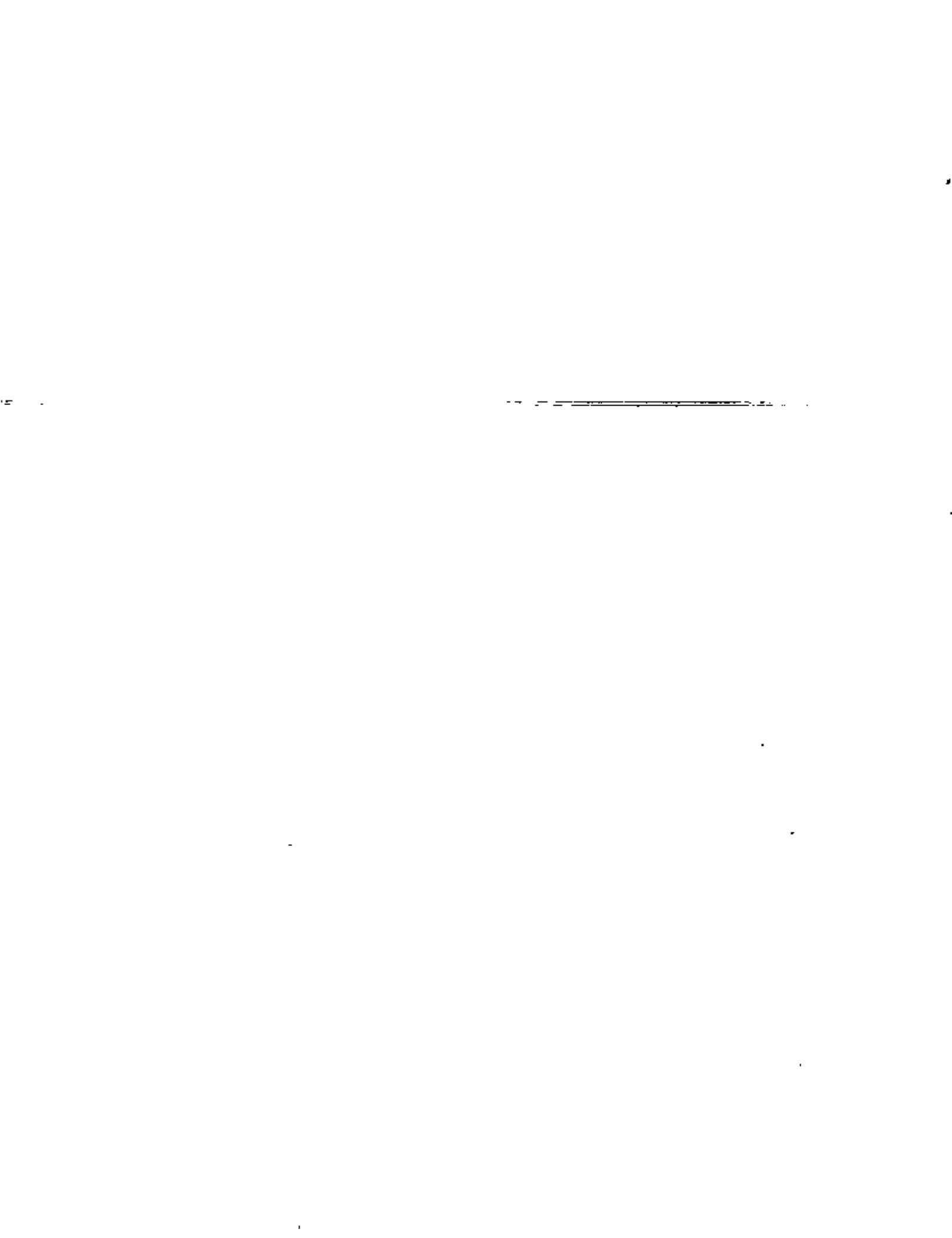
$Y = (A/i)^{1/n}$ y $X = t$ respectivamente. Como la pendiente es $1 = (M_y - d)/(M_x - 0)$ tenemos que $d = M_y - M_x$. Haciendo los promedios obtenemos que $M_y = 36.0$ y $M_x = 35.0$ por lo que $d = 1$. Finalmente sustituyendo este valor, la ecuación que relaciona la intensidad - duración - periodo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

ANÁLISIS ESTADÍSTICO

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

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

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

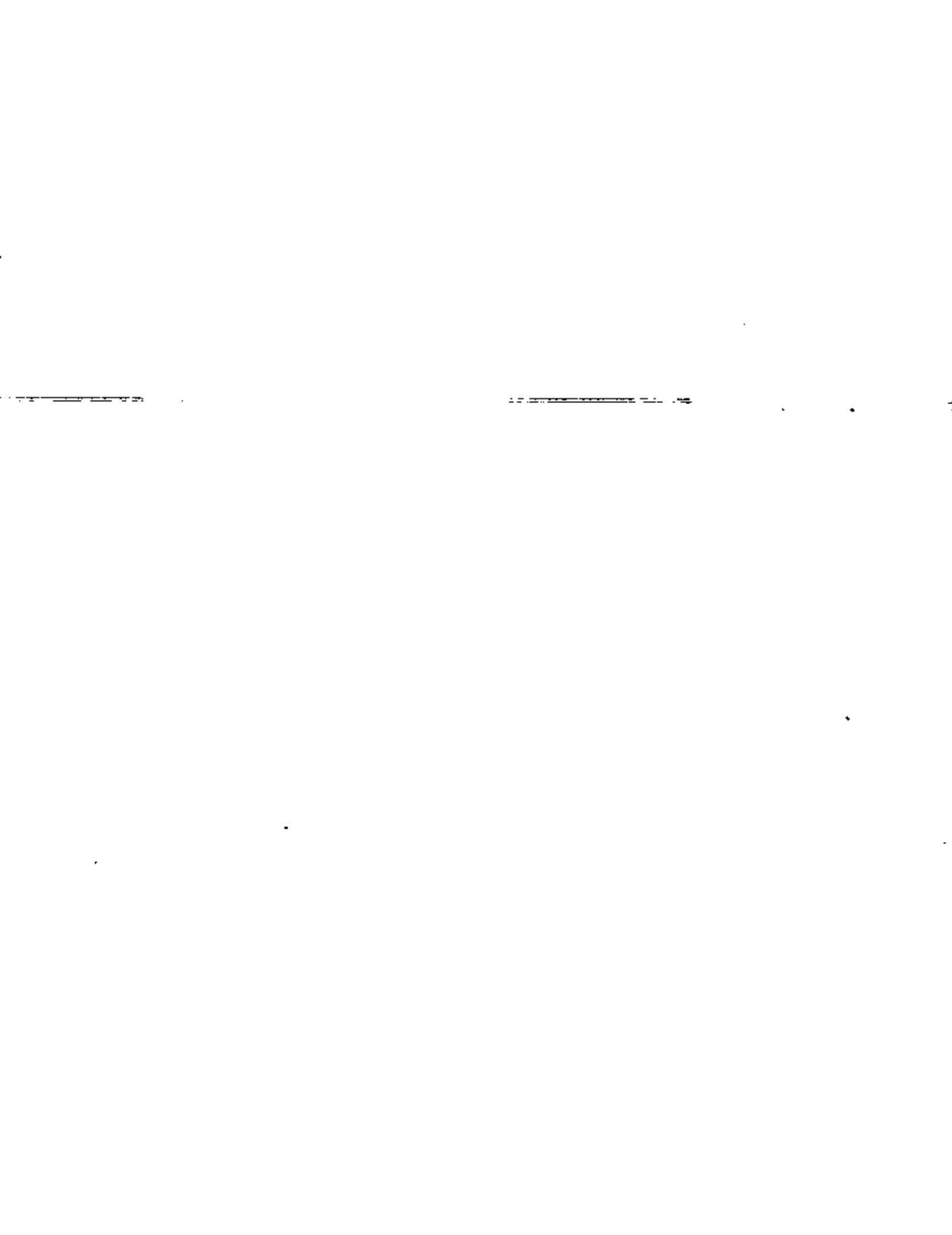


cada duración, sin importarnos el año en que acontecieron; el rango entre los valores máximo y mínimo se divide en intervalos de clasificación para luego determinar el número de intensidades, o frecuencia, que existe dentro de cada intervalo.

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

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

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



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

Hay conveniencia de graficar los datos en papel probabilístico aritmético o geométrico, ajustando a una recta. En base a este ajuste ya se puede elaborar la expresión que relaciona i contra t , en función del valor medio (aritmético o geométrico), la desviación standard y el coeficiente de esviajamiento 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:

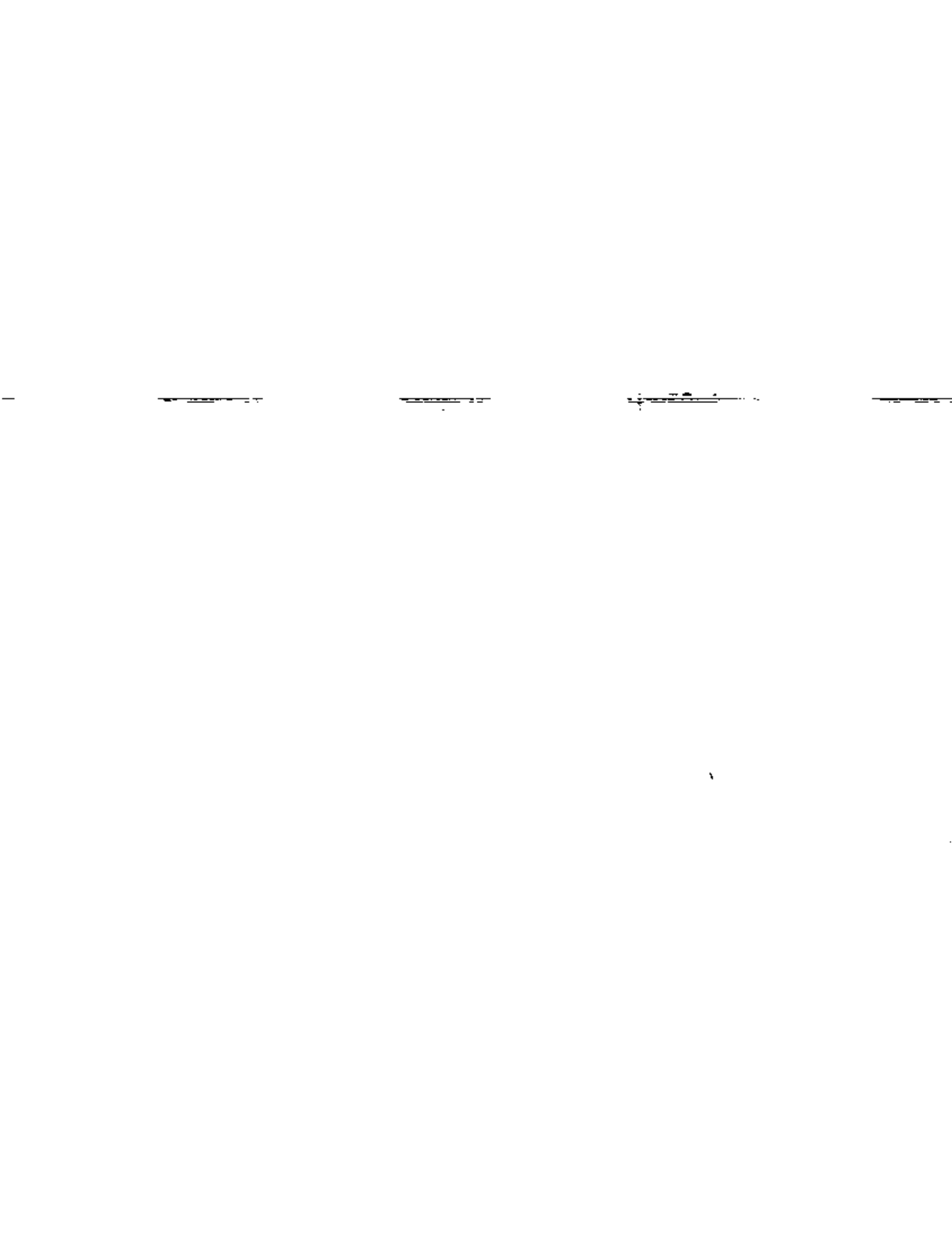
$$Y = Y_0 \left\{ 1 + \left[(X - \mu) + d \right] / a \right\}^{-\gamma a} \exp \left\{ -\gamma \left[(X - \mu) + d \right] \right\}$$

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 TORRENTA DE DISEÑO

La tormenta de diseño, para el análisis de la red de alcantarillado 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

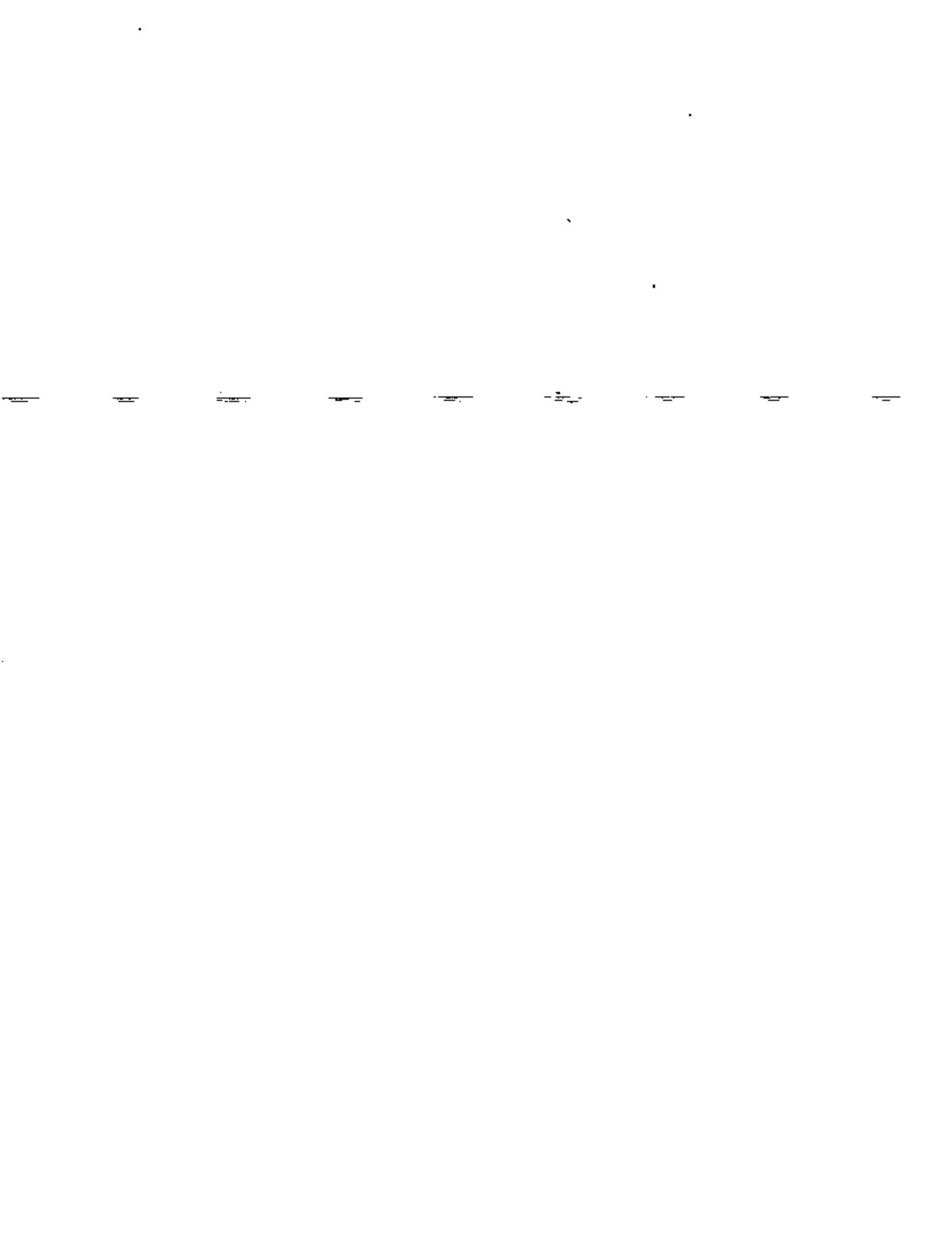
t = tiempo de duración de la lluvia en min.

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



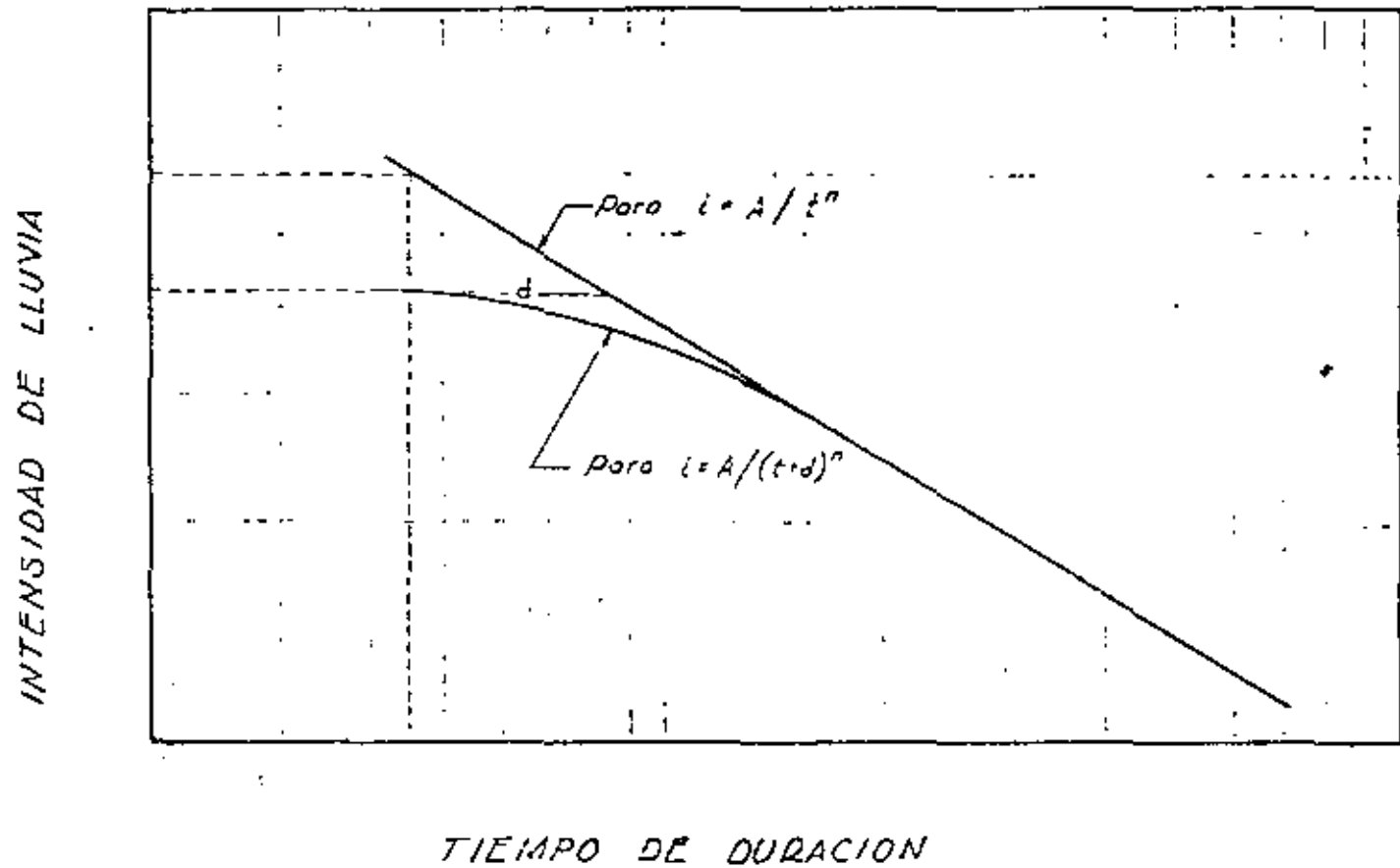
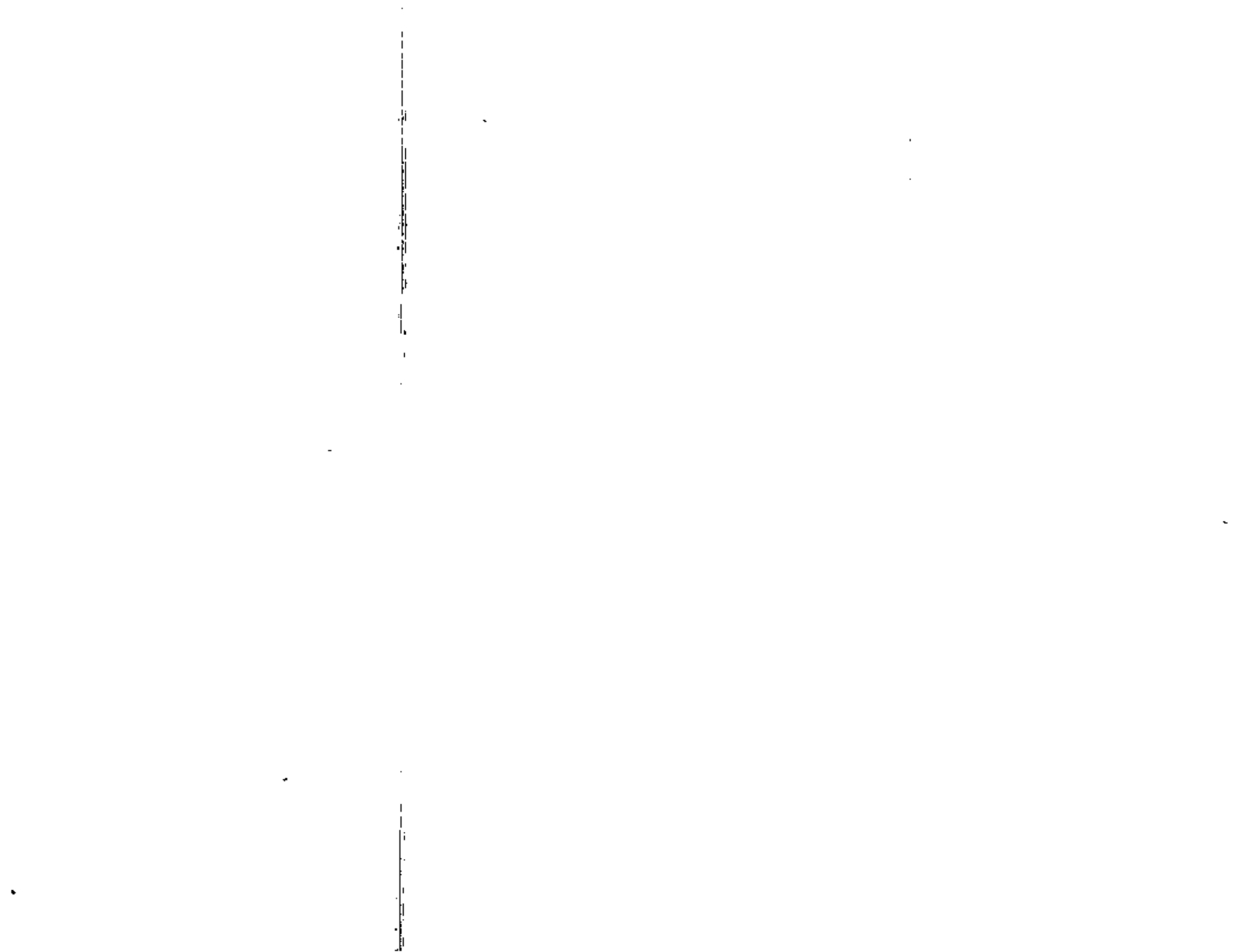


FIG. 2.5.1

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.

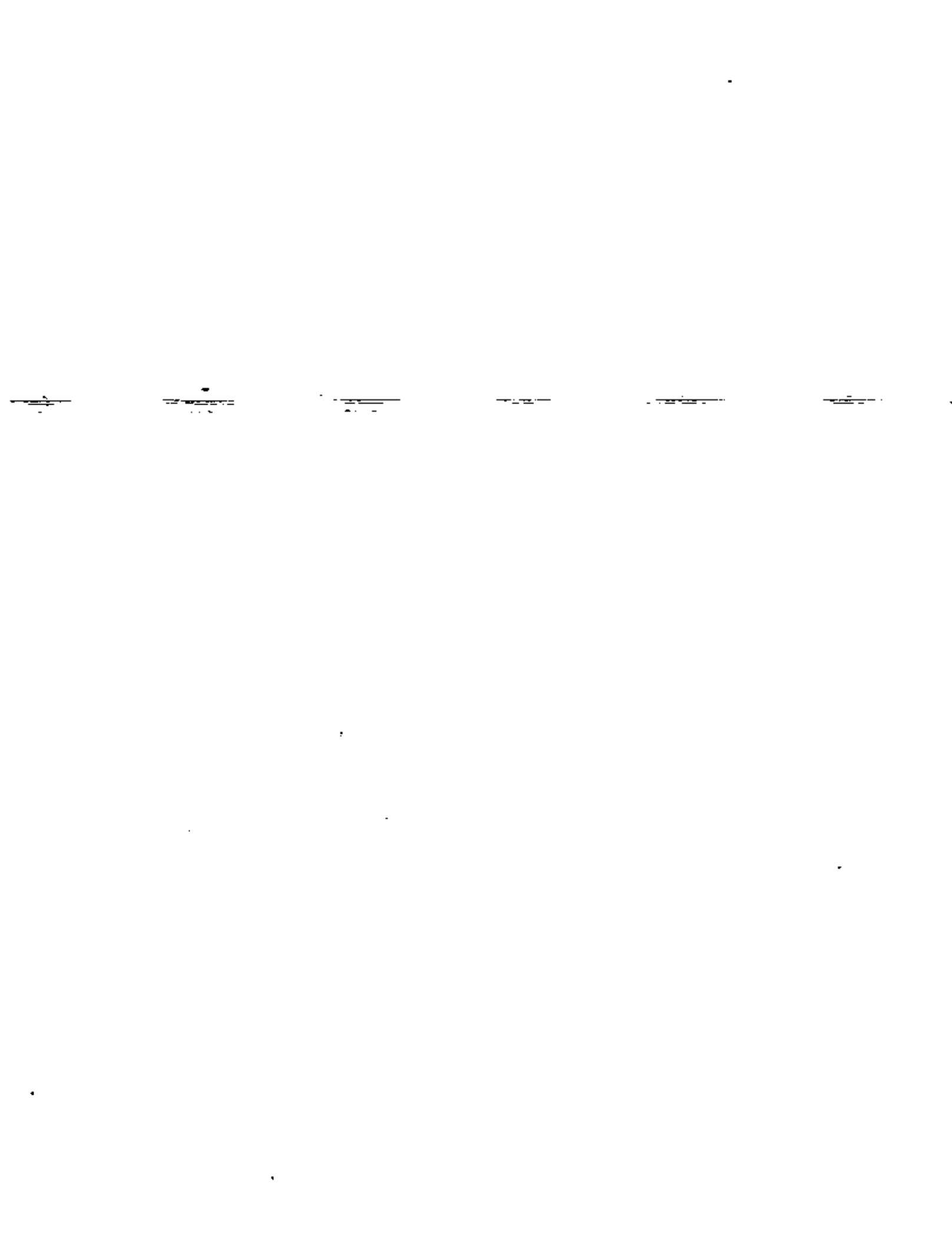
Para los procedimientos que cuantifican el tránsito de las tormentas mediante los análisis del escurrimiento, se requiere del conocimiento de la variación cronológica de la tormenta, o yetograma de proyecto, para su proceso que representa el fenómeno de retardo, pérdidas y regularización cuya secuela 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 elige el intervalo de tiempo en que se dividirá el yetograma, y se calcula la intensidad máxima de lluvia para cada duración con la expresión:

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

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



GASTO

TORNENTA DE BRONCO

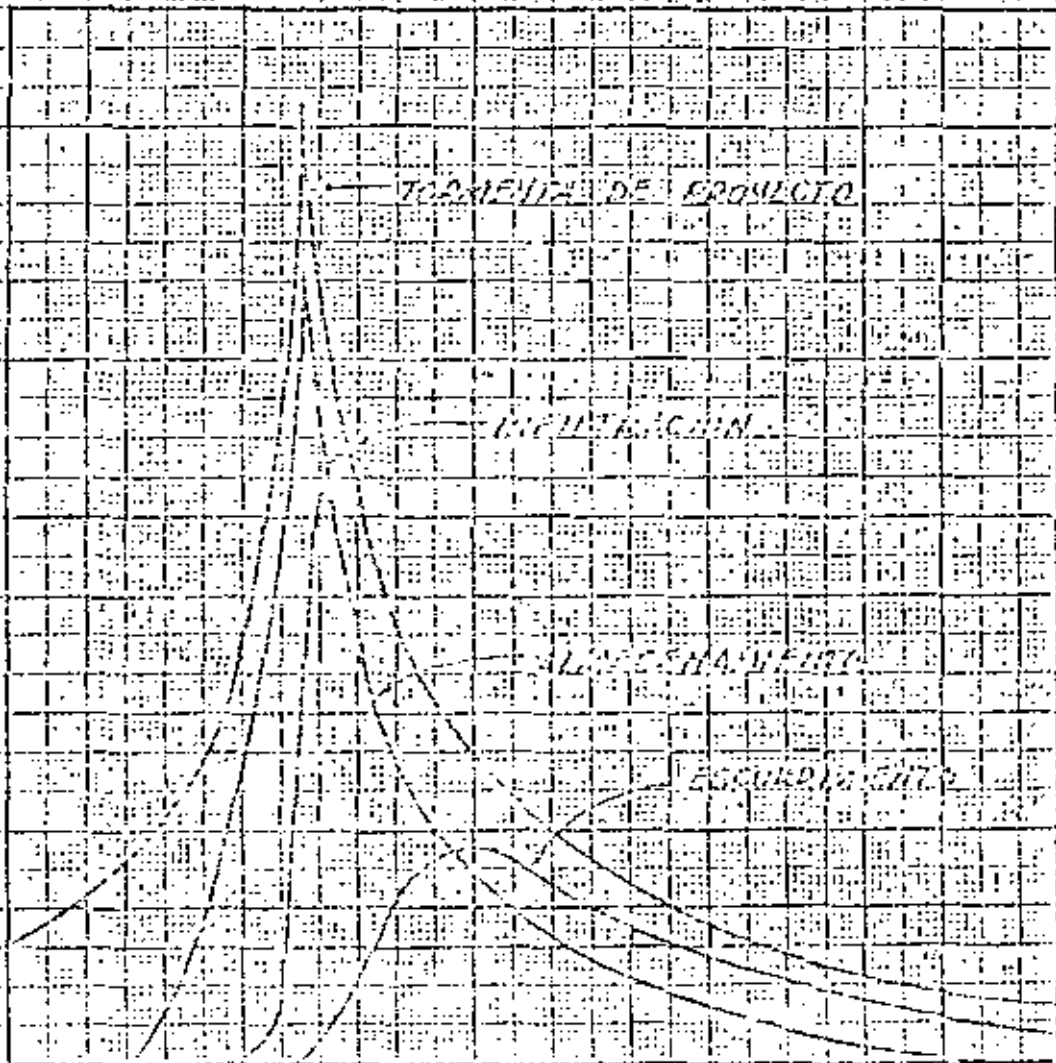
RENTA

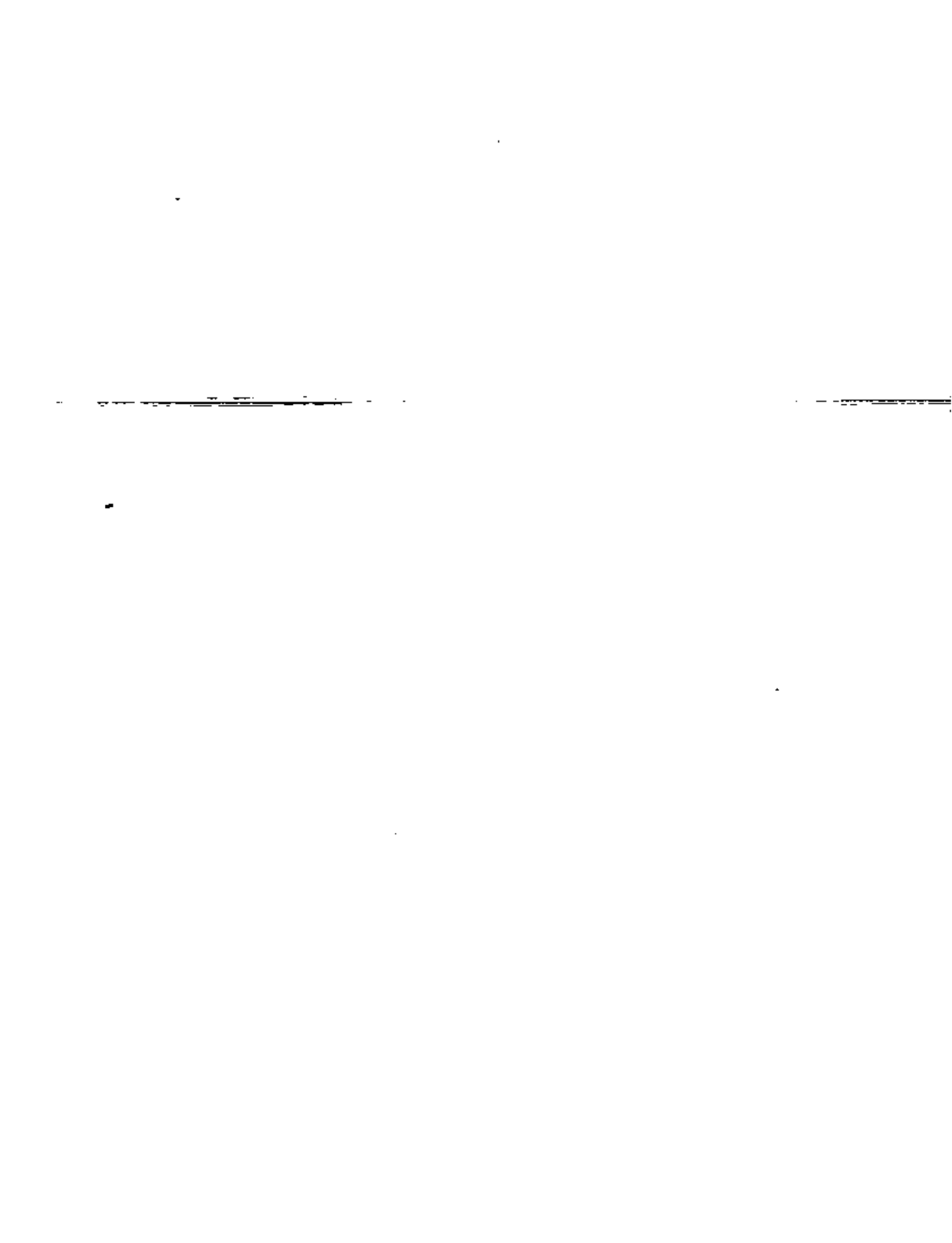
ALCANTARILLO

ESCURDIDURA

TIEMPO

FIG. 252





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

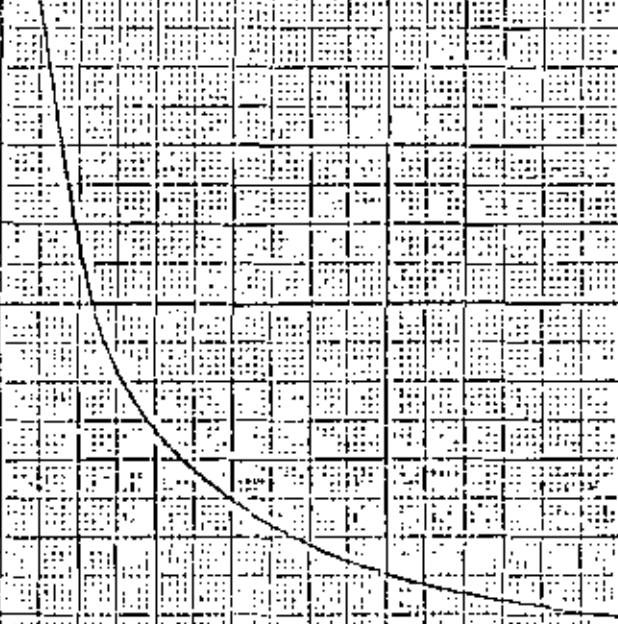
Se determina después, en base a los registros de las tormentas máximas el tiempo en que se presenta la intensidad máxima o tiempo pico, y se distribuyen los valores calculados anteriormente desde ese tiempo hacia el inicio, y de ese tiempo pico hacia el final de la tormenta (fig. 2.5.5) tomando en cuenta 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 20 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 VIBRACION (mm/s)

200
150
100
50
0



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

FIG. 2.5.3

INTENSIDAD DE VIBRACION (mm/s)

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

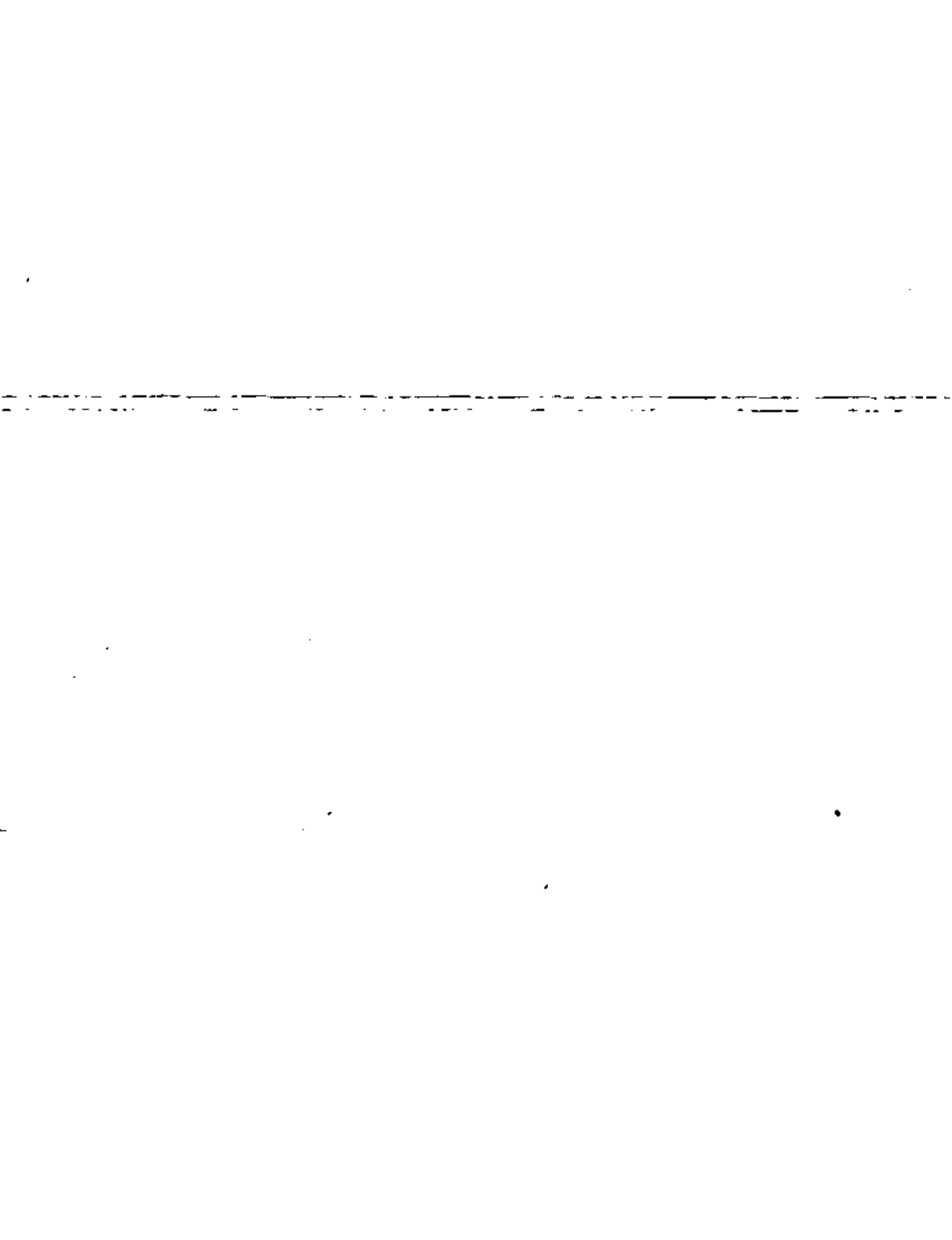
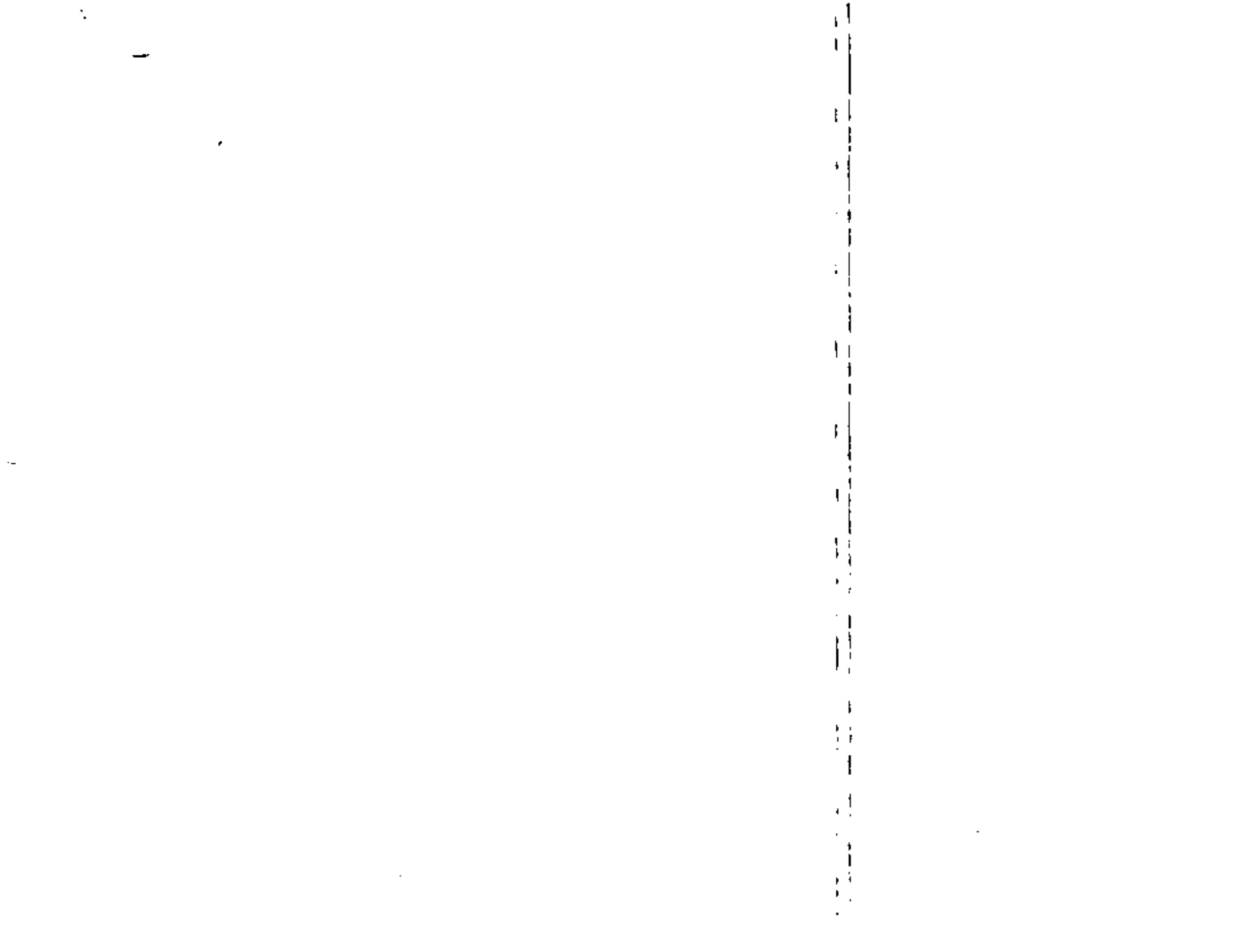


TABLA 2.5.1

OBTENCION DEL YETOGRAMA DE DISEÑO

Duración de la -- lluvia.	Incremento de tiempo.	Intensidad máxima para 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	4.93	59.76	36.24
20	5	109.30	36.43	4.08	48.96	109.30
25	5	95.88	39.65	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





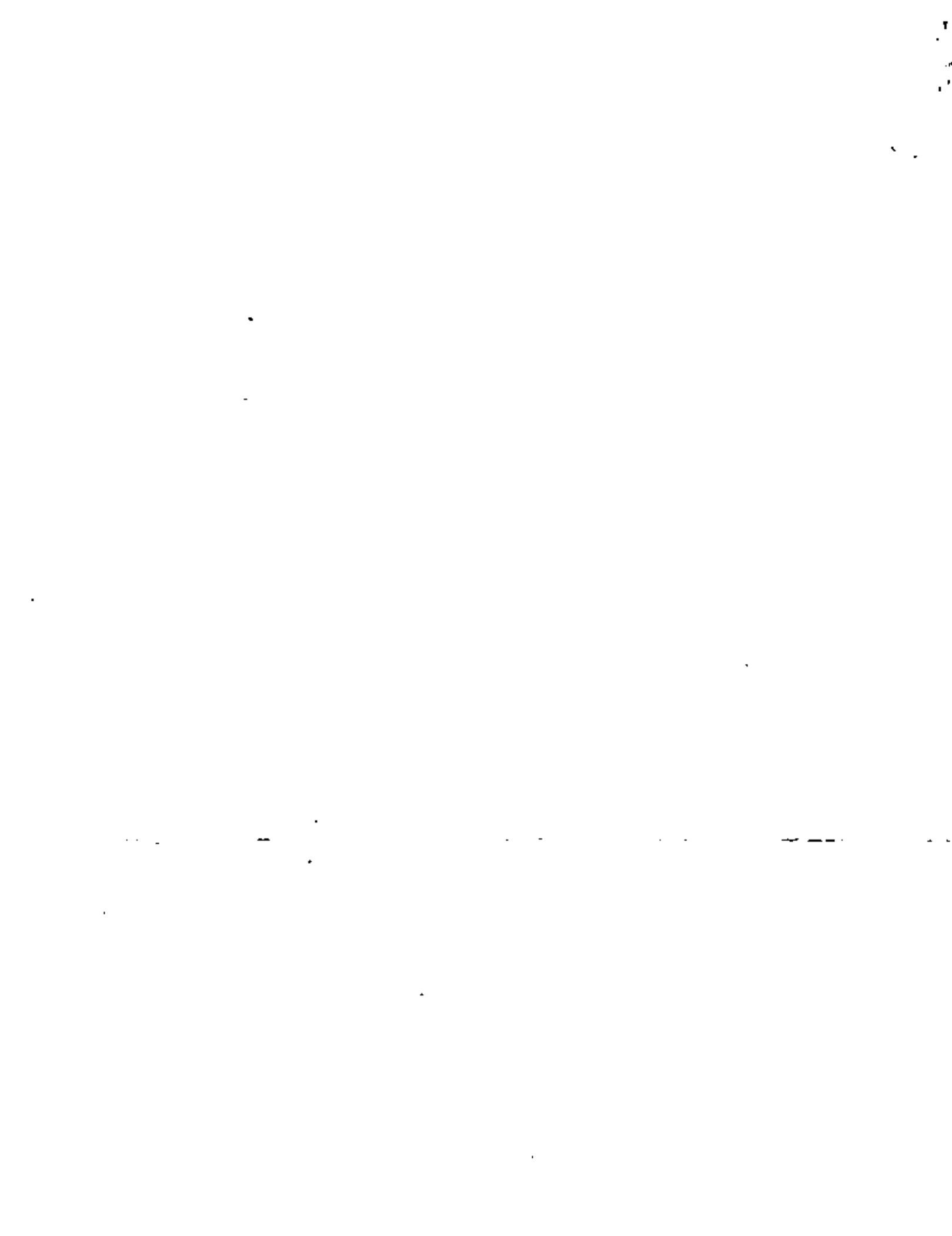
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES
II PARTE

Ing. Mario Solano González

JULIO, 1981



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 tuberfa).

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

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

donde:

t_e = tiempo de entrada (min).



L = longitud de recorrido superficial del fluido (m)

S = pendiente del cauce en porciento.

DISEÑO DE LAS ATARJEAS,

Los parámetros que caracterizan a estos elementos del sistema son:

Longitud de entrada, $L = 50$ m

Pendiente, $S = 0.001$

Area drenada, $A = 12,500$ 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:

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

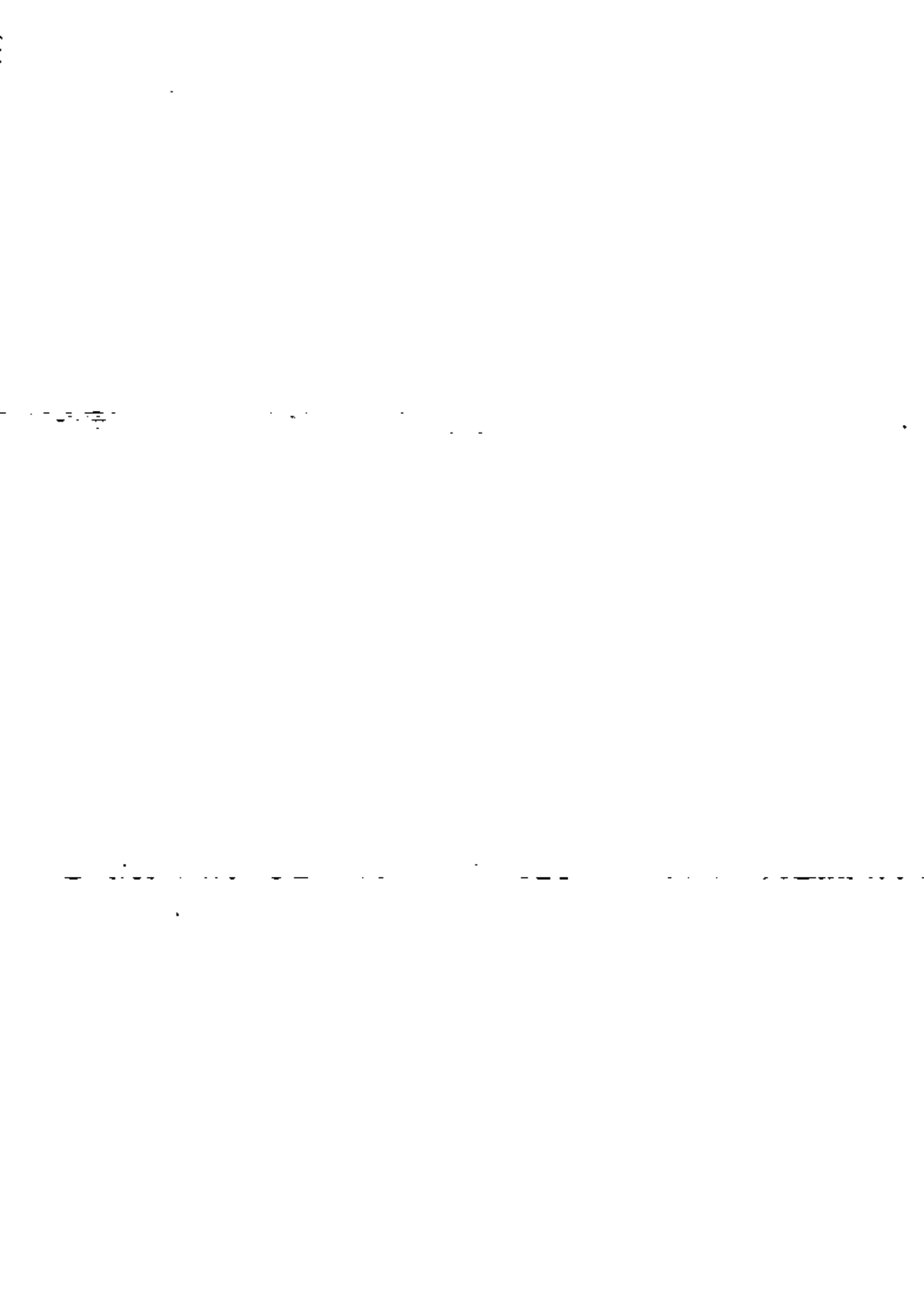
para un diámetro comercial de $d_c = 1.67 \text{ m (66")}$.

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 $Q = f(A, i)$, condujo a muchos investigadores sobre estas cuestiones a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionaran todos los factores que



intervienen en ella.

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

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

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

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



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

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

En donde el tiempo es función del área

$$t = f(A)$$

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

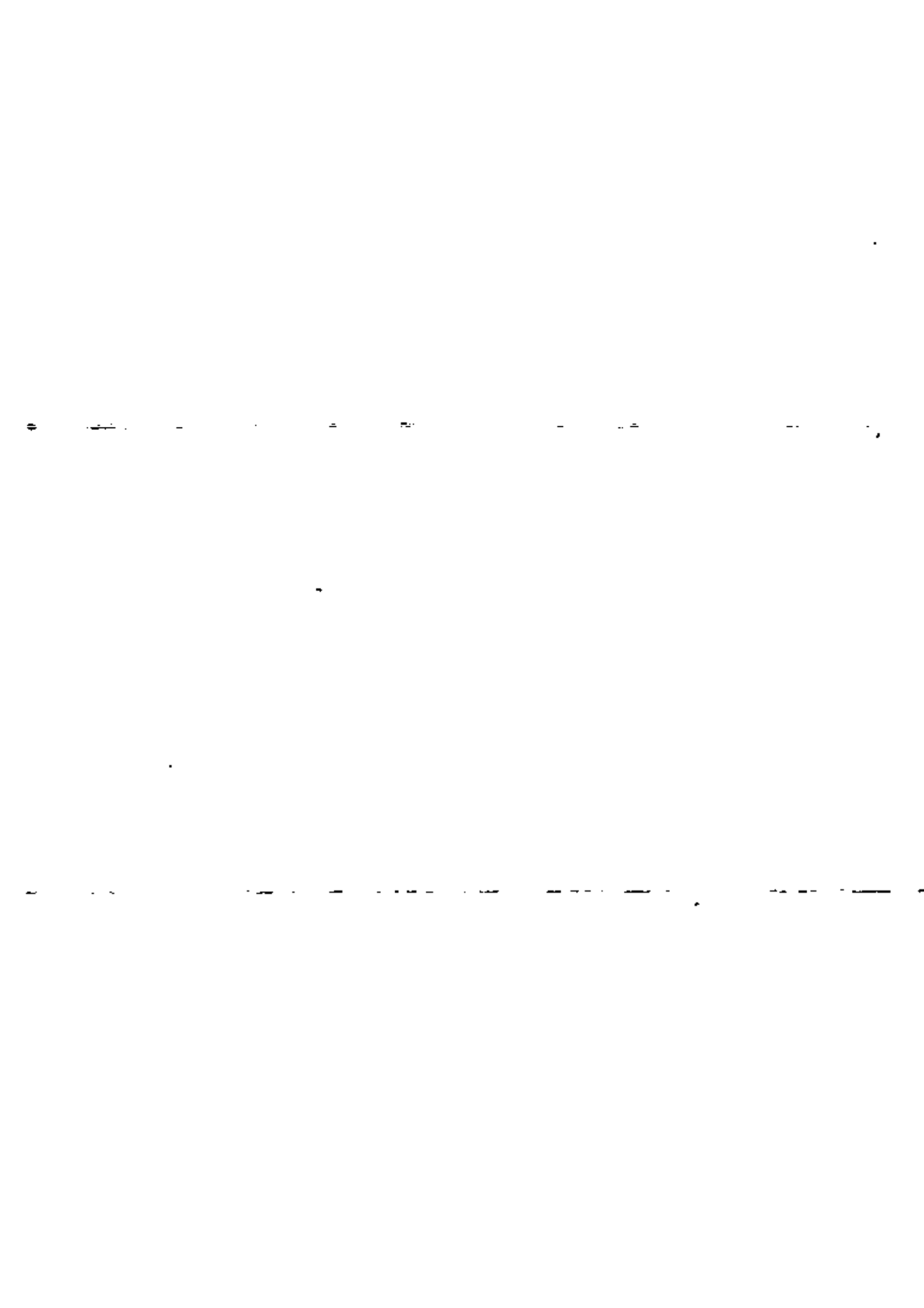
$$C = \frac{Q}{27.78 \cdot I \cdot A^{3/4} \cdot S^{1/4}} = 1.51$$

Diseño de colectores.

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

$$C = \frac{Q}{27.78 \cdot I \cdot A^{3/4} \cdot S^{1/4}} = 1.94$$

Podemos observar que el coeficiente de escurrimiento para esta fórmula es alto y como no se tienen datos experimentales los proyectistas usan coeficientes que dan gastos muy bajos y el proyecto resulta subdiseñado.



4. METODOS PARA LA OBTENCION DEL HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO.

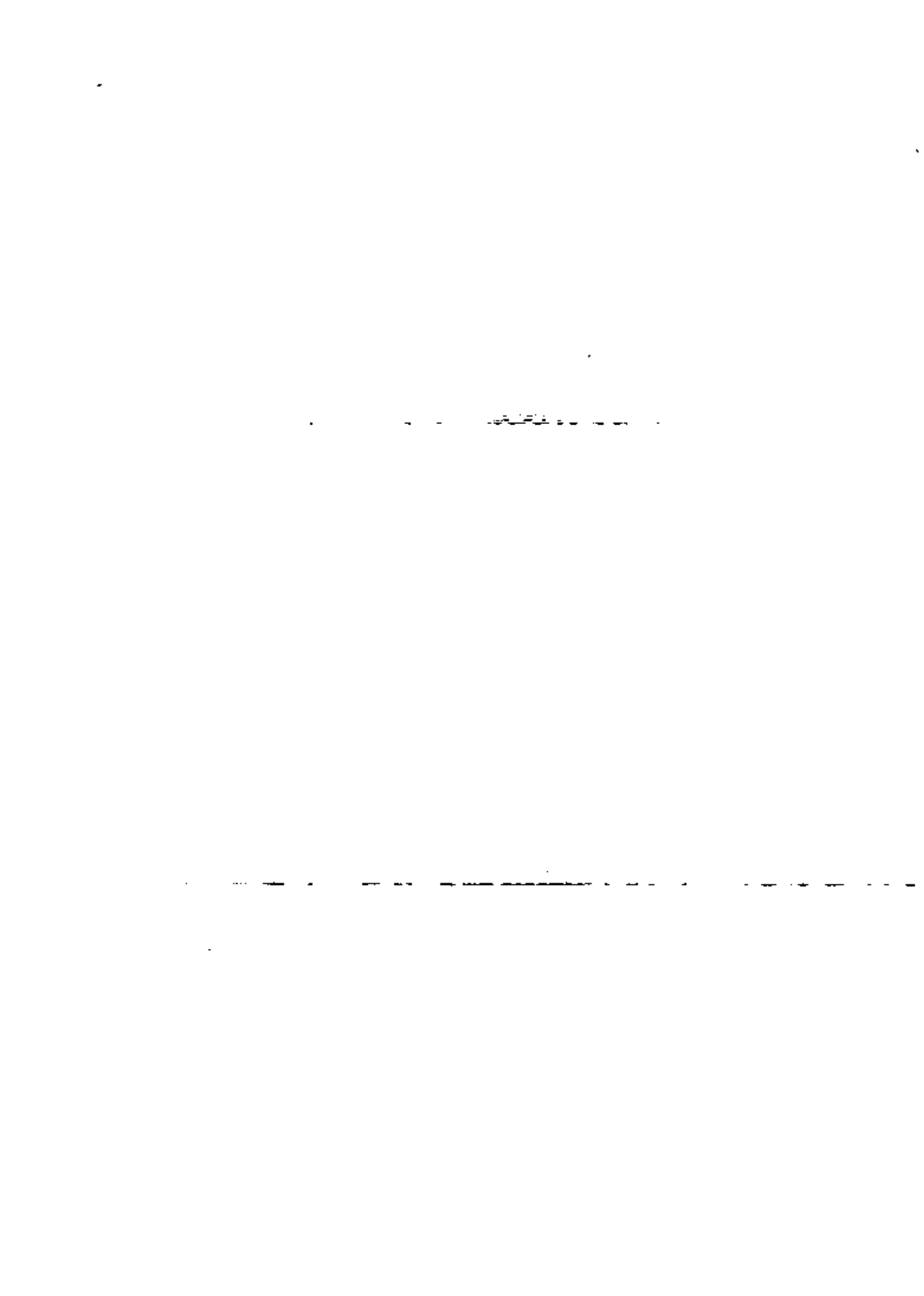
4.1 METODO RACIONAL GRAFICO ALEMAN.

Este método se basa también en la expresión axiomática $Q = C i A$. La diferencia fundamental con el Método Racional Americano, estriba en que en lugar de un método analítico se emplea un artificio gráfico para determinar la influencia del retardo en el escurrimiento en los distintos tramos de una red de alcantarillado.

Consideramos un área cualquiera A, cuyo coeficiente de escurrimiento sea C, y sobre la que lloverá un tiempo T mayor que el tiempo de concentración t. Si observamos los gastos que pasan por el desfogue notaremos lo siguiente:

Al empezar la lluvia, empieza un cierto escurrimiento que va aumentando hasta convertirse en el gasto total $Q = C i A$, si la lluvia dura el mismo tiempo de concentración del área. Si como se ha supuesto la duración de la lluvia es mayor que el tiempo de concentración, el gasto máximo $Q = C i A$ se mantendrá durante un tiempo igual a la diferencia entre la duración T y el tiempo de concentración t. Cuando la lluvia termina, el caudal empieza a disminuir hasta llegar a cero cuando transcurre el tiempo de concentración después de que terminó la lluvia.

Cuando se estudia una red de alcantarillado se presentan dos situaciones: que los tramos sean consecutivos, y que los tramos



sean concurrentes. El procedimiento que se sigue es el siguiente:

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

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

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

Si los colectores son consecutivos, se considera que la subcuenca de aguas arriba comienza a aportar gasto inmediatamente aguas abajo. Con objeto de conseguir este efecto, el hidrograma se sumará, pero a partir del tiempo de concentración de la cuenca próxima aguas abajo. (fig. 4.1.2).

Con estas bases, al integrar todos los hidrogramas de la cuenca se obtendrá el hidrograma en el punto considerado. De este hidrograma se obtiene el gasto pico.

— 11 —

— 12 —

— 13 —

— 14 —

— 15 —

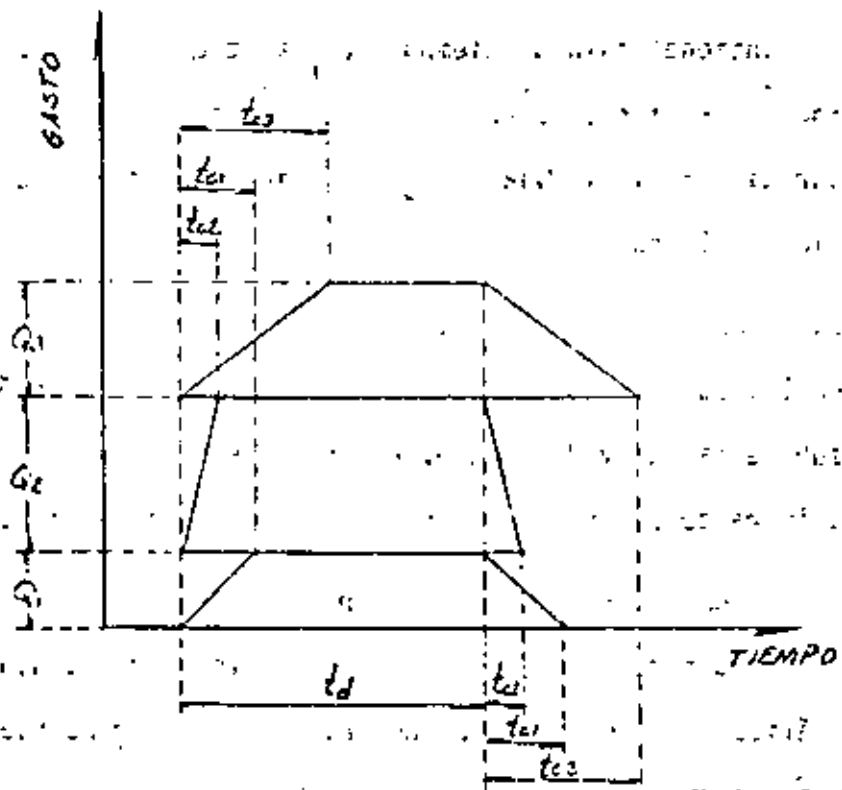
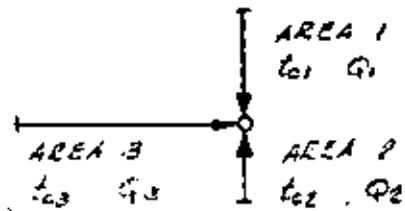
— 16 —

— 17 —

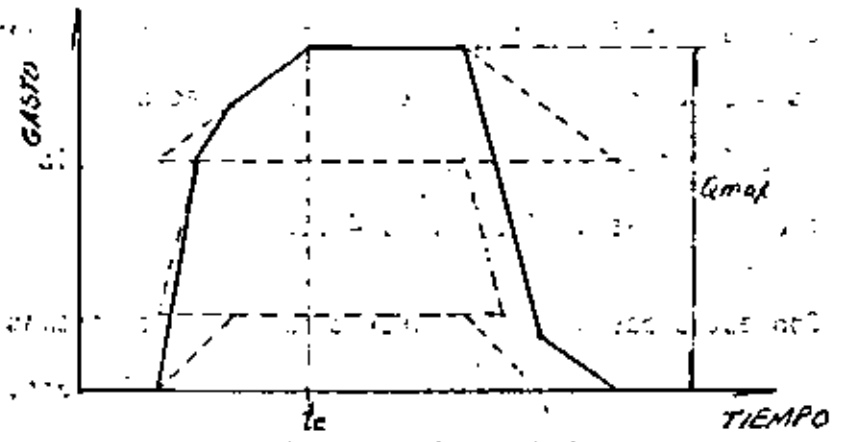
— 18 —

— 19 —

— 20 —



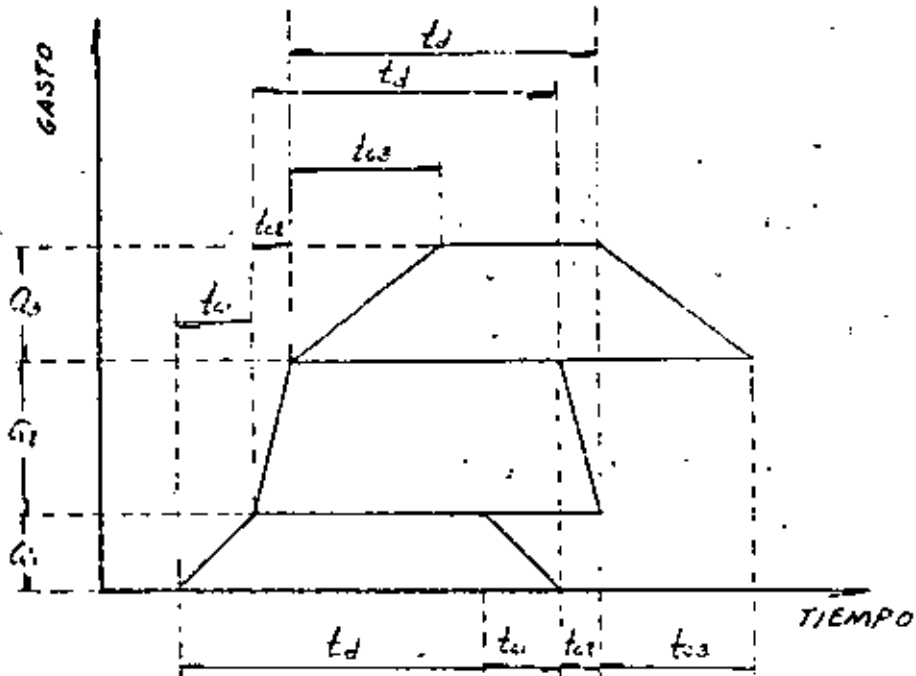
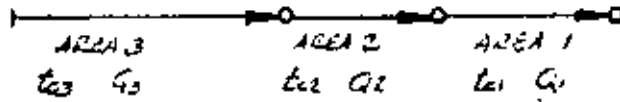
PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS EN COLECTORES CONCURRENTES



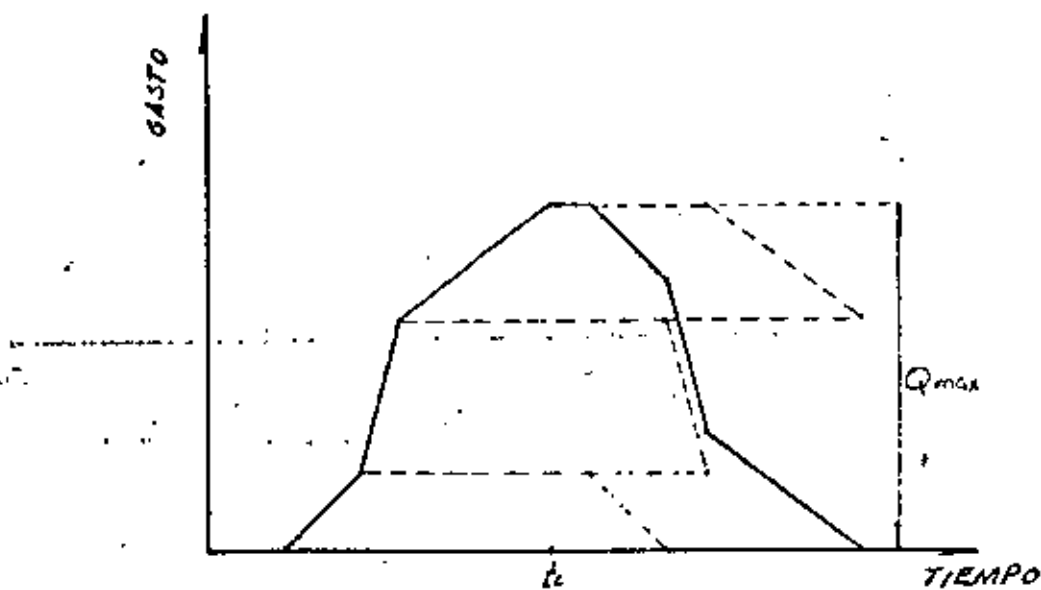
SUMA DE HIDROGRAMAS, COLECTORES CONCURRENTES.

FIG. 4.1



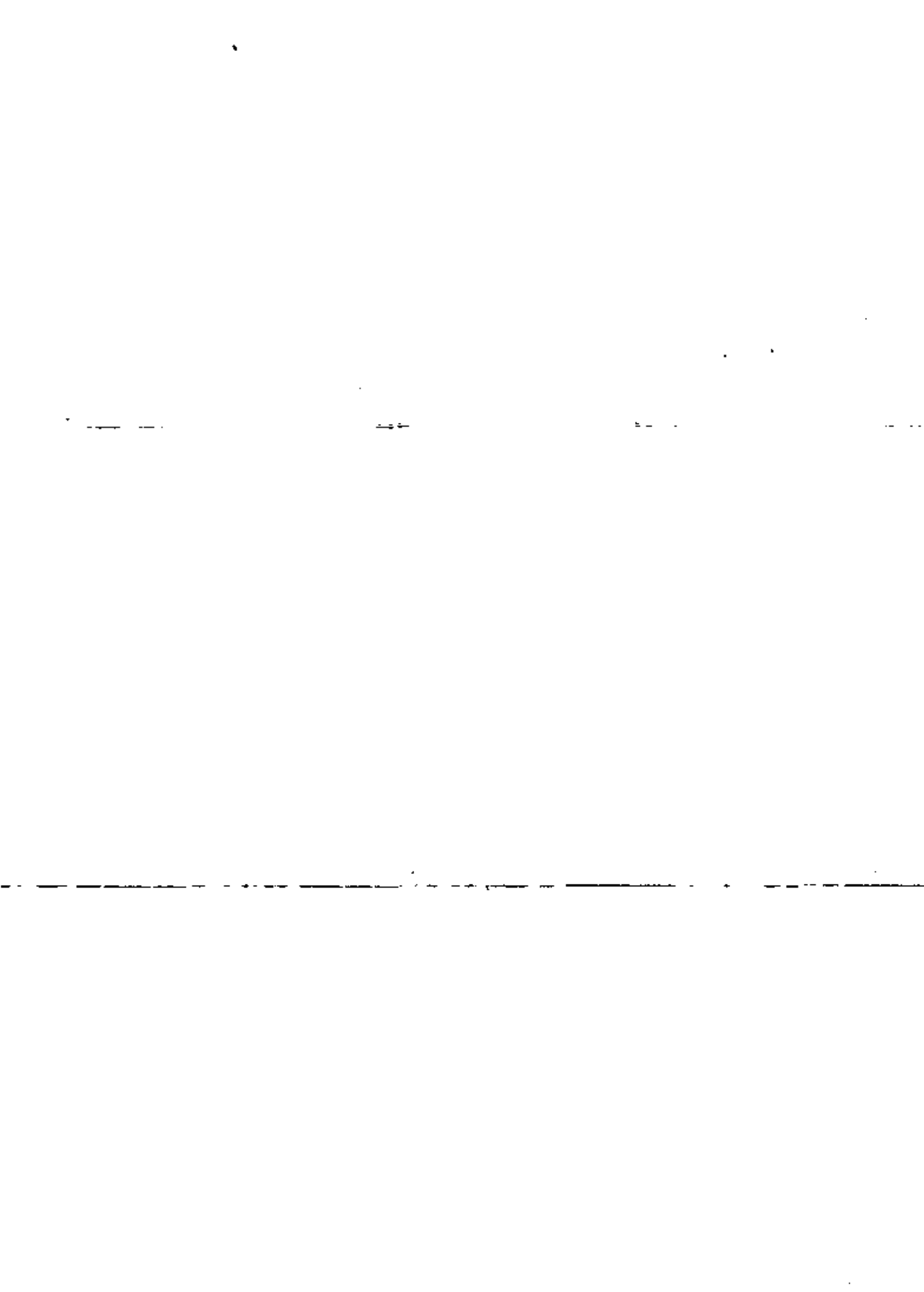


PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS EN COLECTORES CONSECUTIVOS.



SUMA DE HIDROGRAMAS. COLECTORES CONSECUTIVOS

FIG. 4.1.2



DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Con base en la expresión $t_c = 0.303 (L/\sqrt{S})^{0.64}$ y para las características de este elemento, calculando t_s en base a la pendiente y diámetro del tubo, obtenemos un $t_p = 10.06$ min., esto implica que, de la ecuación $i = 634.36 t_d^{-0.587}$, y como $t_p = t_d$, la intensidad es $i = 163.66$ mm/hr. Sustituyendo este último valor en $Q = C i A$ tenemos finalmente a $Q = 0.282$ 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.

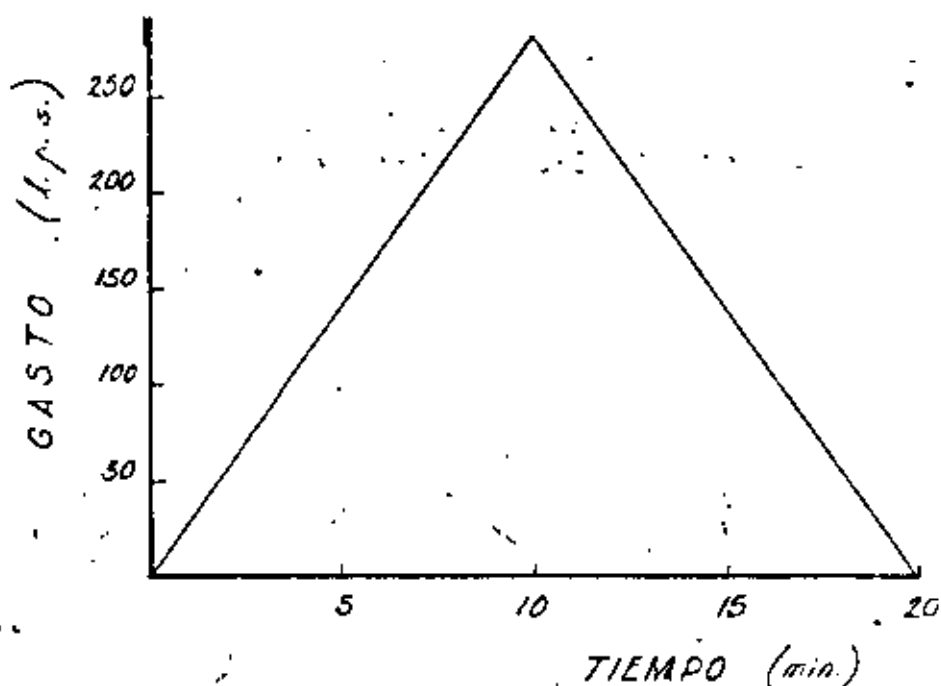
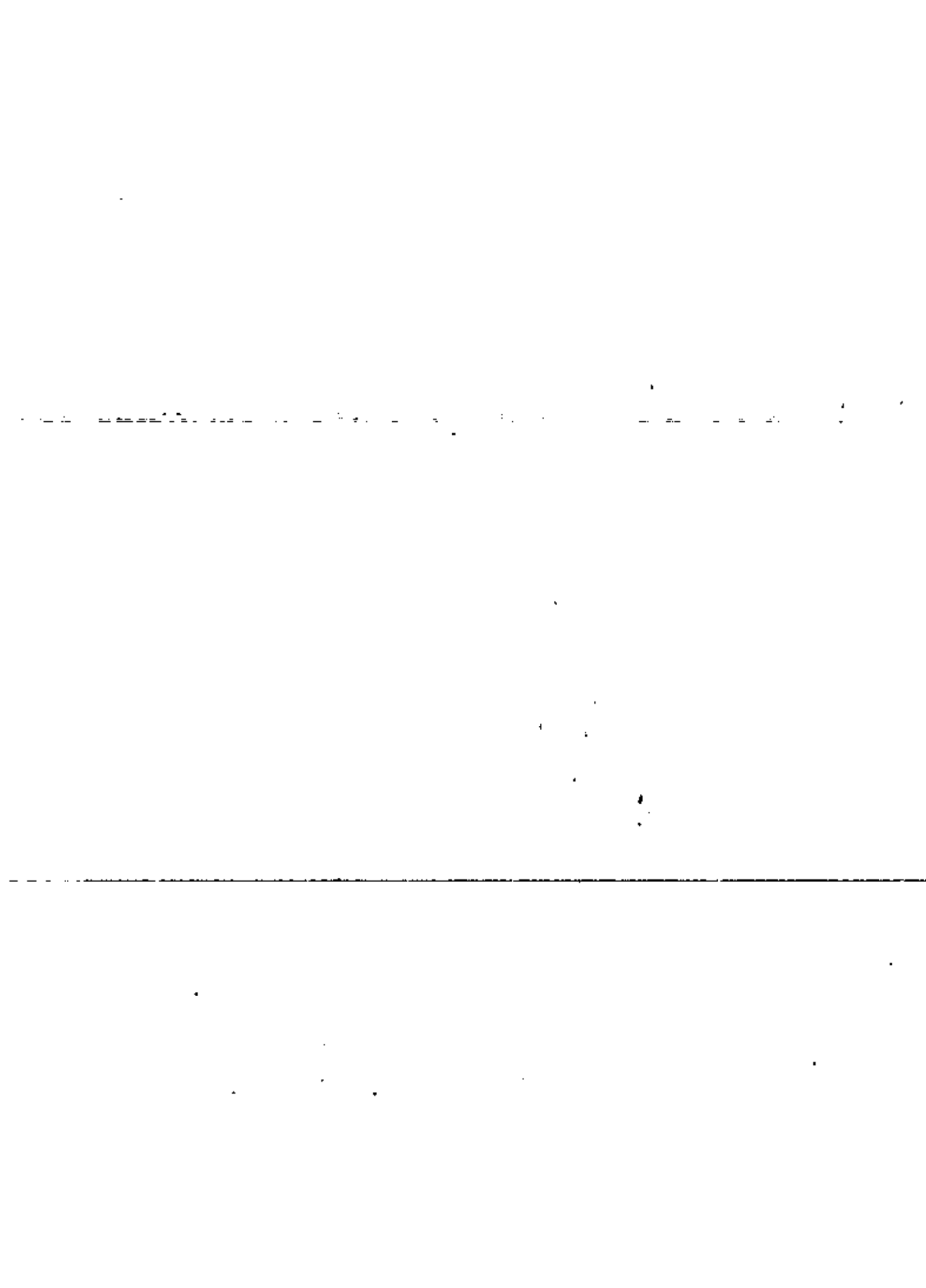


FIG. 4.1.3



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.

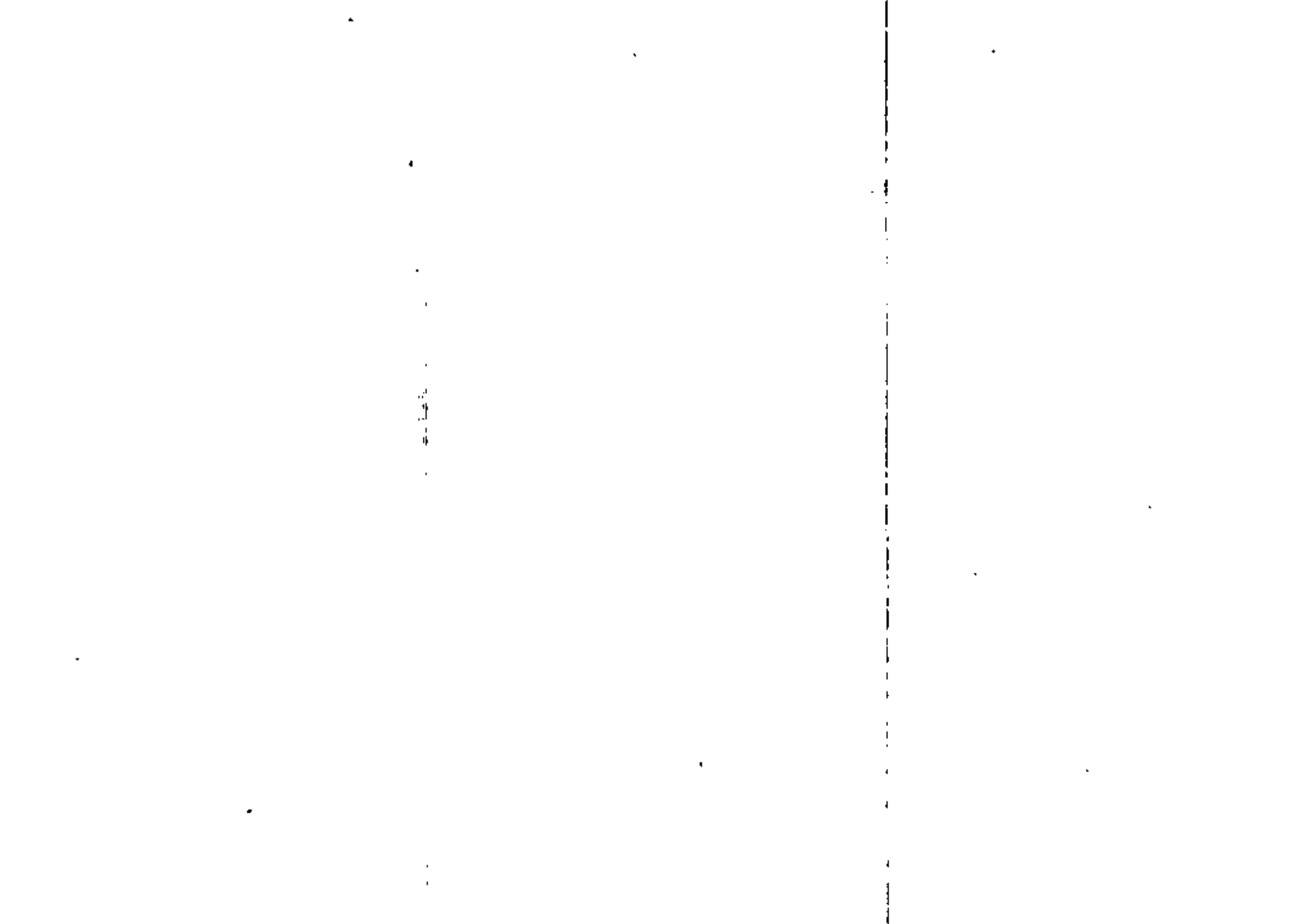


TABLA 4.1.1

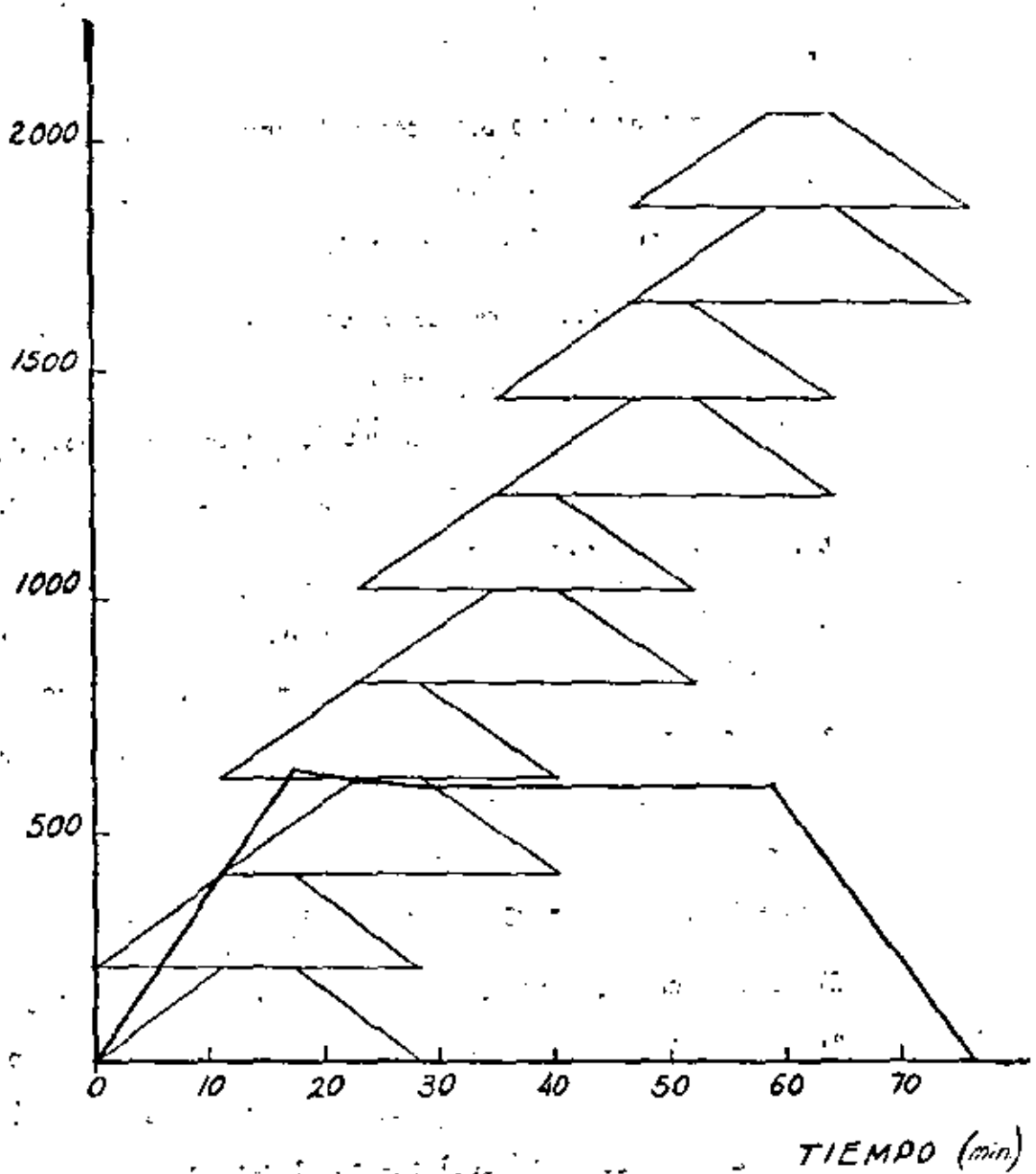
DISEÑO DE LOS COLECTORES METODO GRAFICO ALEMAN

Tramo	L (m)	s (%)	t _c (min)	l (m)	v (m/seg)	t _s (min)	t _p (min)	A (m ²)	C	f (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

2-4-7



GASTO (l.p.s.)



METODO GRAFICO ALEMAN. DISEÑO DEL COLECTOR

FIG. 4.1.4



El concepto de hidrograma parcial es el del hidrograma resultante de un yetograma con valor uniforme y una duración específica, para una subcuenca.

Definiremos al tiempo base del hidrograma parcial, como la suma de la duración específica del yetograma, y el tiempo de concentración de la cuenca ($t_b = t_r + t_p$).

Se pueden establecer tres casos de hidrograma con respecto a las condiciones que relacionan la duración de la precipitación y el tiempo de concentración. En todos los casos se asume una variación constante en las ramas ascendente y descendente del hidrograma para una cuenca hidrológica pequeña.

En el primer caso la duración del yetograma es igual al tiempo de concentración de la subcuenca $t_r = t_p$. El pico de los escurrimientos ocurre cuando todo el flujo que proviene de cada parte de la subcuenca coincide en la salida. El gasto pico de escurrimiento se calcula utilizando la fórmula $Q = C i A$ y el volumen escurrido es $C i A t_p$.

El segundo caso considera una duración del yetograma mayor que el tiempo de concentración de la subcuenca ($t_r > t_p$), por lo tanto el escurrimiento máximo es alcanzado antes de finalizar la tormenta, y se calcula igual que en el caso uno.

Para el tercer caso, el tiempo de concentración de la subcuenca

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions.

2. The second part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions.

es mayor que la duración del yetograma, por lo que al finalizar este, no todas las subcuencas han contribuido. El gasto pico de escurrimiento se calcula como:

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

TIEMPO DE CONCENTRACION.

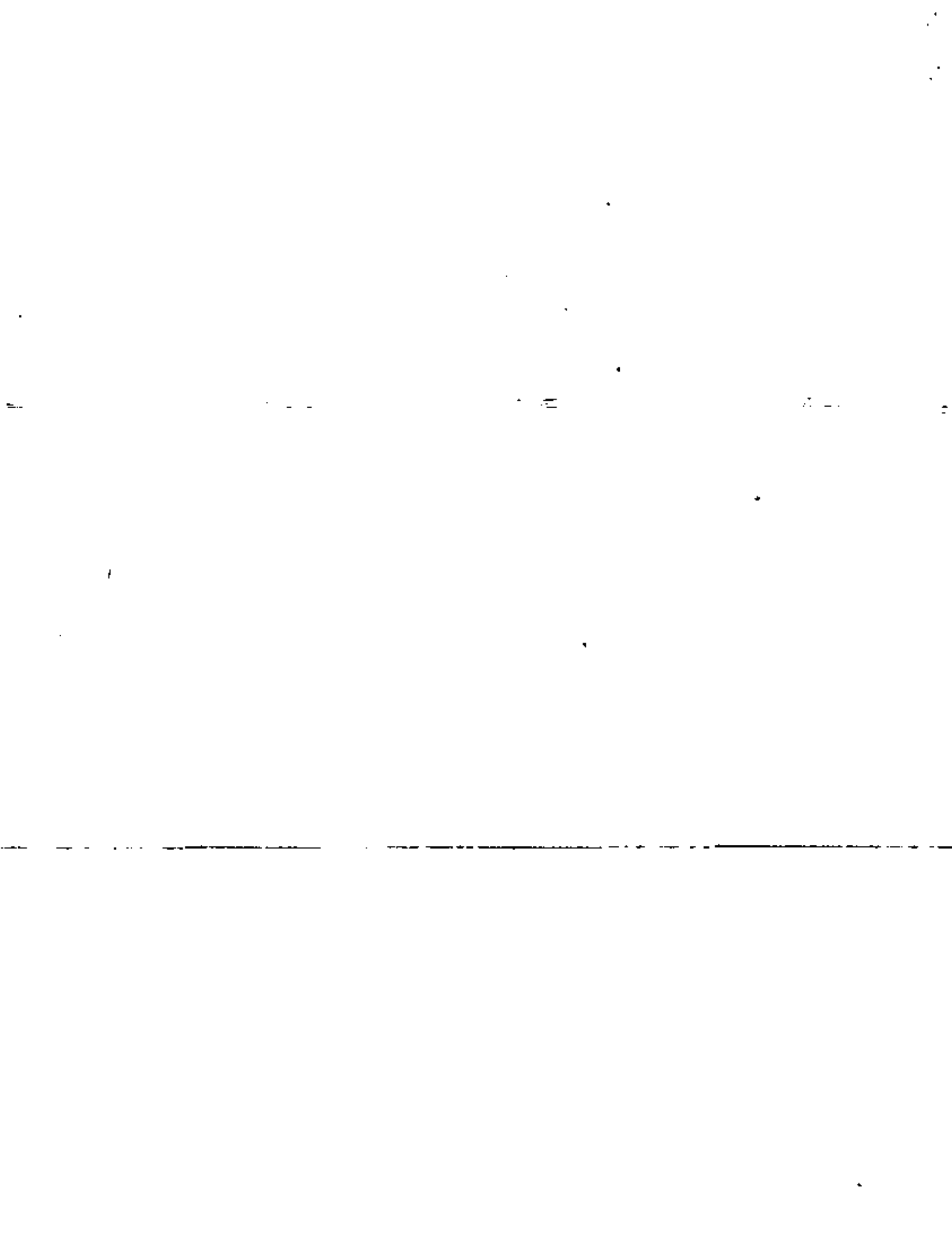
El tiempo de concentración se define como el tiempo requerido para que el escurrimiento superficial de la parte más alejada de la cuenca hidrológica alcance el punto bajo consideración.

Para este método el tiempo de concentración se divide en el tiempo de escurrimiento sobre la superficie o tiempo de entrada, y el tiempo de escurrimiento por el sistema como se explicó en el capítulo 3. Para la determinación del tiempo de entrada, la ecuación de la onda cinemática refleja las características geomorfológicas y yetográficas de la cuenca hidrológica, razón por la que se recomienda. La ecuación es:

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

donde:

t_c = tiempo de concentración superficial (minutos)



L = longitud superficial del escurrimiento (metros)

Ci = exceso de intensidad de precipitación (mm/hr); es el resultado de multiplicar la intensidad de lluvia y su respectivo coeficiente de escurrimiento calculado con el método de Hoad (capítulo 1).

n = coeficiente de rugosidad de Manning

S = pendiente superficial.

TRANSITO HIDROLOGICO.

El propósito del tránsito hidrológico es incluir las consecuencias de la distribución yetográfica sobre la cuenca, la capacidad de los sistemas de conducción los efectos de los sistemas de almacenamiento para la atenuación de los hidrogramas en los sitios aguas arriba, y el efecto de las condiciones geomorfológicas de la subcuenca.

El tránsito hidrológico en el desarrollo del Método, se considera que consta del tránsito yetográfico y el tránsito hidráulico.

El tránsito yetográfico inferido para una subcuenca, es la superposición cronológica de subhidrogramas provenientes de las secuencias de los yetogramas unitarios, con el desfaseamiento de los subhidrogramas de acuerdo con la posición cronológica de cada yetograma unitario.

100

100

100

100

100

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: $t_r \leq t_p$

$$\text{para } t \leq t_r \quad Y = \frac{2t_r t}{(t_r + t_p) t_r}$$

$$\text{para } t > t_r \quad Y = \frac{2t_r (t_r + t_p - t)}{(t_r + t_p) t_p}$$

Caso B: $t_r > t_p$

$$\text{para } t \leq t_p \quad Y = \frac{t}{t_p}$$

$$\text{para } t_p < t < t_r \quad Y = 1$$

$$\text{para } t \geq t_r \quad Y = \frac{t_r + t_p - t}{t_p}$$



donde:

t = tiempo desde el principio de la intensidad i

Y = ordenada unitaria del hidrograma en cada instante

t_p = duración del yetograma unitario con intensidad uniforme.

i = intensidad uniforme del yetograma.

Para una subcuenca con patrones de coeficiente de escurrimiento variable y un yetograma de diseño constituido por yetogramas uniformes cronológicos, el subhidrograma puede ser expresado en la forma matricial $Q = Y C i A$.

O en la forma desarrollada que se presenta en la tabla 4.2.1

Para obtener un yetograma superficial los subhidrogramas yetográficos son simplemente desfasados por el tiempo de recorrido hasta su ubicación en el sistema bajo consideración y se suman sus coordenadas.

DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Primeramente se calcula el tiempo de recorrido por el sistema (t_s) en la misma forma que se hizo en el Método Racional Americano; esto es, suponiendo una velocidad media de recorrido por el tubo, la cual estará sujeta a revisión.

En este ejemplo luego de varios tanteos, obtuvimos una velocidad



41-4-14

TABLA 4.2.1

$$\begin{bmatrix}
 Y_{01} & 0 & 0 & - & - & - & 0 \\
 Y_{11} & Y_{02} & 0 & - & - & - & 0 \\
 Y_{21} & Y_{12} & Y_{03} & - & - & - & 0 \\
 Y_{31} & Y_{22} & Y_{13} & - & - & - & 0 \\
 & - & - & - & - & - & - \\
 & - & - & - & - & - & Y_{0n} \\
 Y_{n1} & - & - & - & - & - & Y_{1n} \\
 & - & - & - & - & - & - \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Y_{kn}
 \end{bmatrix}
 \times
 \begin{bmatrix}
 C_1 i_1 A \\
 C_2 i_2 A \\
 C_3 i_3 A \\
 - \\
 - \\
 - \\
 C_n i_n A
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 Q_1 \\
 Q_2 \\
 Q_3 \\
 - \\
 - \\
 - \\
 Q_k
 \end{bmatrix}$$

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 (min)	tr (min)	$C = X \frac{t}{t+8} + (1-X) \frac{0.5t}{t+15}$	i (mm/hr.)	tc (min)	ts (min)	tp=tc+ts (min)	tb=tp+tr (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

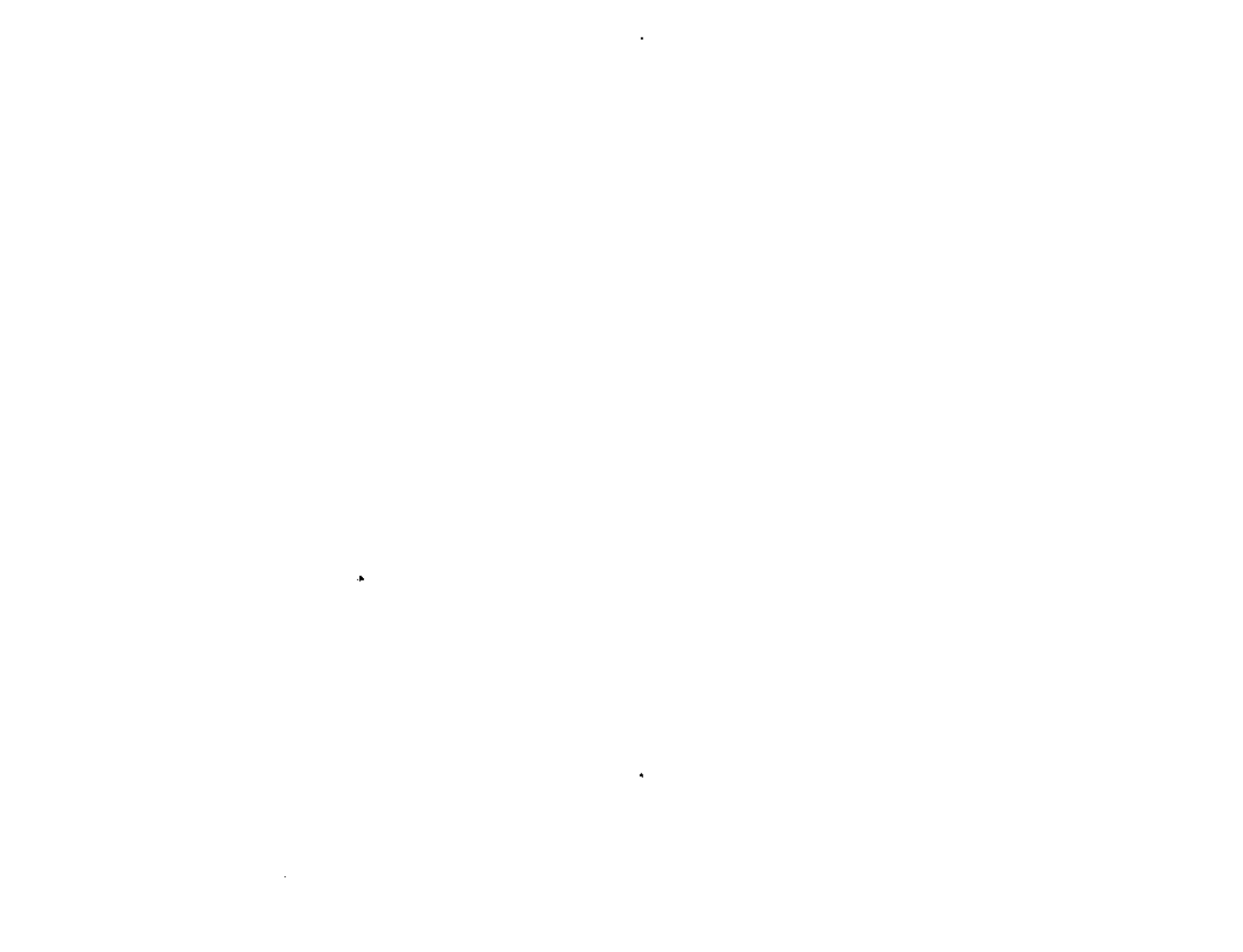
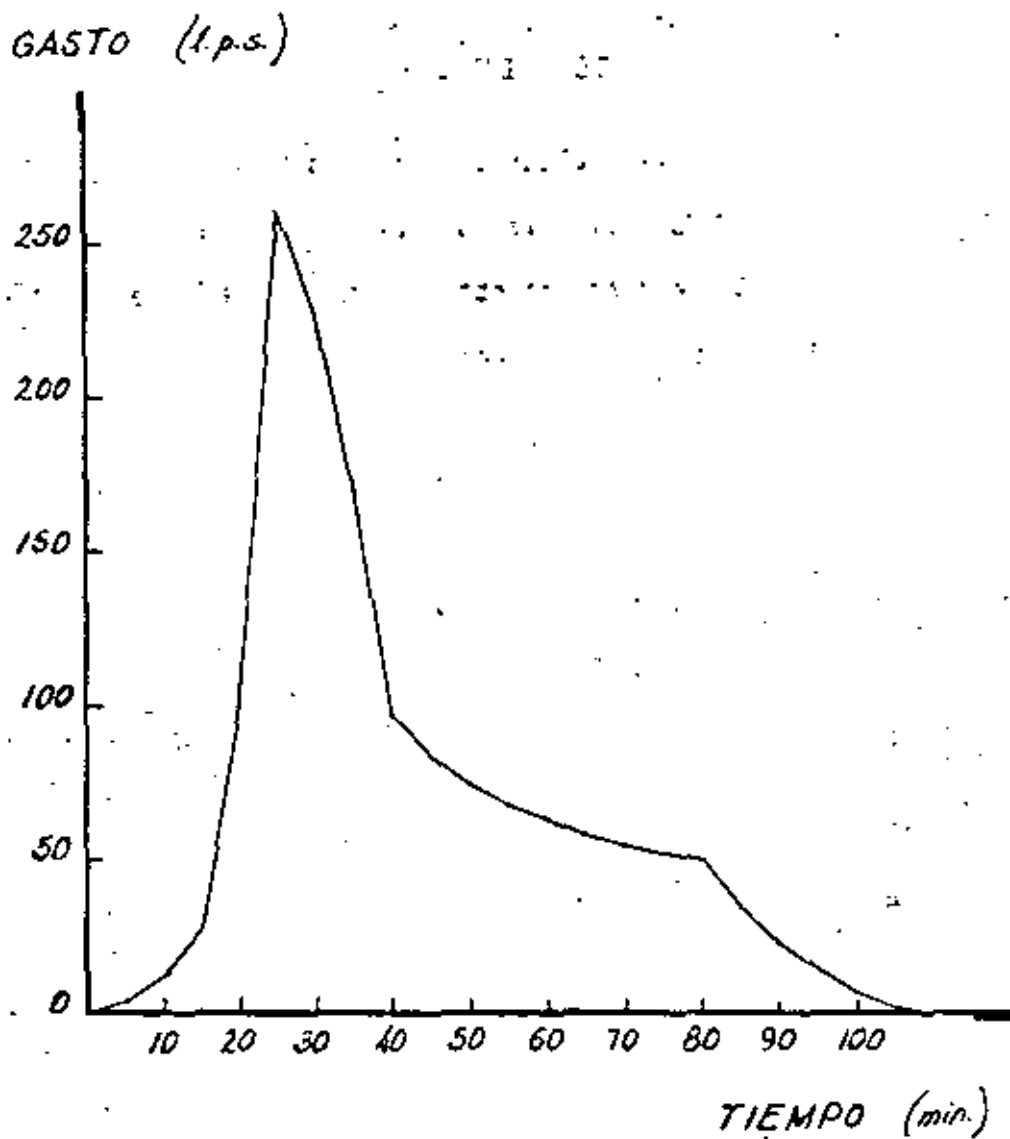


TABLA 4.2.3

t (min)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	Q
t C i A (min) 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	Hidrograma (l.p.s.)
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	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

4-17





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.

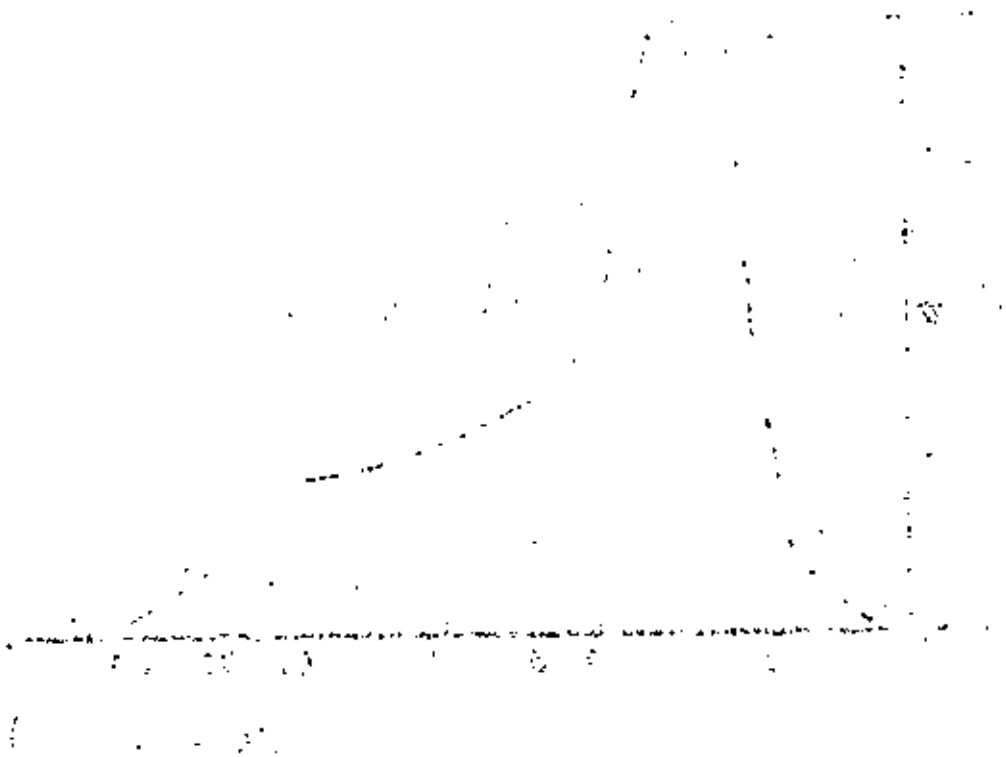




TABLA 4.2.4

TRANSITO DE LOS HIDROGRAMAS DE LAS ATARJEAS POR EL COLECTOR

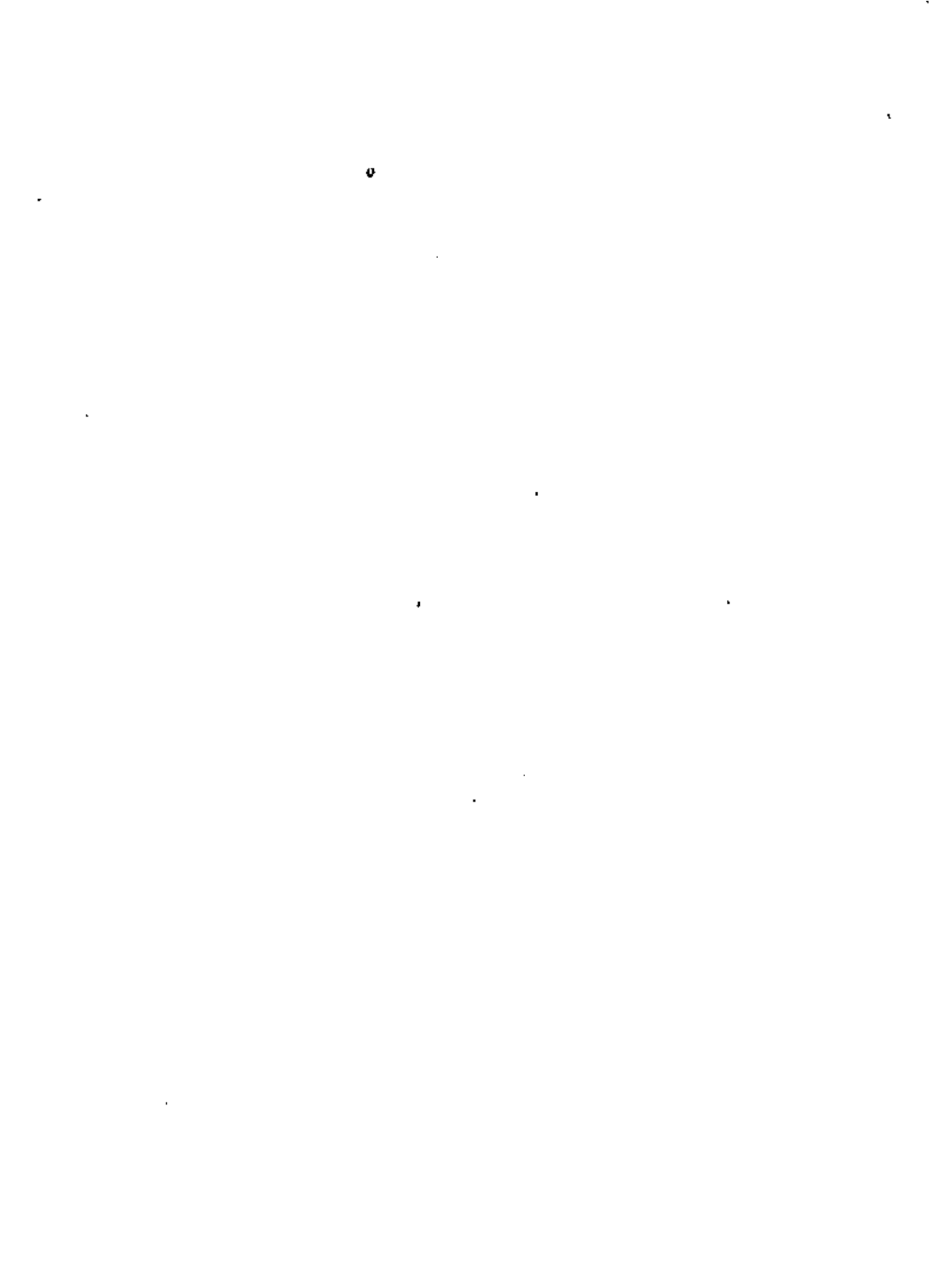
HIDROGRAMAS RESULTANTES - Q (l.p.s.)

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

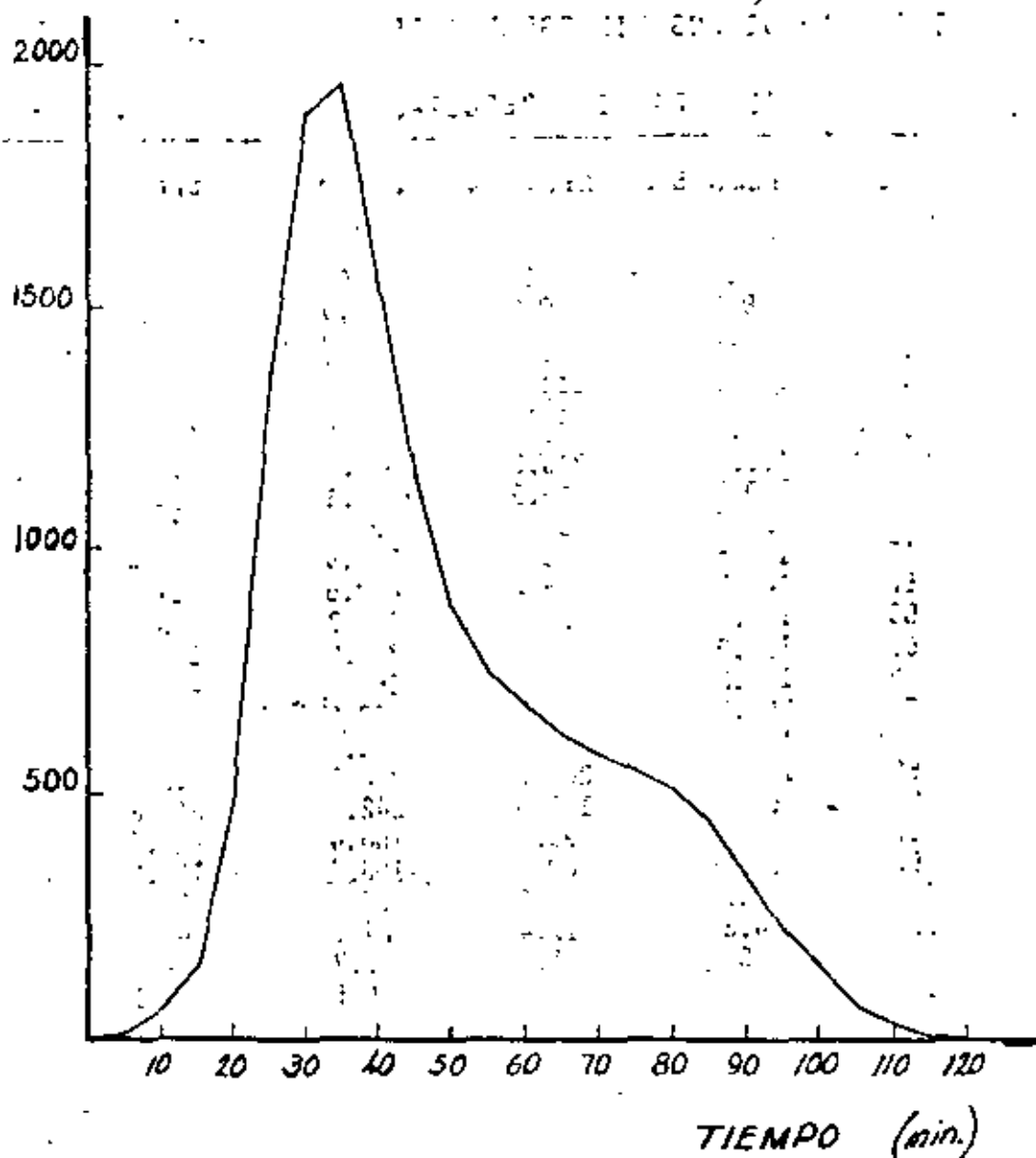
dc	1.06	1.22	1.37	1.52	1.52
vm	0.49	0.59	0.64	0.67	
tr	3.40	2.84	2.59	2.48	

donde:

- 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)



GASTO (l.p.s.)



METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL

DISEÑO DEL COLECTOR

FIG. 42.2



CURSO CORTO

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

27 de julio - 7 de agosto, 1981

HIDRAULICA DE REDES DE ATARJEAS Y COLECTORES

Apuntes elaborados por:

Dr. Raúl Cuéllar Chávez
Subjefe del Area de Profesor
Sección de Ingeniería Ambiental
Sección de Ingeniería Ambiental
DEPFI-UNAM

México, D.F.

Agosto, 1981

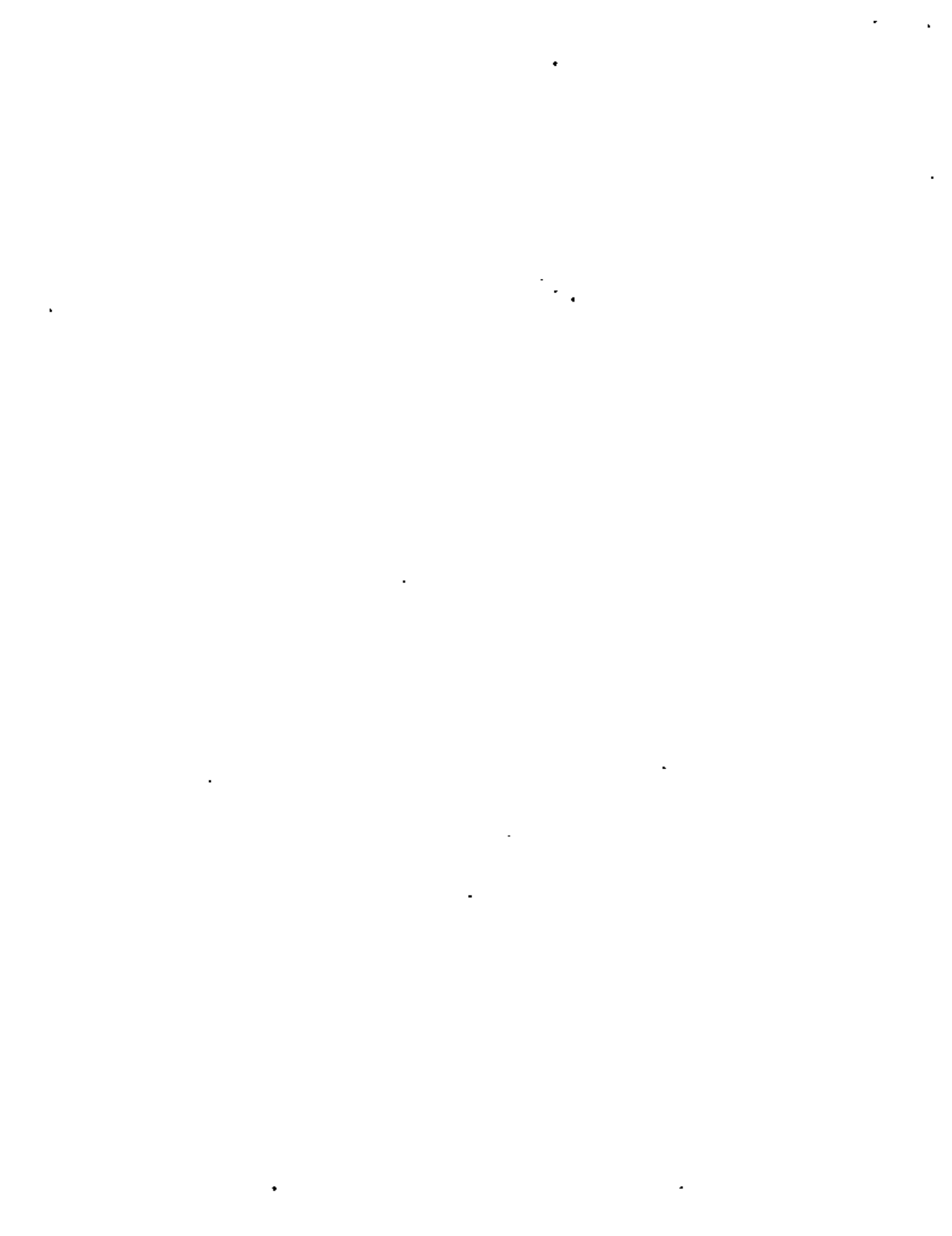


SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

HIDRAULICA DE REDES DE ATARJEAS Y COLECTORES

1. INTRODUCCION

1. Las aguas residuales que se generan en áreas urbanas debido a las actividades domésticas, comerciales, públicas e industriales deben ser evacuadas del sitio donde se originan a través de un sistema de recolección, transporte y disposición, lo más rápido posible para prevenir que se presenten condiciones sépticas por la descomposición de la materia orgánica que contienen y para evitar que se acumulen dado que la generación de estos residuos es continua.
2. En las zonas urbanas se requiere efectuar el transporte de las aguas residuales mediante conductos cerrados para proteger a la población de posibles accidentes y mantener condiciones adecuadas de saneamiento. En áreas despobladas se puede obtener un ahorro económico considerable empleando canales a cielo abierto o arroyos naturales que no transporten escurrimientos pluviales durante la mayor parte del año.
3. Una vez que se tienen definidos los posibles trazos de la red de alcantarillado y se han determinado los caudales de aguas residuales a manejar, es necesario realizar el diseño hidráulico de los colectores con el fin de establecer el diámetro, la pendiente y la longitud de los tramos de conducción.
4. El objetivo principal del diseño hidráulico es optimizar el tamaño y la pendiente de las tuberías aprovechando al máximo el desnivel disponible en el terreno. En estos apuntes se presentan los fundamentos del análisis hidráulico de alcantarillados, se exponen los principales aspectos del diseño conceptual de una red de colectores y se plantea el proceso de dimensionamiento de las tuberías aplicando un ejemplo y finalmente se proporciona una relación de referencias bibliográficas.



II. FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA

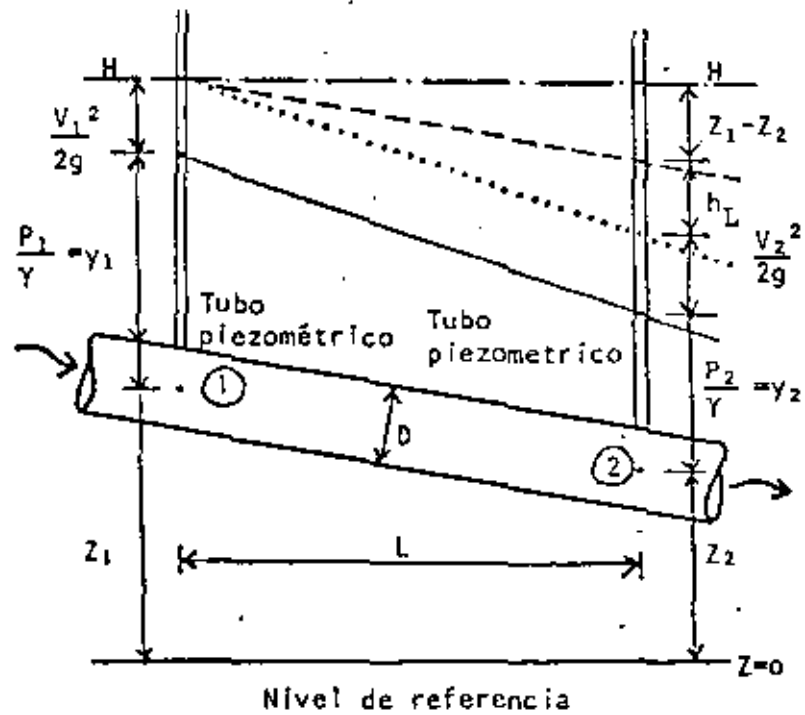
1. La red de colectores de un alcantarillado debe transportar el caudal máximo de diseño trabajando a flujo lleno, sin embargo no es deseable que las tuberías trabajen a presión para evitar que el flujo se invierta en las conexiones de las casas y edificios, y para mantener siempre un espacio para ventilación.
2. Los escurrimientos de aguas residuales presentan variaciones extremas durante el día, por lo que las tuberías se diseñan trabajando parcialmente llenas, como si se tratara de canales abiertos, excepto en aquellos sitios donde se requieren estaciones de bombeo y obras accesorias.
3. La fuerza predominante que induce el flujo en tuberías semillenas es la acción de la gravedad. La fuerza que se opone al flujo es el esfuerzo cortante producido en las paredes de la conducción debido a la viscosidad del fluido y a la rugosidad del material de la tubería.
4. En la Fig. 1 se muestran los diagramas representativos de una conducción trabajando llena (a presión) y otra trabajando parcialmente llena (superficie libre). En la tubería a presión la línea del gradiente hidráulico indica la elevación del agua en dos tubos piezométricos, representando la carga de presión disponible. En el caso del flujo con superficie libre éste se encuentra sujeto a la acción de la presión atmosférica y la línea del gradiente hidráulico corresponde al perfil de la superficie del agua.
5. La línea del gradiente de energía representa la suma de la energía potencial (z), la carga de presión (y) y la carga de velocidad ($V^2/2g$). Las pérdidas de energía están representadas por h_L .
6. Existen dos ecuaciones fundamentales que se aplican al análisis del flujo en conducciones:

a) Ecuación de Continuidad

A partir del principio de conservación de la masa (la masa de fluido no puede ser creada o destruida) se deriva la ecuación para fluidos incompresibles ($\rho = \text{cte}$) con flujo estable:

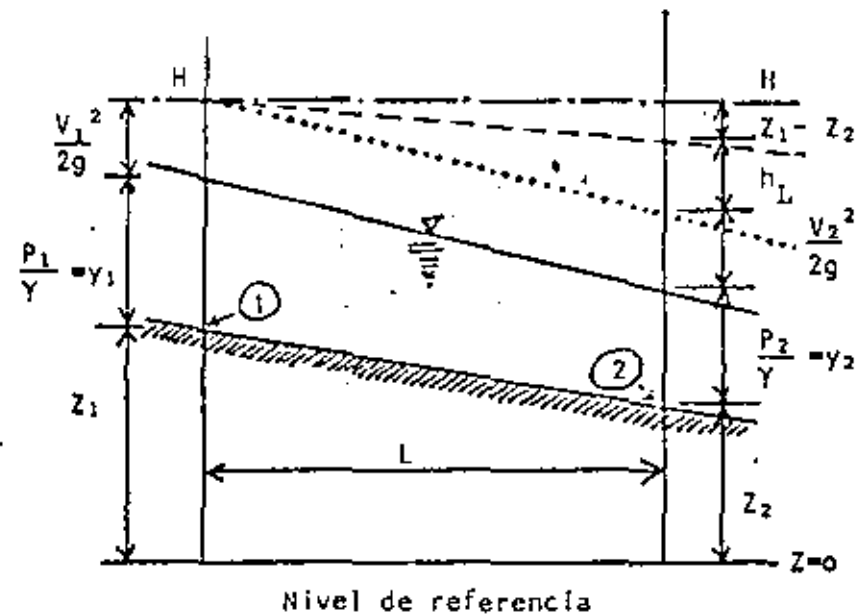
$$Q = VA = V_1A_1 = V_2A_2$$





Nivel de referencia

FLUJO A PRESION EN
TUBERIAS



Nivel de referencia

FLUJO CON SUPERFICIE
LIBRE EN CANALES

Fig. 1 CARACTERISTICAS DEL FLUJO A PRESION
Y DEL FLUJO CON SUPERFICIE LIBRE



b) Ecuación de Energía

A partir del principio de conservación de la energía (la energía no se crea o se destruye sólo se transforma) se deriva la ecuación de Bernoulli para fluidos incomprensibles ($\rho = \text{cte}$) en ausencia de transferencia de energías mecánica y de calor, y flujo estable:

$$\frac{P_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_{L_{1-2}} = H$$

7. De acuerdo a la Fig. 1, en el caso del flujo a presión se tiene:

$$h_{L_{1-2}} = (P_1 - P_2) + (z_1 - z_2) + \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

Si el diámetro de la tubería y el caudal no cambian, entonces:

$$d_1 = d_2 \quad A_1 = A_2 \quad Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad V_1 = V_2$$

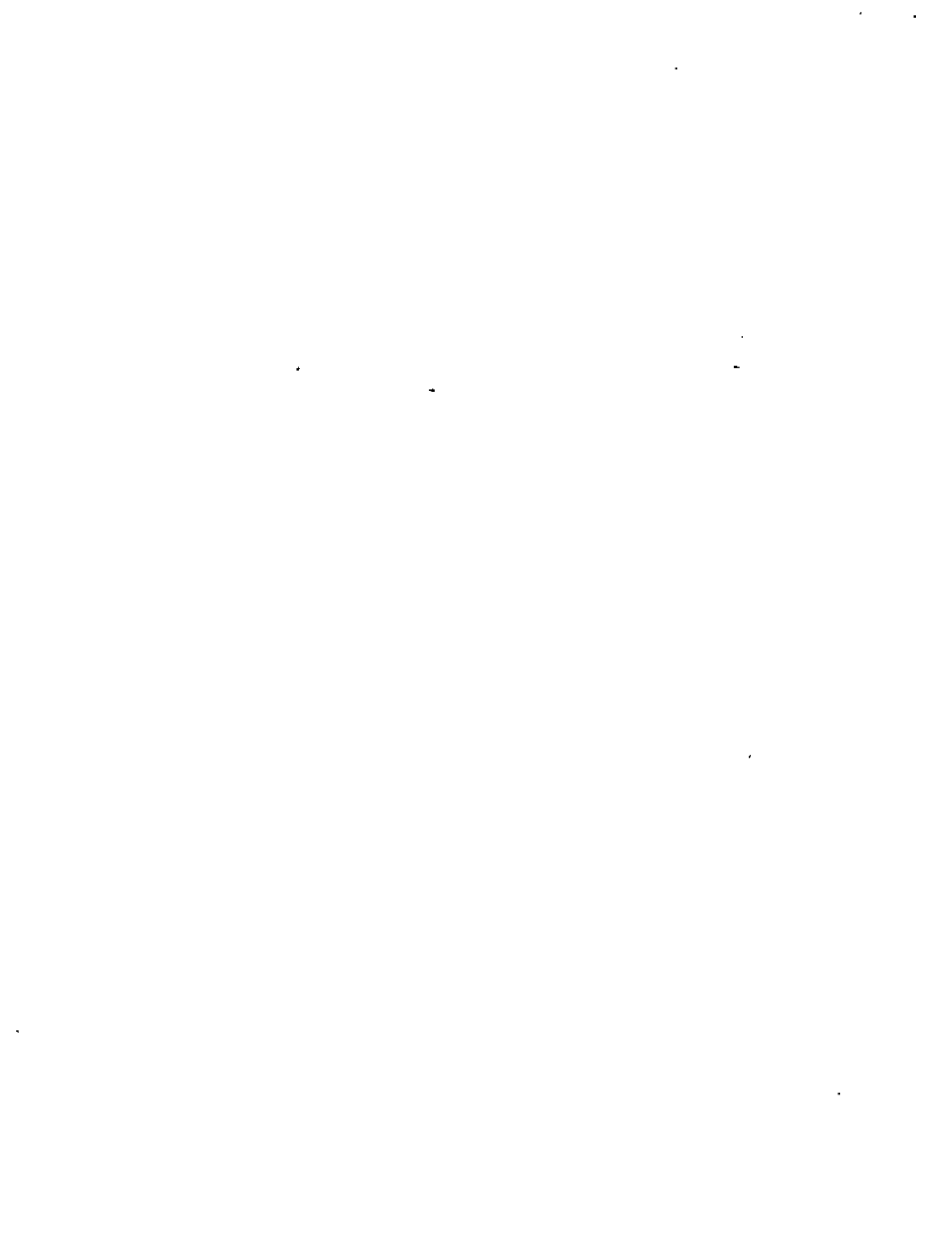
$$h_{L_{1-2}} = (P_1 - P_2) + (z_1 - z_2)$$

8. El flujo estable o permanente se presenta en una conducción cuando el caudal en cualquier sección transversal permanece constante con respecto al tiempo ($\partial Q / \partial t = 0$). El flujo uniforme ocurre cuando los elementos de flujo (tirante y velocidad) permanecen constantes a lo largo de la conducción ($\partial V / \partial s = 0$).
9. En conducciones con flujo de superficie libre se considera que el flujo es variado cuando el tirante cambia de una sección a otra. El flujo puede ser gradualmente o rápidamente variado.
10. En tuberías trabajando parcialmente llenas de gran longitud, con caudal, sección transversal y pendiente suave constantes, se presenta el flujo estable y uniforme cuando las pérdidas de energía, debidas principalmente al efecto de fricción en las paredes de la conducción, son absorbidas por la energía potencial disponible proporcionada por la pendiente del terreno. De acuerdo a la Fig. 1 se tiene:

$$h_{L_{1-2}} = (y_1 - y_2) + (z_1 - z_2) + \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

Si el tirante del agua y el caudal no cambian, entonces:

$$y_1 = y_2 \quad A_1 = A_2 \quad Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad V_1 = V_2$$



$$h_{L1.2} = (z_1 - z_2) = S \text{ (desnivel del terreno)}$$

En este caso, las líneas de los gradientes hidráulico y de energía son paralelos a la pendiente del fondo de la conducción.

11. En la realidad, el flujo estable y uniforme se presenta únicamente en conducciones con pendiente suave y en tramos largos. Sin embargo los casos de flujo gradualmente variado se pueden analizar con una buena aproximación suponiendo que ocurre el flujo estable y uniforme. El flujo gradualmente variado resulta de los cambios graduales de tirante en tramos relativamente largos, debido a los cambios en la pendiente, áreas de las secciones transversales, rugosidad y obstrucciones de la conducción. Este tipo de flujo ocurre en la mayoría de los cauces naturales, canales y tuberías.
12. Los escurrimientos pluviales se caracterizan por los cambios rápidos en el flujo durante períodos relativamente cortos de precipitación. En este caso los cambios abruptos en el régimen de flujo producen un flujo rápidamente variado.
13. Otros casos de flujo rápidamente variado se tienen cuando existen cambios bruscos en la sección transversal y en la pendiente del fondo de la conducción. La profundidad de la superficie libre del agua cambia rápidamente de un sitio a otro. Se considera que estos casos son especiales debido a que se presentan con menos frecuencia y requieren de un análisis diferente al que se aplica al flujo estable y uniforme. Existen 12 clasificaciones de perfiles de superficie del agua para describir los cambios típicos que pueden ocurrir en la transición de un tipo de régimen de flujo a otro.
14. Para una sección transversal y un caudal determinado, el tirante en el cual ocurre el flujo estable y uniforme se denomina *tirante normal* y su magnitud depende de la pendiente de la conducción. Se define como energía específica (E_s) a la suma de las cargas de presión y velocidad, medidas éstas a partir del fondo de la conducción ($E_s = y + V^2/2g$). El *tirante crítico* se presenta cuando la energía específica es mínima.

Para pendientes suaves el tirante normal es mayor que el tirante crítico y el flujo se denomina subcrítico. En pendientes pronunciadas el tirante

normal es menor que el tirante crítico y el flujo se clasifica como supercrítico. Cuando ocurre una transición del flujo subcrítico al flujo supercrítico se presenta el tirante crítico.

15. Para facilitar el diseño de conducciones se han desarrollado un gran número de ecuaciones empíricas que son aplicables para flujo estable y uniforme. En el Cuadro 1 se describen las ecuaciones más empleadas. Dichas ecuaciones pueden ser representadas por expresiones generales del siguiente tipo:

$$V = K R^w S^u$$

$$h_f = k \left(\frac{l}{D^v} \right) Q^x$$

Los coeficientes de estas ecuaciones varían de acuerdo a:

$$K = \sqrt{2gf} \quad , \quad 0.397/n, \quad 0.3546C_{HW}, \quad 0.5C_eH$$

$$w = 0.67 - 0.50$$

$$u = 0.54 - 0.50$$

$$v = 5.33 - 3.00$$

$$x = 2.00 - 1.852$$

16. Para un caudal, pendiente y rugosidad determinados, la sección hidráulica más eficiente es aquella que presenta el perímetro mojado mínimo. Para una área dada, el círculo tiene el menor perímetro mojado por lo que una conducción semicircular transportará más caudal que cualquier otra forma de sección. La mayoría de los sistemas de alcantarillado urbano se construyen con tuberías circulares y en ocasiones en áreas rurales se emplean canales rectangulares y trapezoidales.



Ecuación	Expresión	Significado del coeficiente	Expresión para tuberías circulares*	Relaciones entre coeficientes	Aplicación principal
CHEZY	$V = CR^{1/2} S^{1/2}$	$C = \sqrt{2g/C_f}$ C_f = coeficiente de arrastre	$V = 0.50D^{1/2} S^{1/2}$ $h_f = \frac{6.485}{C^2 D^5} LQ^2$	$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ $C = 8.854/f^{1/2}$	Canales y tuberías parcialmente llenas
MANNIG	$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$	n = coeficiente de fricción	$V = \frac{0.40}{n} D^{2/3} S^{1/2}$ $h_f = \frac{10.3 n^2 L}{D^{16/3}} Q^2$	$n = \frac{1}{C} R^{1/6}$ $n = 0.226R^{1/6} f^{1/2}$	Canales y tuberías parcialmente llenas
DARCY-WEISBACH	$V = \frac{8.854}{f^{1/2}} R^{1/2} S^{1/2}$	f = coeficiente de fricción $f = F(Re, D/R)$	$V = \frac{4.427}{f^{1/2}} D^{1/2} S^{1/2}$ $h_f = \frac{0.065fL}{D^5} Q^2$	$f = \frac{78.4}{C}$ $f = \frac{19.6n^2}{R^{1/3}}$	Tuberías a presión
HAZEN-WILLIAMS	$V = 0.8493CR^{0.63} S^{0.54}$	C = coeficiente de rugosidad	$V = 0.3546CD^{0.63} S^{0.54}$ $h_f = \frac{10.78L}{C^{1.852} D^{4.67}} Q^2$		Tuberías a presión

* $R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$

Cuadro 1 CARACTERÍSTICAS DE LAS PRINCIPALES ECUACIONES PARA ANALISIS HIDRAULICO EN CONDUCCIONES



III. DISEÑO CONCEPTUAL

1. Todo proyecto de sistema de alcantarillado requiere previamente de un estudio a nivel "gran visión" para evaluar en forma preliminar las alternativas factibles de recolección, conducción y disposición de aguas residuales de un centro urbano. Estos trabajos involucran el análisis de diferentes horizontes de planeación (corto, mediano y largo plazo) considerando las alternativas factibles y sus costos preliminares.
2. En esta etapa es conveniente definir la posibilidad de separar las aguas residuales de los escurrimientos pluviales, de tal forma que se tome una decisión respecto a contar con un alcantarillado separado o uno combinado. Esta Decisión depende principalmente de las condiciones socioeconómicas de la población a servir.
3. Desde el punto de vista del control de la contaminación del cuerpo receptor de agua (río, lago, estuario, mar, suelo), a donde se van a vertir las aguas residuales, es más conveniente separar los dos tipos de agua. De hecho así lo establece la Ley Federal de Aguas. Las aguas residuales deben someterse a un tratamiento previo antes de ser descargadas.
4. La importancia del sitio de disposición de las aguas residuales se refleja en el diseño hidráulico de la red de colectores, debido a que la cota de elevación de dicho sitio debe normar las pendientes de las tuberías, de tal forma que se evite (de ser posible) la instalación de estaciones de bombeo.
5. Un sistema de alcantarillado está integrado por la red de atarjeas (ramales secundarios), subcolectores, colectores e interceptores (emisiones), así como estaciones de bombeo, planta de tratamiento de aguas residuales y estructura de descarga.
6. A inicio de la elaboración del proyecto se establecen las posibles retas de escurrimiento, tratando de aprovechar al máximo el desnivel topográfico y de obtener el mínimo de "cabezas" de colectores. Existen varios métodos para establecer rutas de flujo, el más común es el sistema denominado en "bayoneta"
7. Una vez definida el área total a servir y sus futuras ampliaciones, se definen las subáreas de aportaciones y se establecen la localización de los interceptores, colectores, subcolectores y atarjeas.

IV. DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

1. Los principales factores que afectan el flujo del agua en los sistemas de alcantarillado son:
 - a) Pendiente
 - b) Area de la sección transversal
 - c) Rugosidad de las tuberías
 - d) Condiciones de flujo
 - e) Obstrucciones
 - f) Tipo de aguas residuales
2. Los diámetros y las pendientes de los colectores deben ser tales que proporcionen la capacidad hidráulica suficiente para transportar los flujos máximo y mínimo, asegurando que siempre exista una ventilación adecuada y que se tenga velocidades de autolimpieza para prevenir la formación de depósitos de sólidos sedimentables.
3. En el diseño de los colectores se busca obtener el mejor aprovechamiento de la pendiente natural del terreno para que las tuberías trabajen por gravedad y se reduzcan al mínimo las excavaciones y bombeos. Esto implica encontrar la combinación de diámetros y pendientes óptimas.
4. A mayores velocidades se obtienen mayores caudales y menores diámetros, pero quizá se requieran mayores pendientes que las que proporciona la inclinación natural del terreno, por lo que mayores pendientes involucran mayores excavaciones y bombeos.
5. Por otro lado, pendientes menores demandan mayores diámetros y originan menores velocidades, limitando la capacidad hidráulica de las tuberías y precociando el azolve del área de flujo.
6. Existen restricciones de diseño que establecen las instituciones responsables de los proyectos de sistemas de alcantarillado, como son las normas de diseño de SAHOP.
 - a) Caudales de diseño
$$Q_{\text{máx. extraordinario}} = 1.5 Q_{\text{máx. instantáneo}}$$
$$Q_{\text{máx. instantáneo}} = M Q_{\text{med.}}$$
$$M = \text{coeficiente de Harmon}$$
$$Q_{\text{mín. diseño}} = 0.5 Q_{\text{med.}}$$



b) Diámetros y pendientes de tuberías

"Deberá seleccionarse el diámetro de las tuberías de manera que su capacidad sea tal, que a gasto máximo extraordinario, el agua escurra sin presión a tubo lleno y con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión, debiendo como mínimo alcanzar ese tirante el valor de 1.0 cm en casos exponenciales y en casos normales el de 1.5 cm

Diámetro mínimo recomendado: 20 cm

Pendientes mínimas recomendadas:

- i) Casos normales: (ver tabla)
- ii) Q mín: Aquella que produce una V mín= 0.60 m/s a tubo lleno
- iii) Q máx: Aquella que produce una V máx= 3.0 m/s a tubo lleno
- iv) Casos excepcionales

Q mín: Aquella que produce una V mín= 0.30 m/s
Aquella que produce una V máx= 3.0 m/s

Q máx: Aquella que produce una V máx= a tubo parcialmente lleno

c) Cálculo hidráulico:

Fórmula de Manning: $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

- 7. En el flujo de una tubería trabajando parcialmente llena se presenta el problema de determinar el área, el perímetro mojado y el radio hidráulico para varias condiciones, por lo que para facilitar el cálculo interactivo se han elaborado Tablas, diagramas y nomogramas. (Ver Anexo I) que relacionan d/D con los otros elementos geométricos del flujo.
- 8. Para diversas clases de materiales empleados en tuberías se han establecido recomendaciones para el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, tal como se indica a continuación:



<u>Material</u>	<u>n(Manning)</u>
Asbesto cemento	0.010
Concreto liso (tuberías prefabricadas)	0.013
Concreto áspero (Tuberías colocadas en el sitio)	0.016
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimiento	0.014
Acero soldado con revestimiento	0.011
Plástico P.V.C.	0.009

9. En igual forma se han establecido velocidades máximas recomendadas para diferentes tipos de materiales de tuberías:

<u>Material</u>	<u>V máx. (m/s)</u>
Concreto simple	3.0
Concreto reforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0
P.V.C.	5.0

10. Una vez determinadas las aportaciones de aguas residuales en cada tramo de la red de colectores, se realiza el dimensionamiento hidráulico del sistema. En general, para cada tramo se presentan dos o tres alternativas de combinaciones de diámetros y pendientes.
11. El método convencional que se sigue consiste en seleccionar el diámetro más económico que cumple con las restricciones de las normas de diseño y finalmente se comprueba que el diseño general del sistema satisfaga la cota de control fijada en el sitio de disposición (descarga o planta de tratamiento), tratando de evitar al máximo el tener que instalar estaciones de bombeo. En caso de que no se satisfaga lo anterior, se realizan iteraciones para cada tramo y para el conjunto de la red hasta optimizar el diseño. Este procedimiento se efectúa mediante cálculos "a mano".



12. Se han desarrollado modelos de computadora que mediante la aplicación de métodos de aproximación secuencial se optimiza el costo de los sistemas de alcantarillado. Estos modelos consideran los costos de las tuberías e instalación y de las excavaciones a través de la expresión:

$$C = a + b D^2 + c y^{-2}$$

donde:

C= costo de construcción (\$/m Longitud tubería)

a= Coeficiente de instalación

b= Coeficiente de tipo de material de la tubería (\$/m de diámetro)

D= Diámetro comercial de tubería (m)

c= Coeficiente de excavación (\$/m profundidad)

y= Profundidad de excavación a nivel de plantilla (m)

13. En general, aproximadamente el 80% del costo de construcción de una red de colectores corresponde al costo de las tuberías y su instalación. El 15% del costo de construcción corresponde a pozos de visita y el resto a otros conceptos. Es obvio que estas proporciones no se cumplen cuando se tienen excavaciones en materiales duros y cuando se requieren obras accesorias y especiales de alto costo.



EJEMPLO DE CALCULO HIDRAULICO

$Q_{\max} = 3.500 \text{ l/s}$ Caudal de aguas negras a futuro en el tramo acumulado.

$Q_{\text{inf.}} = 0.185 \text{ l/s-ha} (1.35 \text{ ha}) = 0.250 \text{ l/s}$

Infiltración: $80 \text{ m}^3/\text{km-día}$
 0.185 l/s-ha

$Q_{\min} = 0.170 \text{ l/s}$ Caudal de aguas negras actual en el tramo acumulado

Pendiente del terreno $S = \frac{5.97 - 5.45}{97} \times 1000 = (+) 5.4 \text{ milésimas}$

Suponiendo un diámetro de $\phi = 200 \text{ mm}$

$$\frac{d}{D} = 1.0 \rightarrow \frac{A}{D^2} = 0.7854 \rightarrow A = 0.7854 (0.200 \text{ m})^2 = 0.0314 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \frac{R}{D} = 0.250 \rightarrow R = 0.250 (0.200 \text{ m}) = 0.0500 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.013} (0.050 \text{ m})^{2/3} (0.0054)^{1/2} = 0.75 \text{ m/s} \quad \underline{\text{OK}}$$

$$Q = VA = (0.75 \text{ m/s})(0.0314 \text{ m}^2) = 23.6 \text{ l/s}$$

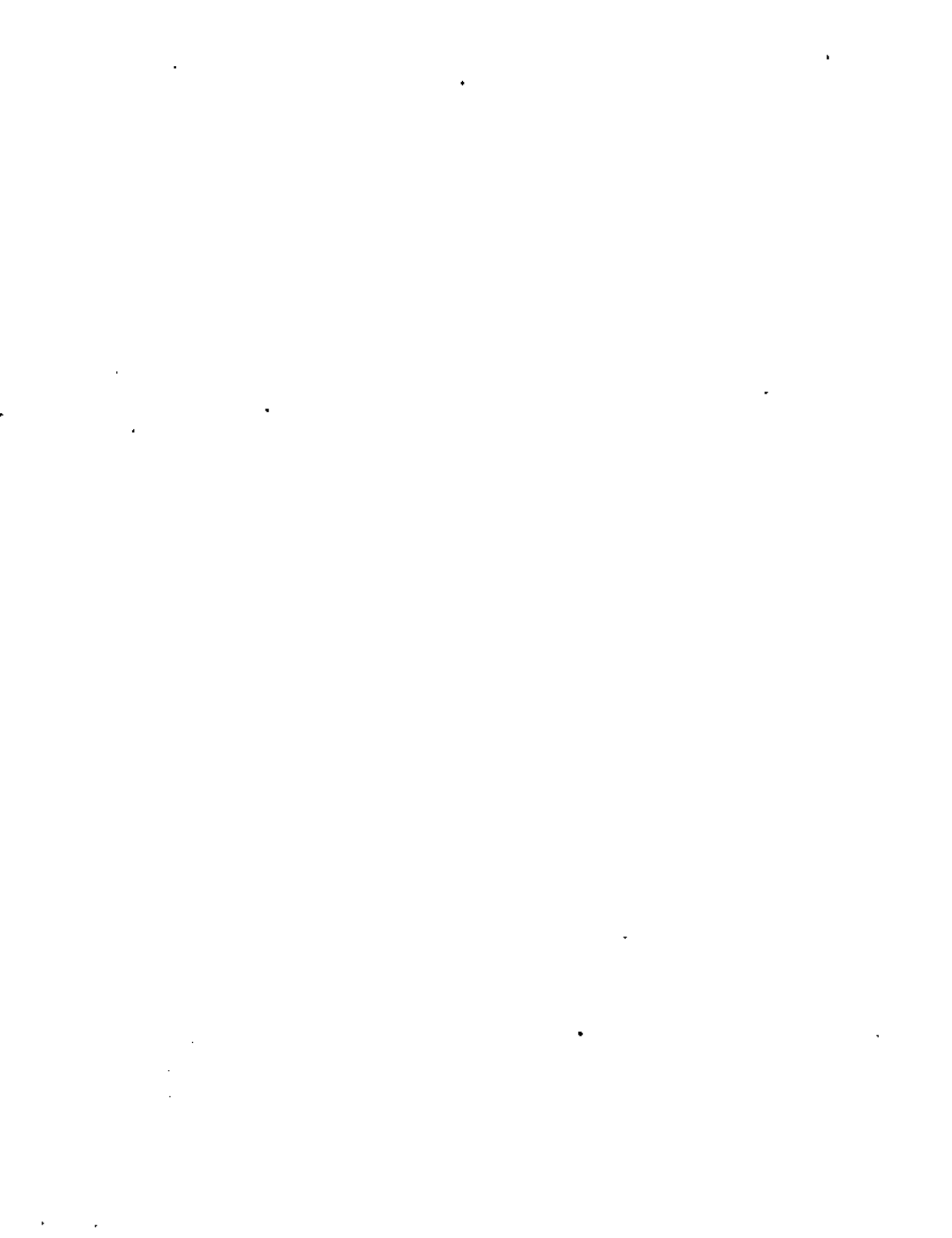
$$\frac{Q_{\max}}{Q} = \frac{3.750 \text{ l/s}}{23.600 \text{ l/s}} = 0.159 \rightarrow \frac{d}{D} = 0.28 \rightarrow d = 0.056 \text{ m}$$

$$\rightarrow \frac{v}{V} = 0.75 \rightarrow v = 0.56 \text{ m/s} \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\frac{Q_{\min}}{Q} = \frac{0.420 \text{ l/s}}{23.600 \text{ l/s}} = 0.018 \rightarrow \frac{d}{D} = 0.09 \rightarrow d = 0.018 \text{ m}$$

$$\rightarrow \frac{v}{V} = 0.34 \rightarrow v = 0.255 \text{ m/s}$$

No satisface la norma de $v_{\min} \geq 0.30 \text{ m/s}$, por lo que se requiere incrementar la pendiente dado que ya se supuso el diámetro mínimo recomendable. En otros casos convendría reducir el diámetro si es que no se supuso el mínimo en la primera iteración.







BIBLIOGRAFIA

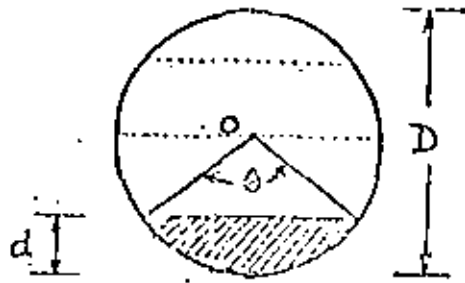
- . "Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers", ASCE-WPCF Manual of Practice No. 9, Segunda Edición, 1972.
- . Chow, Ven Te. "Open-Channel Hydraulics", Mc Graw-Hill Book Co., 1959.
- . Clark, J.W., W. Viessman y M.J. Hammer. "Water Supply and Pollution Control", International Texbook Co., 1971.
- . Metcalf and Eddy, Inc. "Wastewater Engineering: Collection, Treatment and Disposal", Mc Graw-Hill Book Co., 1972.
- . Metcalf and Eddy, Inc. "Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater", Mc Graw-Hill Book Co., Segunda Edición, 1980.
- . Metcalf and Eddy, Inc. "Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse", Mc Graw-Hill Book Co., Segunda Edición, 1979.
- . Solano, M. "Apuntes del Curso de Sistemas de Alcantarillado", Maestría en Ingeniería Sanitaria, DEPMI, UNAM, 1970.
- . "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana, SAHOP", 1979.
- . Bonilla, U. D. "Diseño Óptimo de Redes de Aguas Negras", Curso Corto sobre Sistemas de Alcantarillado, CECFI, UNAM, 1977.
- . "Método Secuencial para el Diseño Óptimo de Redes de Alcantarillado" (Sin publicar), 1981.



ANEXO I

TABLAS, GRAFICAS Y NOMOGRAMAS
PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE
COLECTORES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO





Condiciones:

- a) $d = D$
- b) $d > D/2$
- c) $d = D/2$
- d) $d < D/2$

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{2} (1 - \cos \frac{\theta}{2})$$

$$\cos \frac{\theta}{2} = \left(\frac{d - D/2}{D/2} \right)$$

$$\frac{P}{P} = \frac{\theta}{360^\circ}$$

$$P = \pi D$$

$$\frac{Q}{A} = \left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\sin \theta}{2\pi} \right)$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\frac{r}{R} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\sin \theta (360^\circ)}{2\pi \theta} \right)$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \left(\frac{r}{R} \right)^{2/3} \left(\frac{R}{S} \right)^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{N} R^{2/3} S^{1/2} \quad Q = VA$$

suponiendo $\frac{R}{S} = 1$

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \left(\frac{r}{R} \right)^{2/3}$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{Q}{A} \cdot \frac{N}{n} \left(\frac{r}{R} \right)^{2/3}$$

AUTOLIMPIEZA:

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \left(\frac{r}{R} \right)^{1/6}$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{Q}{A} \cdot \frac{N}{n} \left(\frac{r}{R} \right)^{1/6}$$

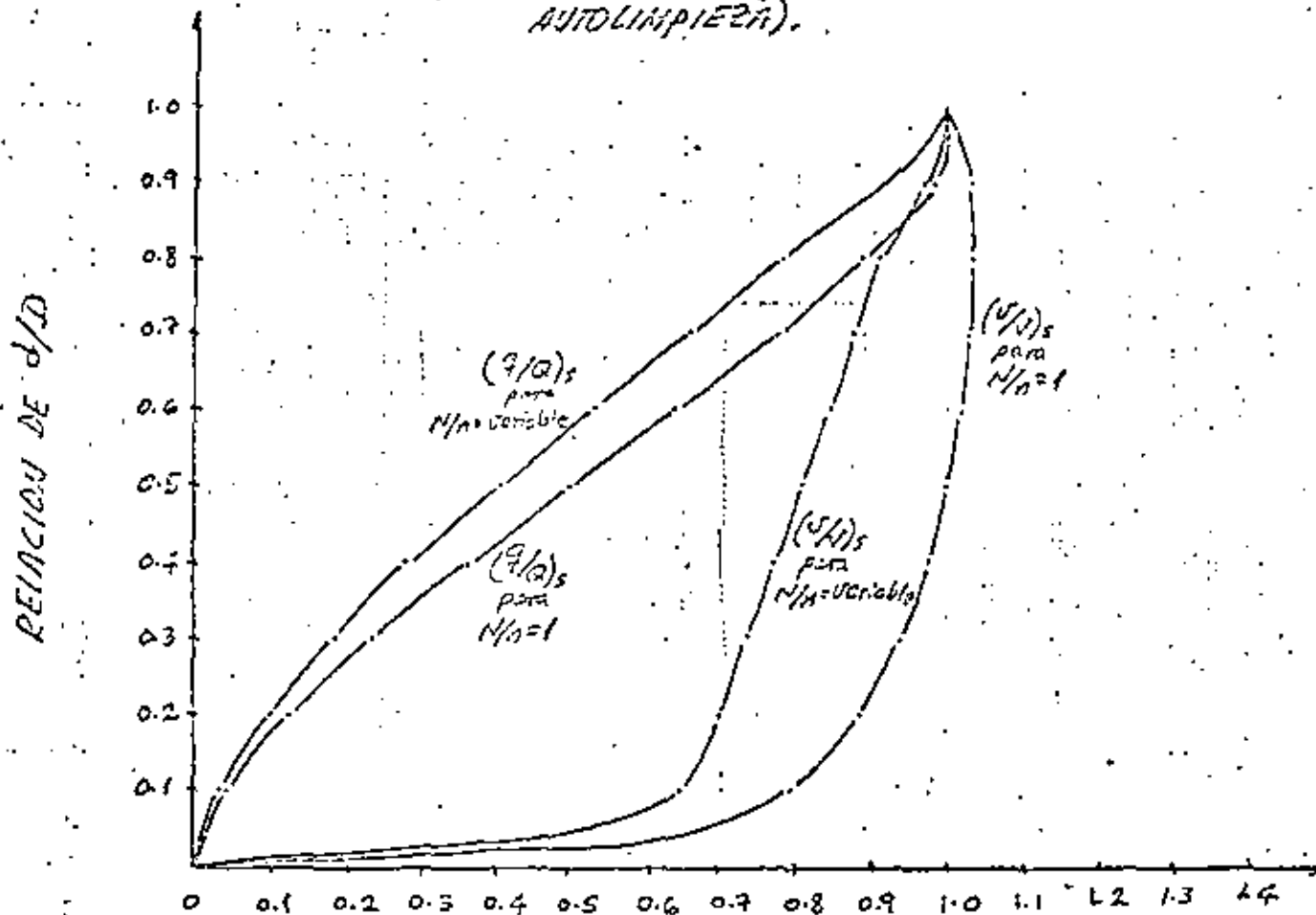


d/D	θ	P/P	a/A	T/R	$(r/R)^{1/6}$	N/n	v/v	q/Q	(v/v) _s	(q/q) _s	(v/v) _s	(q/q) _s
									AUTO LIMPIDEZ para N/n = 1		AUTO LIMPIDEZ para N/n = 1	
0.10	73.6°	0.264	0.052	0.254	0.796	0.82	0.401	0.021	0.796	0.041	0.650	0.034
0.20	106.4°	0.295	0.143	0.482	0.856	0.79	0.515	0.038	0.856	0.128	0.730	0.100
0.30	132.8°	0.369	0.252	0.684	0.939	0.78	0.776	0.195	0.939	0.237	0.733	0.185
0.40	157.0°	0.436	0.373	0.857	0.975	0.79	0.902	0.357	0.975	0.364	0.730	0.280
0.50	180.0°	0.500	0.500	1.000	1.000	0.81	1.000	0.500	1.000	0.500	0.810	0.505
0.60	203.0°	0.564	0.626	1.110	1.018	0.83	1.072	0.671	1.018	0.638	0.845	0.530
0.70	227.2°	0.631	0.743	1.195	1.029	0.85	1.120	0.833	1.029	0.873	0.875	0.655
0.80	253.6°	0.705	0.852	1.217	1.033	0.88	1.140	0.998	1.033	0.885	0.908	0.730
0.90	283.0°	0.775	0.949	1.192	1.030	0.94	1.124	1.066	1.030	0.978	0.968	0.920
1.00	360.0°	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

RELACIONES DE ELEMENTOS HIDRAULICOS DE COLECTORES
CIRCULARES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO



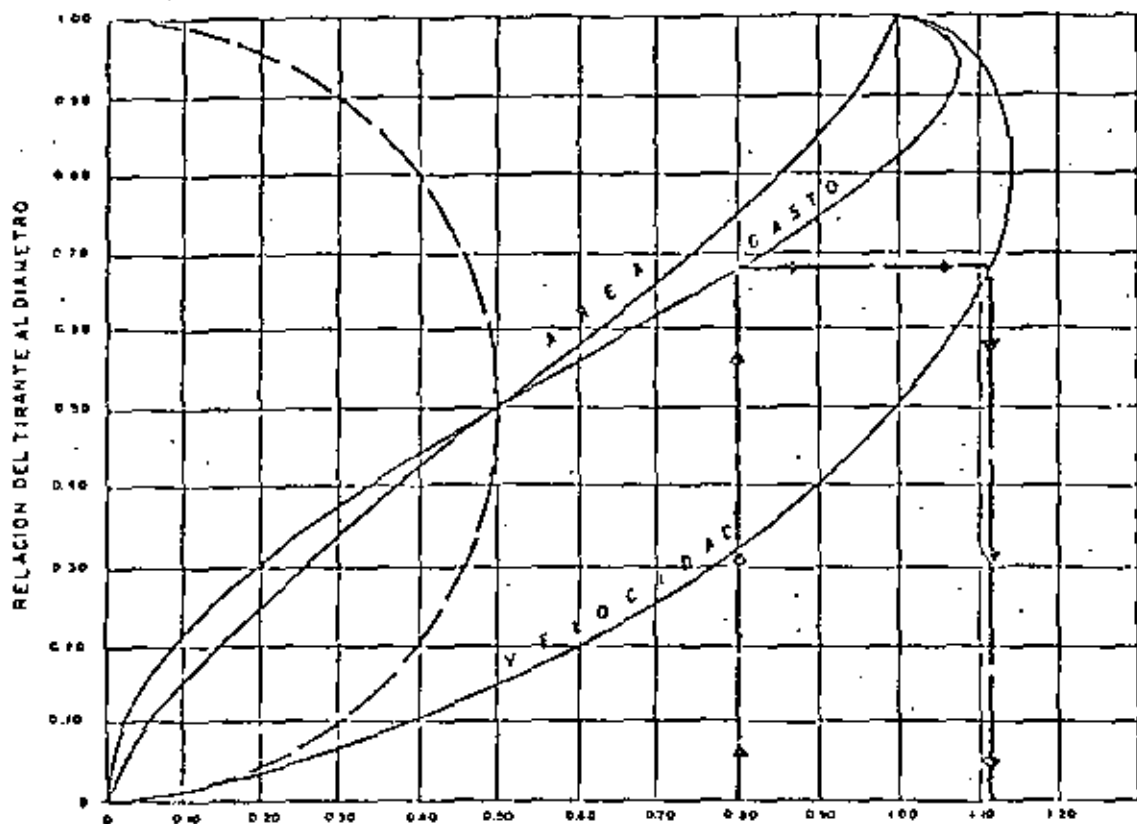
ELEMENTOS HIDRAULICOS PARA CONDUCTOS CIRCULARES (EN RELACIONES DE $H/h = 1$ y $H/h = \text{variable}$ (CONSIDERANDO EFECTO POR AUTOLIMPIEZA).



RELACIONES DE $(V/V_s)_s$, $(Q/Q_s)_s$ para $H/h = 1$
 $(V/V_s)_s$, $(Q/Q_s)_s$ para $H/h = \text{variable}$

RELACIONES DE ELEMENTOS HIDRAULICOS DE COLECTORES CIRCULARES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ELEMENTOS HIDRAULICOS DE LA SECCION CIRCULAR



RELACION DEL AREA, VELOCIDAD Y GASTO DE TUBO PARCIALMENTE LLENO A TUBO LLENO

Ejemplo. Si a tubo lleno se tiene $Q=425$ l.p.s. y $V=2.14$ m/seg., obtener la velocidad para $Q=340$ l.p.s., sin variar la pendiente.

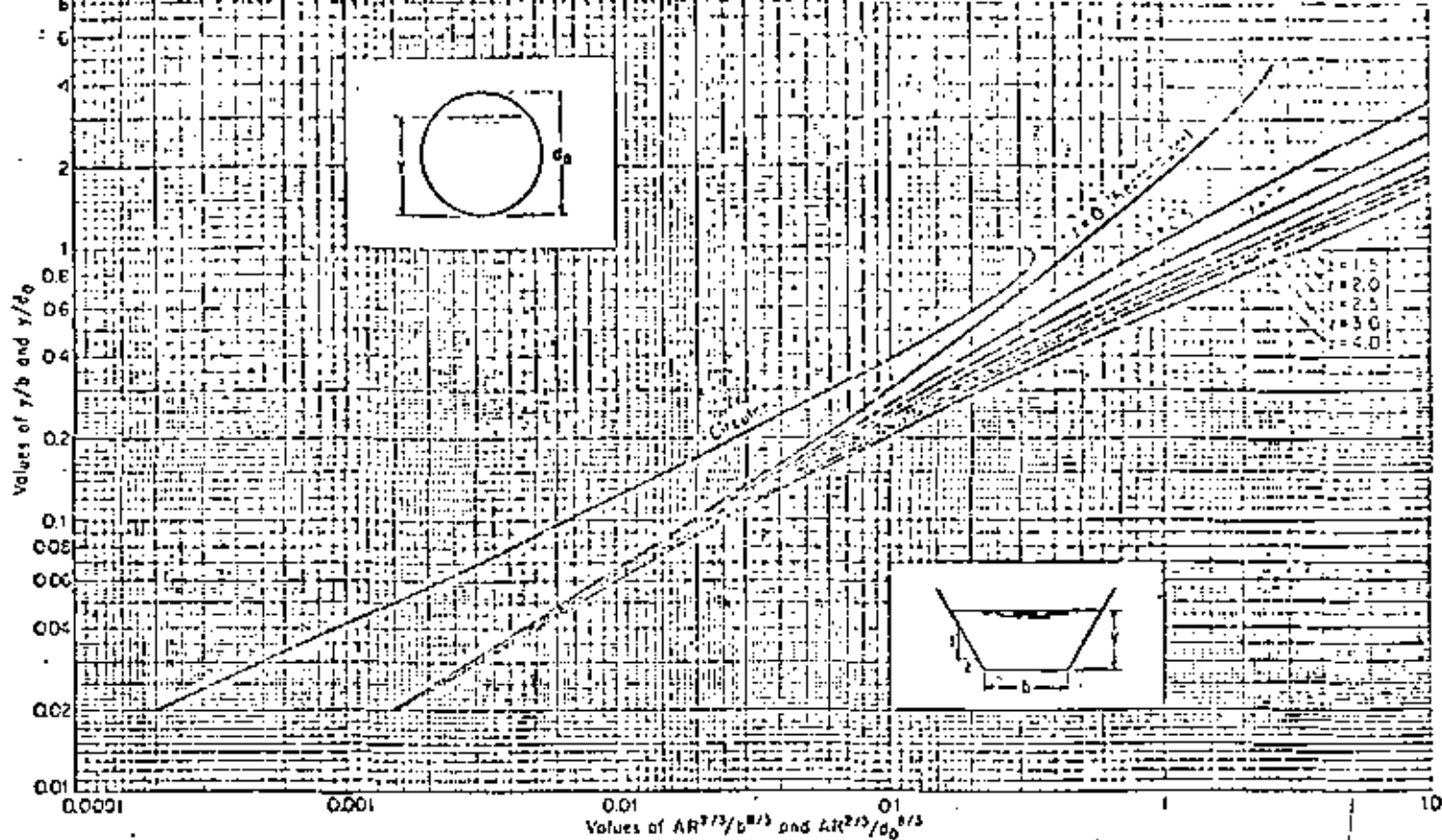
El porcentaje respecto al tubo lleno es $\frac{340}{425} = 80\%$, entrando a la gráfica se obtiene el porcentaje respecto a la sección llena de 1.125 que multiplicado por 2.14 da $V=1.125 \times 2.14 = 2.41$ m/s.

ESTE PLANO ANUNCIÓ Y RESISTIÓ AL VESADO

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA Y ESPACIO DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AERONÁUTICA Y ESPACIO PLANO NÚMERO DE PROYECTO
ALBATRO LLENO BRANCA DE ELEMENTOS HIDRAULICOS SECCION CIRCULAR
AUTORES: [Ilustración de firmas] REVISOR: [Ilustración de firma] INGENIERO EN JEFE: [Ilustración de firma]
FECHA DE EMISIÓN: [Ilustración de fecha] FECHA DE REVISIÓN: [Ilustración de fecha]

FIG. 100
 INGENIERO EN JEFE DE PROYECTO: [Ilustración de firma]
 INGENIERO EN JEFE DE SECCION: [Ilustración de firma]





CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE NORMAL EN CONDUCCIONES CIRCULARES, RECTANGULARES Y TRAPEZOIDALES

	$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{b}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{1/3}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d_0^{2/3}}$
	0.01	0.0013	0.2004	0.0066	0.1950	0.0066	0.0001	0.0000
	0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2860	0.0131	0.0004	0.0002
	0.03	0.0069	0.3462	0.0197	0.3412	0.0202	0.0010	0.0005
	0.04	0.0105	0.4037	0.0262	0.3919	0.0268	0.0017	0.0009
	0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.4359	0.0336	0.0027	0.0013
	0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0406	0.0039	0.0022
	0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.5103	0.0474	0.0053	0.0031
	0.08	0.0291	0.5735	0.0513	0.5426	0.0542	0.0069	0.0040
	0.09	0.0350	0.6091	0.0574	0.5724	0.0612	0.0087	0.0052
	0.10	0.0419	0.6435	0.0635	0.6000	0.0682	0.0107	0.0065
	0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.6255	0.0752	0.0129	0.0079
	0.12	0.0534	0.7075	0.0754	0.6499	0.0822	0.0153	0.0095
	0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.6726	0.0892	0.0179	0.0113
	0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0961	0.0217	0.0131
	0.15	0.0739	0.7951	0.0929	0.7141	0.1031	0.0258	0.0152
	0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106	0.0270	0.0173
	0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.7513	0.1178	0.0301	0.0196
	0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7681	0.1252	0.0339	0.0220
	0.19	0.1039	0.9020	0.1152	0.7836	0.1324	0.0378	0.0247
	0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398	0.0418	0.0274
	0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.8146	0.1472	0.0460	0.0301
	0.22	0.1281	0.9761	0.1312	0.8285	0.1546	0.0503	0.3333
	0.23	0.1365	1.0001	0.1364	0.8417	0.1622	0.0549	0.0359
	0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1696	0.0597	0.0391
	0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.8660	0.1771	0.0646	0.0427
	0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850	0.0697	0.0461
	0.27	0.1711	1.0928	0.1566	0.8879	0.1926	0.0751	0.0497
	0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2001	0.0805	0.0536
	0.29	0.1890	1.1373	0.1662	0.9075	0.2081	0.0862	0.0571
	0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162	0.0921	0.0609

T= ancho superior
Z= factor de cálculo de flujo crítico (A/D)

Ref.: Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics"

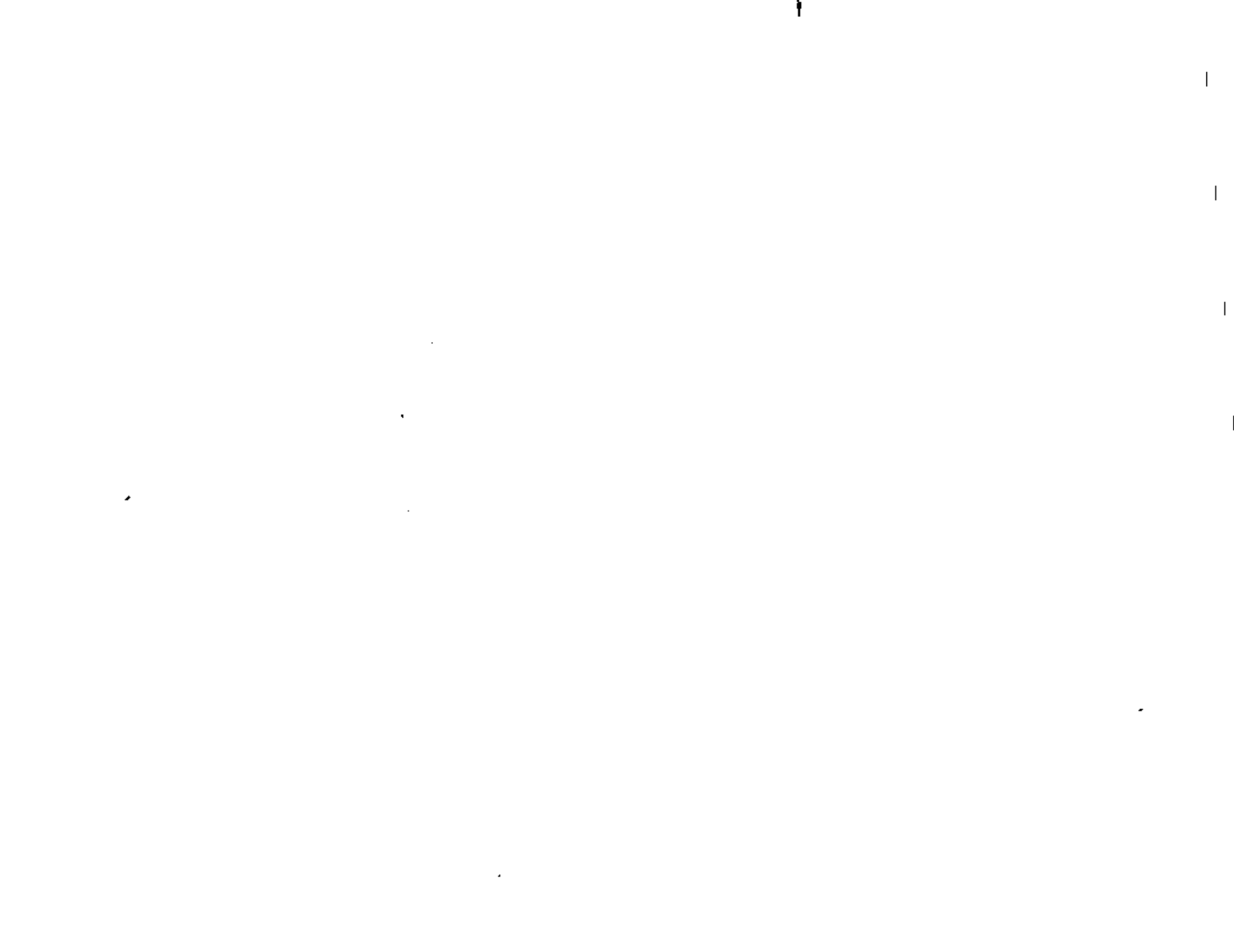


$\frac{y}{d_0}$	$\frac{1}{d_0^3}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^3}$	$\frac{AR^{1.48}}{d_0^{1.48}}$
0.31	0.2074	1.1810	0.1755	0.0250	0.2242	0.0981	0.0650
0.32	0.2167	1.2025	0.1801	0.0310	0.2322	0.1014	0.0690
0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.0370	0.2401	0.1047	0.0736
0.34	0.2355	1.2451	0.1894	0.0434	0.2480	0.1079	0.0776
0.35	0.2450	1.2661	0.1939	0.0500	0.2560	0.1211	0.0820
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.0560	0.2632	0.1310	0.0861
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.0626	0.2706	0.1381	0.0900
0.38	0.2739	1.3284	0.2064	0.0698	0.2782	0.1454	0.0935
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.0755	0.2858	0.1528	0.1029
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.0798	0.2934	0.1603	0.1050
0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.0847	0.3012	0.1682	0.1100
0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.0897	0.3092	0.1760	0.1147
0.43	0.3230	1.4303	0.2257	0.0942	0.3172	0.1841	0.1196
0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.0992	0.3252	0.1927	0.1245
0.45	0.3428	1.4708	0.2331	0.0950	0.3332	0.2011	0.1298
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.0998	0.3412	0.2095	0.1348
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.1052	0.3492	0.2180	0.1401
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.1092	0.3572	0.2275	0.1452
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.1138	0.3652	0.2366	0.1505
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3732	0.2450	0.1558
0.51	0.4027	1.5905	0.2531	0.0995	0.4028	0.2593	0.1610
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.0992	0.4130	0.2650	0.1664
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.0982	0.4231	0.2718	0.1715
0.54	0.4327	1.6509	0.2620	0.0963	0.4340	0.2818	0.1772
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.0950	0.4448	0.2919	0.1825
0.56	0.4526	1.6911	0.2678	0.0923	0.4558	0.3051	0.1878
0.57	0.4625	1.7113	0.2707	0.0902	0.4670	0.3158	0.1943
0.58	0.4724	1.7315	0.2728	0.0871	0.4786	0.3291	0.1987
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.0847	0.4902	0.3373	0.2041
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.0798	0.5022	0.3484	0.2092
0.61	0.5018	1.7926	0.2797	0.0755	0.5144	0.3560	0.2140
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.0708	0.5270	0.3710	0.2190
0.63	0.5212	1.8338	0.2830	0.0650	0.5398	0.3830	0.2242
0.64	0.5308	1.8546	0.2850	0.0600	0.5530	0.3945	0.2302
0.65	0.5404	1.8755	0.2881	0.0550	0.5666	0.4066	0.2358

$\frac{y}{d_0}$	$\frac{1}{d_0^3}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^3}$	$\frac{AR^{1.48}}{d_0^{1.48}}$
0.66	0.5499	1.8965	0.2899	0.0514	0.5804	0.4158	0.2407
0.67	0.5591	1.9177	0.2917	0.0464	0.5944	0.4300	0.2460
0.68	0.5687	1.9391	0.2935	0.0410	0.6086	0.4437	0.2510
0.69	0.5780	1.9606	0.2950	0.0350	0.6230	0.4566	0.2560
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.0290	0.6376	0.4694	0.2608
0.71	0.5964	2.0042	0.2973	0.0235	0.6524	0.4831	0.2658
0.72	0.6054	2.0261	0.2984	0.0180	0.6674	0.4964	0.2702
0.73	0.6143	2.0489	0.2995	0.0120	0.6826	0.5100	0.2751
0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.0060	0.6980	0.5238	0.2795
0.75	0.6318	2.0941	0.3017	0.0000	0.7136	0.5372	0.2840
0.76	0.6401	2.1176	0.3025	0.8512	0.7498	0.5510	0.2888
0.77	0.6480	2.1412	0.3032	0.8417	0.7710	0.5650	0.2930
0.78	0.6573	2.1652	0.3037	0.8285	0.7914	0.5780	0.2960
0.79	0.6655	2.1895	0.3040	0.8116	0.8170	0.6011	0.3008
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420	0.6177	0.3045
0.81	0.6815	2.2395	0.3044	0.7816	0.8686	0.6347	0.3082
0.82	0.6893	2.2651	0.3045	0.7684	0.8970	0.6524	0.3118
0.83	0.6969	2.2910	0.3045	0.7513	0.9276	0.6707	0.3151
0.84	0.7043	2.3180	0.3045	0.7332	0.9606	0.6897	0.3182
0.85	0.7115	2.3462	0.3045	0.7111	0.9964	0.7098	0.3212
0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.6910	1.0354	0.7307	0.3240
0.87	0.7251	2.4038	0.3017	0.6726	1.0784	0.7525	0.3264
0.88	0.7320	2.4341	0.3008	0.6560	1.1264	0.7754	0.3286
0.89	0.7389	2.4653	0.2996	0.6418	1.1800	0.8016	0.3307
0.90	0.7455	2.4981	0.2980	0.6300	1.2408	0.8285	0.3324
0.91	0.7501	2.5322	0.2963	0.5721	1.3110	0.8550	0.3336
0.92	0.7560	2.5681	0.2944	0.5426	1.3932	0.8917	0.3345
0.93	0.7612	2.6061	0.2922	0.5103	1.4918	0.9292	0.3350
0.94	0.7662	2.6467	0.2896	0.4750	1.6130	0.9720	0.3353
0.95	0.7707	2.6906	0.2864	0.4390	1.7652	1.0212	0.3349
0.96	0.7749	2.7389	0.2830	0.3910	1.9770	1.0858	0.3340
0.97	0.7785	2.7914	0.2787	0.3412	2.2820	1.1732	0.3322
0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.2900	2.7916	1.2950	0.3291
0.99	0.7841	2.9312	0.2665	0.1900	3.9400	1.5534	0.3248
1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	-	-	0.2117

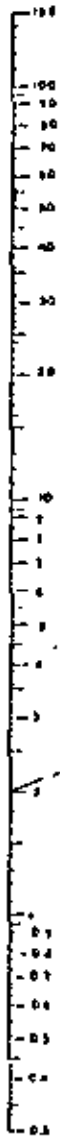
Ref.: Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics".

RELACIONES DE ELEMENTOS GEOMETRICOS EN TUBERIAS CIRCULARES



$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

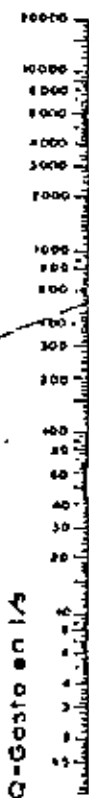
$$n = 0.013$$



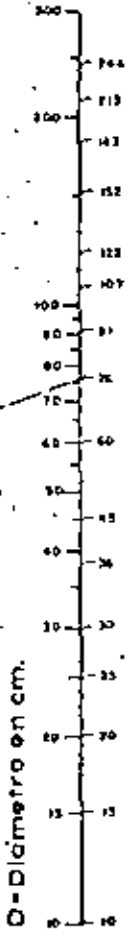
S = Pendiente hidráulica en milímetros



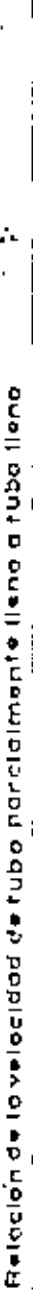
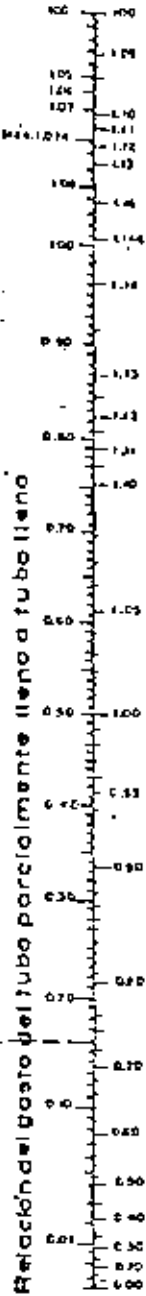
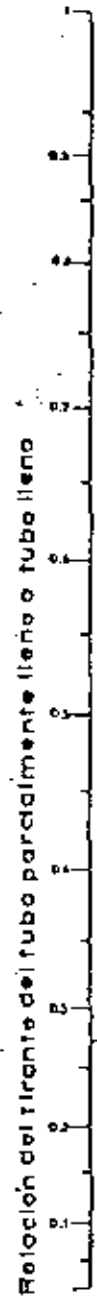
V = Velocidad en m/s



Q = Gasto en l/s



D = Diámetro en cm.



Ejemplo: D=76 cm. con S=2 milésimas, usando los puntos de estos
 datos se obtienen D tubo lleno = 516 mm y V tubo lleno = 1.14 m/seg.
 Se calculan los D y V para S=2 milésimas, se calcula: $R_1 = \frac{D}{516} = 0.146$
 que llevado a la escala permite obtener $R_2 = 0.73$ y $R_3 = 0.27$ mediante
 los cuales se calculan:

V, par. lleno = 1.14 x 0.73 = 0.83 m/seg.
 T, par. lleno = 0.27 x 0.76 = 0.21 m

ALCALDIA DE
 EL MUNICIPIO DE
 ALCANTARILLO
 DEPARTAMENTO DE
 CALDAS

SAHOP

SUBDIRECCION
 DE PROYECTOS

ALCANTARILLO
 NOMOGRAMA DE MANNING
 n = 0.013



PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS

PARA TUBERIAS DE UNA RED DE ALCANTARILLADO EN CASOS NORMALES

DIAMETRO NOMINAL EN CM.	CALCULADAS				PENDIENTE RECO- MENDABLE PARA PROYECTOS, EN MILESIMOS	
	MAXIMA V=2.00m/seg. a tubo lleno		MINIMA V=0.60m/seg. a tubo lleno		MAXIMA	MINIMA
	PENDIENTE MILESIMOS	COSTO LT/SEG.	PENDIENTE MILESIMOS	COSTO LT/SEG.		
20	82.57	94.24	3.30	18.85	63	40 (ver Arts 21)
25	61.32	147.26	2.45	29.43	61	25
30	48.09	242.06	1.92	42.41	48	20
38	35.09	340.23	1.40	68.05	35	15
45	28.01	477.13	1.12	95.43	28	12
61	18.67	876.74	0.75	175.35	19	08
76	13.92	1360.93	0.56	272.19	14	06
91	10.95	1951.16	0.44	390.23	11	05
107	8.82	2697.61	0.35	539.52	9	04
122	7.41	3506.96	0.30	701.39	7.5	03
152	5.53	5443.75	0.22	1088.75	5.5	03
183	4.31	7890.66	0.17	1578.13	4.5	02
213	3.52	10689.62	0.14	2137.56	3.5	02
244	2.94	14027.84	0.12	2805.57	3.0	02

NOTAS.-

1.- Fórmula empleada:

Manning (n=0.013)

2.- Para lograr un mejor funcionamiento hidraulico

se proyectaron las alcantarillas de 20cm. de diámetro
con una pendiente mínima de 4 milésimos.

SECRETARIA DE ASISTENCIA SOCIAL Y OBRAS PUBLICAS
 INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS
 INSTITUCION VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS DE
 AGUAS POTABLES Y ALCANTARILLADO
 INSTITUCION VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

ALCANTARILLADO

PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS

Fecha: _____

Elaborado por: _____

Revisado por: _____

VC. 1578

Elaborado por: _____
 Revisado por: _____



DIRECCION GENERAL DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO .
SUBDIRECCION DE PROYECTOS
ALCANTARILLADO PARA AGUAS NEGRAS
TABLA DE CALCULOS HIDRAULICOS

Calculo: _____

Localidad: _____

CRUCERO <small>(NOMENCLATURA DE CRUCEROS)</small>	LONGITUDES EN M.			POBLACION SERVIDA <small>(ESTIMADA)</small>	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (L/S)				PENDIEN TE <small>(MILIMETROS)</small>	DIAME. TUB. <small>(C.M.)</small>	FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO				
	PROPIA DEL TRAMO	INSTALADA EN EL CRUCERO	ACUMULADA PARA EL TRAMO		MINIMO	MEDIO	MAXIMO	MAYOR EXTRAC. DINAMIC			FUERZO LLENO		VELOC. EFECTIVA A LA BOTA		
											COSTO <small>(C.P.M.)</small>	VELOC. <small>(M/SEG.)</small>	MINIMO <small>(M/SEG.)</small>	MAXIMO <small>(M/SEG.)</small>	

DISEÑADO: *[Firma]*

REVISADO: *[Firma]*

MEXICO, D.F. MAYO DE 1978
DISEÑO: *[Firma]*

V.C. 1988







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

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

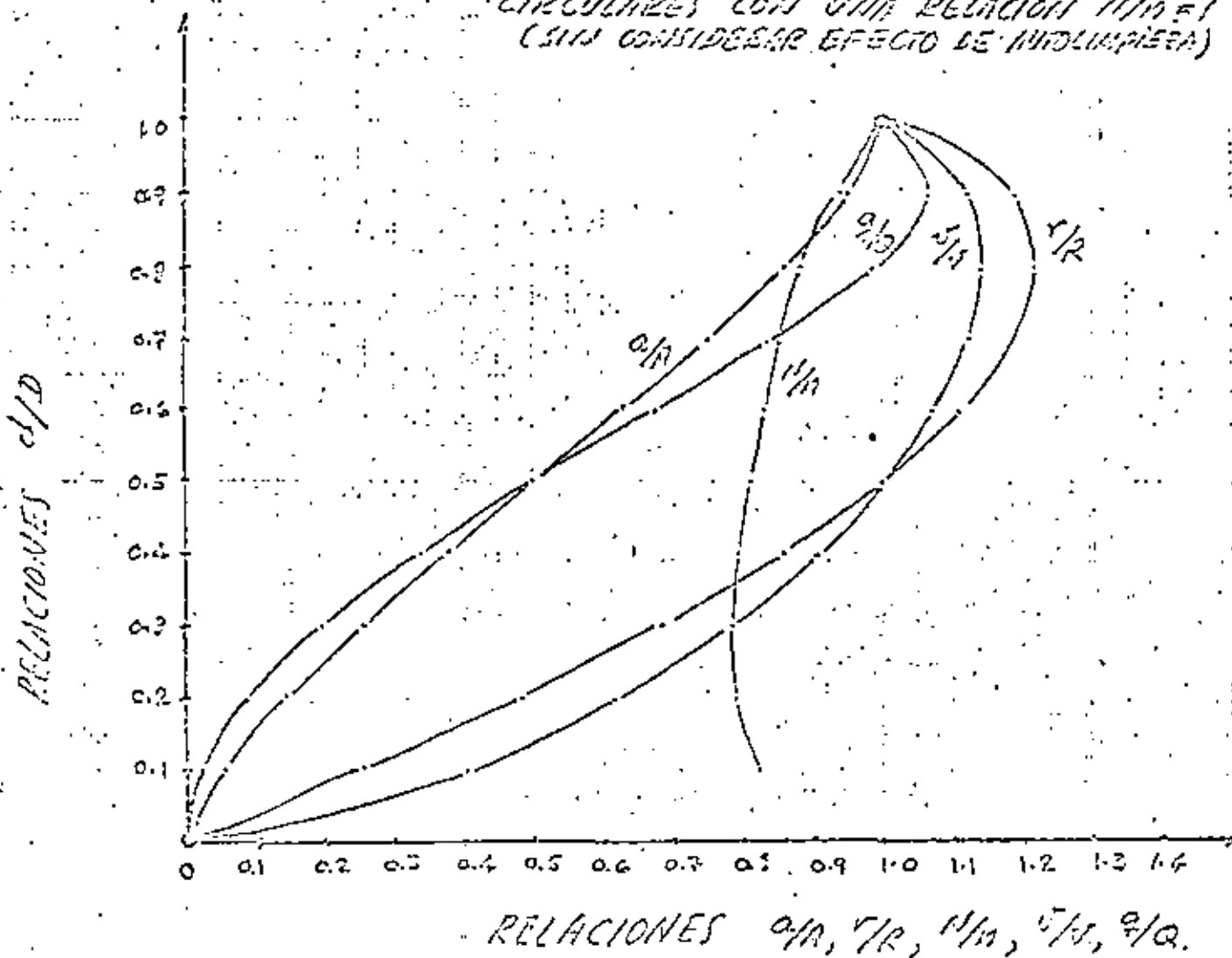
HIRAULICA DE REDES DE ATARJEAS, Anexo II

Dr Raúl- Cuellar Chávez

4 Julio, 1981



ELEMENTOS HIDRAULICOS PARA CONDUCTOS CIRCULARES CON UNA RELACION H/H_1 (SIN CONSIDERAR EFECTO DE INTORCIMIENTO)



RELACIONES DE ELEMENTOS HIDRAULICOS DE COLECTORES CIRCULARES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

12

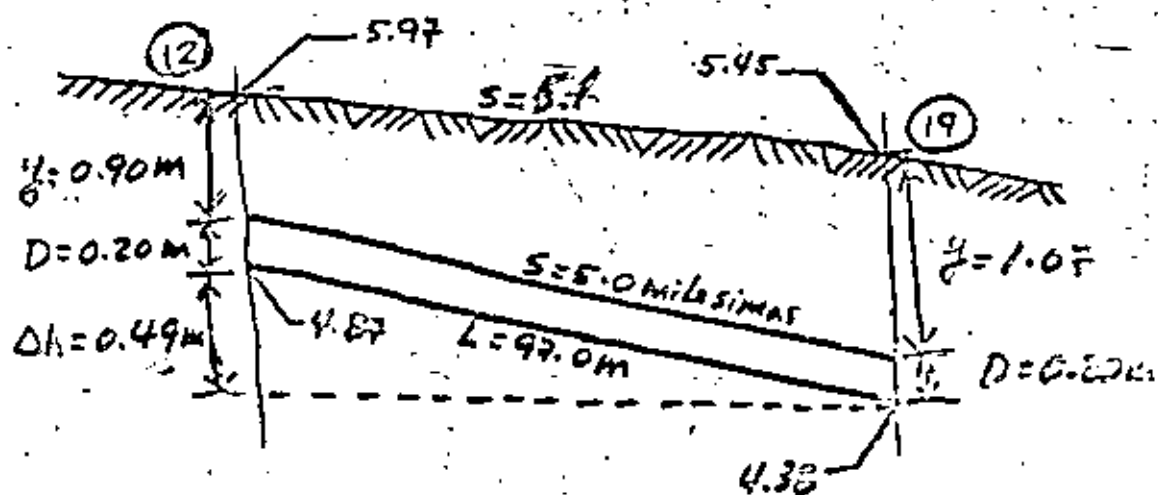
Gasto mínimo

$$- Q_{\min} = 0.5 Q_{\text{med}}$$

En casos con pendientes muy pequeñas e muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras, la descarga de un inodoro con 1.5 lts, de acuerdo con el número de descargas simultáneas al decantatorio según el siguiente

TABLA No. 1

Diám. (cm.)	No. Descargas Simultáneas	Aportación por Descarga (l.p.s.)	Gasto Mínimo Aguas Negras (l.p.s.)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5



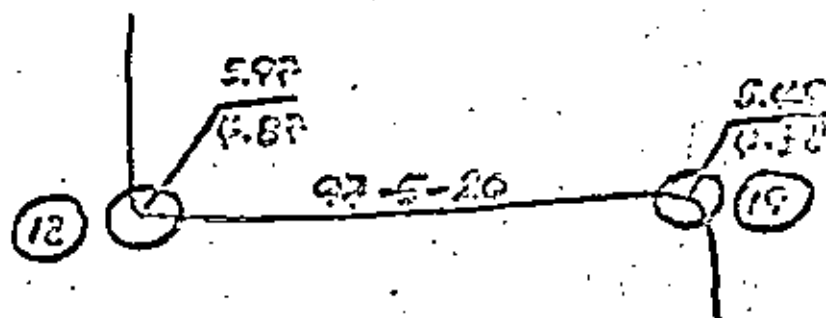
Profundidad minima = 0.90 m

Cota de plantilla inicial = $5.97\text{ m} - (0.90\text{ m} + 0.20\text{ m}) = 4.87\text{ m}$

Desnivel (Δh) = $97.0\text{ m} (0.005) = 0.49\text{ m}$

Cota de plantilla final = $4.87\text{ m} - 0.49\text{ m} = 4.38\text{ m}$

Profundidad punto final = $5.45\text{ m} - 4.38\text{ m} = 1.07\text{ m}$



Perfiles del Agua

Flojo normal

$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$ Flojo estable e permanente

Ecuación de energía o fricción

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

Factor de sección $A R^{2/3} = \frac{n Q}{S^{1/2}}$

Para determinadas condiciones de n , Q , S existe un tirante único denominado tirante normal y_n .

Para un diámetro comercial supuesto se tiene:

$$\frac{n Q}{S^{1/2}} = A R^{2/3} \rightarrow \frac{A R^{2/3}}{C^{10/3}} \rightarrow \frac{y_n}{d_0} \rightarrow y_n$$

Flojo crítico

Se cuando $\frac{dE}{dy} = 0$ Es mín.

$$E_s = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g A^3}$$

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

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2 D}{g A^3} = 0 \quad \frac{Q}{\sqrt{g}} = \left(\frac{A^3}{D} \right)^{1/2}$$

Conociendo la forma de la sección transversal y el gasto, existe un tirante único conocido como tirante crítico y_c

Formando un gasto por unidad de ancho $q = \frac{Q}{B}$

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{q^2}{g y^3} = 0 \quad \frac{q^2}{g y_c^3} = 1 \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \frac{1}{2} \frac{q^2}{g} = \frac{1}{2} \frac{Q^2}{g B^3}$$



$$\text{Es crítica} = y_c + \frac{1}{2} y_c = \frac{3}{2} y_c = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{F^2}{g}}$$

$$\frac{1}{2} y_c = \frac{1}{2} y_c$$

$$\frac{q^2}{2g y_c} = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{v_c}{v_c} \quad v_c = \sqrt{g y_c}$$

$$\text{Número de Froude} = \frac{F_r}{F_g} = \frac{V}{\sqrt{g y}} \quad \text{Froude}$$

$$\text{En condiciones críticas} \frac{F_r}{F_g} = \frac{\sqrt{g y_c}}{\sqrt{g y_c}} = 1.0$$

emplazando este número adimensional se define el tipo de flujo:

$F_r > 1.0$ Flujo supercrítico $y_n < y_c$
(flujo controlado aguas arriba)

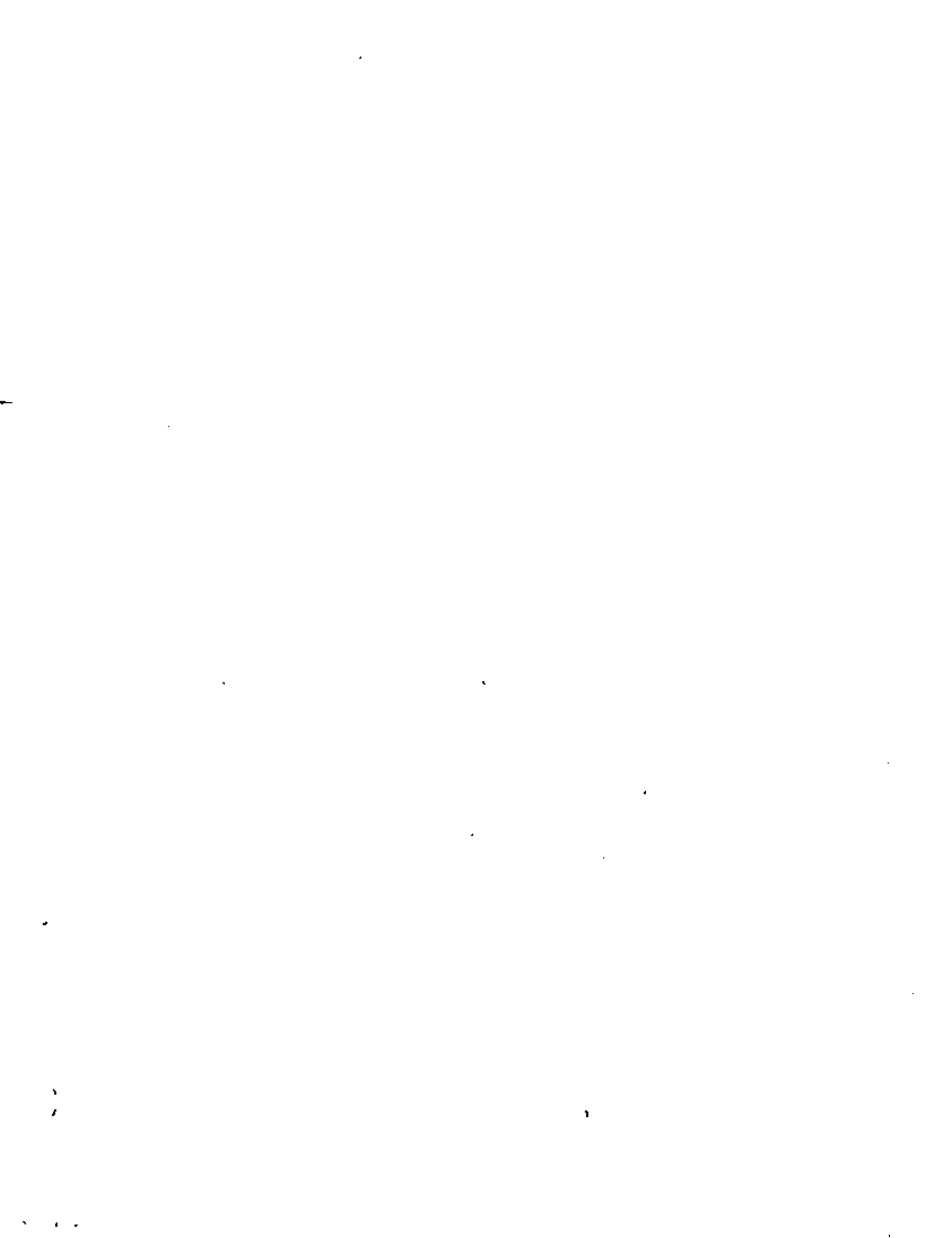
$F_r = 1.0$ Flujo crítico - $y_n = y_c$
(sección de control de flujo)

$F_r < 1.0$ Flujo subcrítico $y_n > y_c$
(flujo controlado aguas abajo)

Sección de control

El cálculo de un perfil de superficie de agua se inicia en la sección de control.

Una sección crítica es una sección de control.



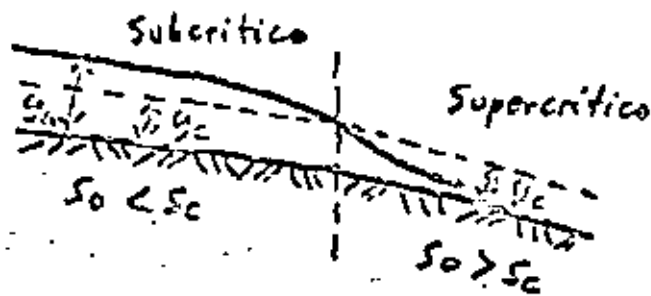
Tipo de Perfiles

Pendiente suave	$S_0 < S_c$	$y_n > y_c$	Perfiles Tipo A
Pendiente crítica	$S_0 = S_c$	$y_n = y_c$	Perfiles Tipo C
Pendiente pronunciada	$S_0 > S_c$	$y_n < y_c$	Perfiles Tipo B
Pendiente negativa	$S_0 < 0$	y_n negativa	Perfiles Tipo H
Pendiente nula	$S_0 = 0$	$y_n \rightarrow \infty$	Perfiles Tipo H

Cambio de Régimen de Flujo

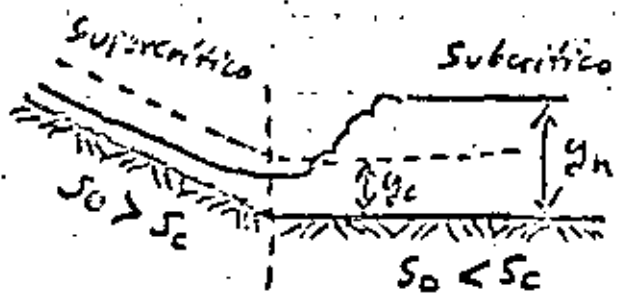
a.) Flujo subcrítico \rightarrow Flujo supercrítico

Transición gradual con poca turbulencia.



b.) Flujo supercrítico \rightarrow Flujo subcrítico

Transición brusca con mucha turbulencia.



Salto Hidráulico

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

S_0 y y_c



		PERFILES EN LA ZONA 1 $T_0 > T_c$; $S_0 > S_c$ $T_0 > T_c$; $F < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $T_0 > T_c$; $S_0 < S_c$; $F < 1$ $T_0 > T_c$; $S_0 < S_c$; $F < 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $T_0 < T_c$; $S_0 < S_c$ $T_0 < T_c$; $F > 1$
PENDIENTE POSITIVA $S_0 > 0$	SUBCRITICA: $T_0 > T_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^3} + \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^3} - \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F^3} + \dots$ CALCULO
	CRITICA: $T_0 = T_c$	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = 0$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO
	SUPERCRTICA: $T_0 < T_c$	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO
PENDIENTE INCLINADA $S_0 = 0$	$T_0 > T_c$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO
	$T_0 < T_c$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$T_0 > T_c$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO
	$T_0 < T_c$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \dots$ CALCULO

FIG. 2 CLASIFICACION DE LOS PERFILES



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

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

ALCANTARILLADO PLUVIAL

Estructuras y accesorios especiales

Ing Arnulfo Paz Sánchez

Julio, 1981



Pluviografía, 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.

Sus unidades comunes son cm o in y ca E.E. UU. Rule
hora hora

Los valores de las intensidades de una lluvia dada, se obtienen a partir de los datos suministrados por un PLUVIOGRAFO.

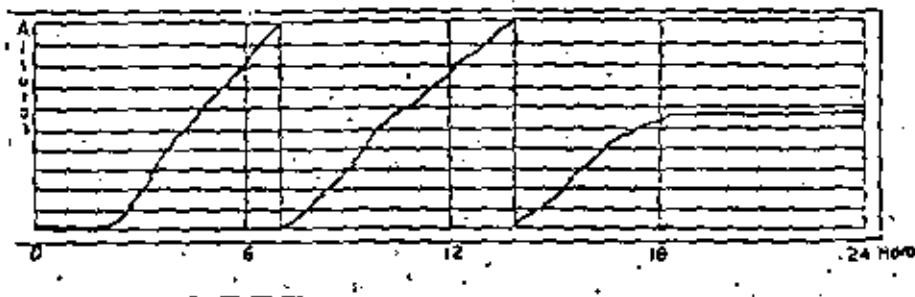
204.- Pluviógrafos.

Existen tres tipos:

- a) De flotador. - Es el más comúnmente usado. Consiste de un día positivo similar a un pluviómetro. En el recipiente donde descansa 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 o 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 una gráfica movida por un mecanismo de reloj.

205.- Pluviogramas.

La gráfica trazada en un pluviógrafo se llama PLUVIOGRAMA. En los dos primeros tipos es una línea continua, como se ilustra en la figura siguiente:





línea vertical indica el vaciado del recipiente por el 6n. 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 el siguiente:

- 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:

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	5.0	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
55	9.7	5	0.5
60	10.4	5	0.7
80	11.1	20	0.7
100	11.5	20	0.4
120		20	0.4

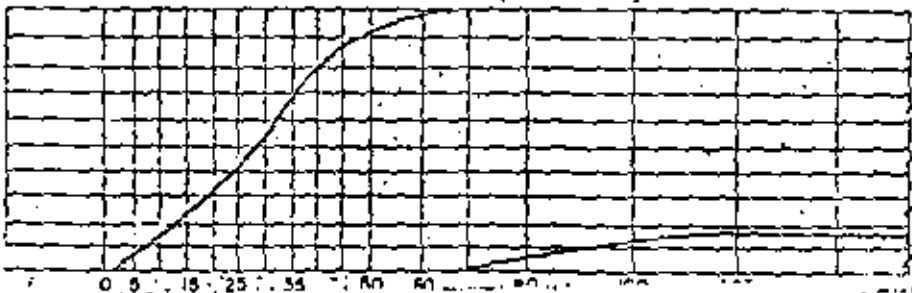
CALCULO DE INTENSIDADES MAXIMAS.

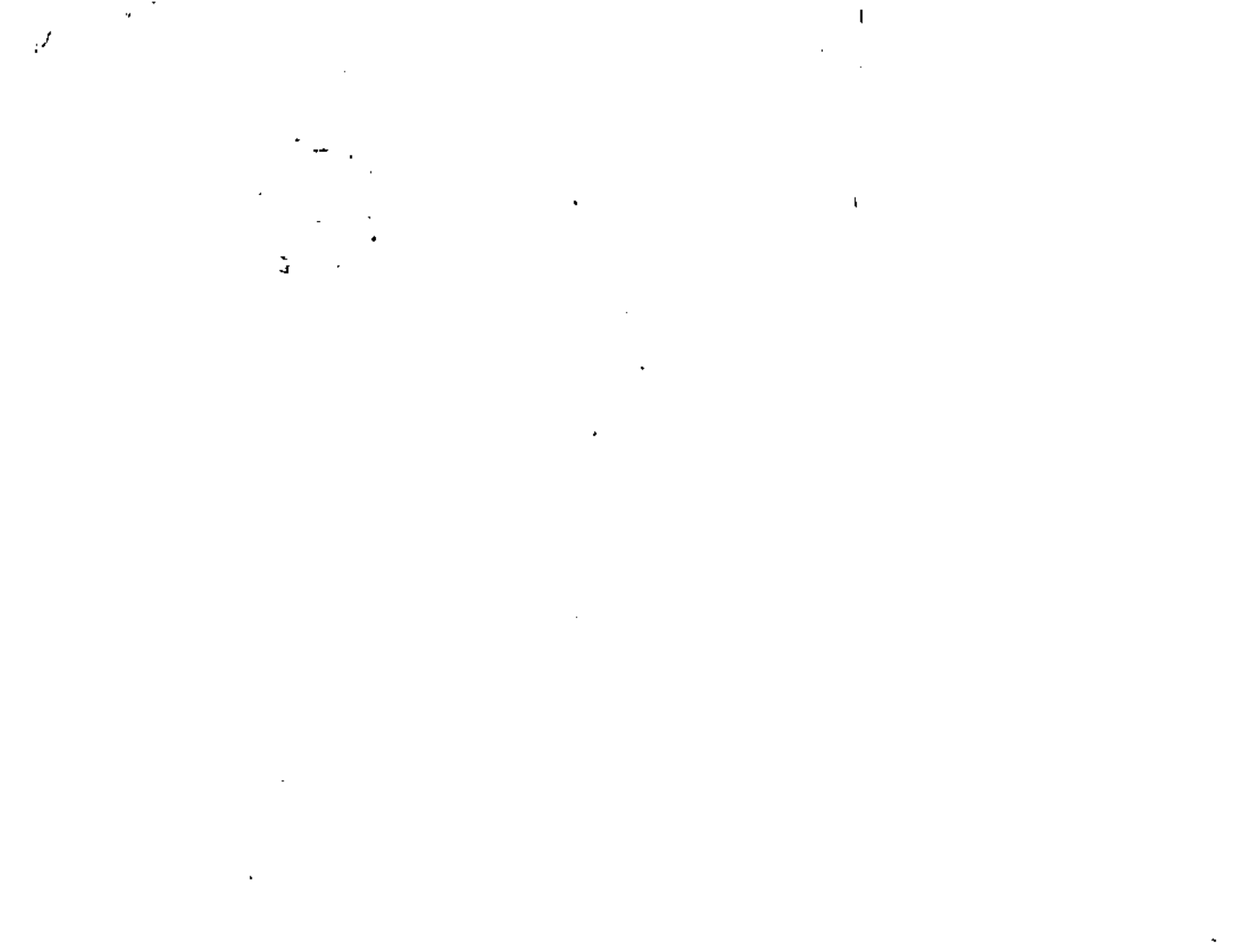
duración de la lluvia. min.	lluvia máxima total. cm.	Intensidad cm/hora.
5	2.4	16.8
10	2.7	16.2
15	4.0	16.0
20	4.7	14.1
30	6.5	13.0
45	8.7	11.6
60	9.7	9.7
80	10.4	7.8
100	11.1	6.7
120	11.5	5.8

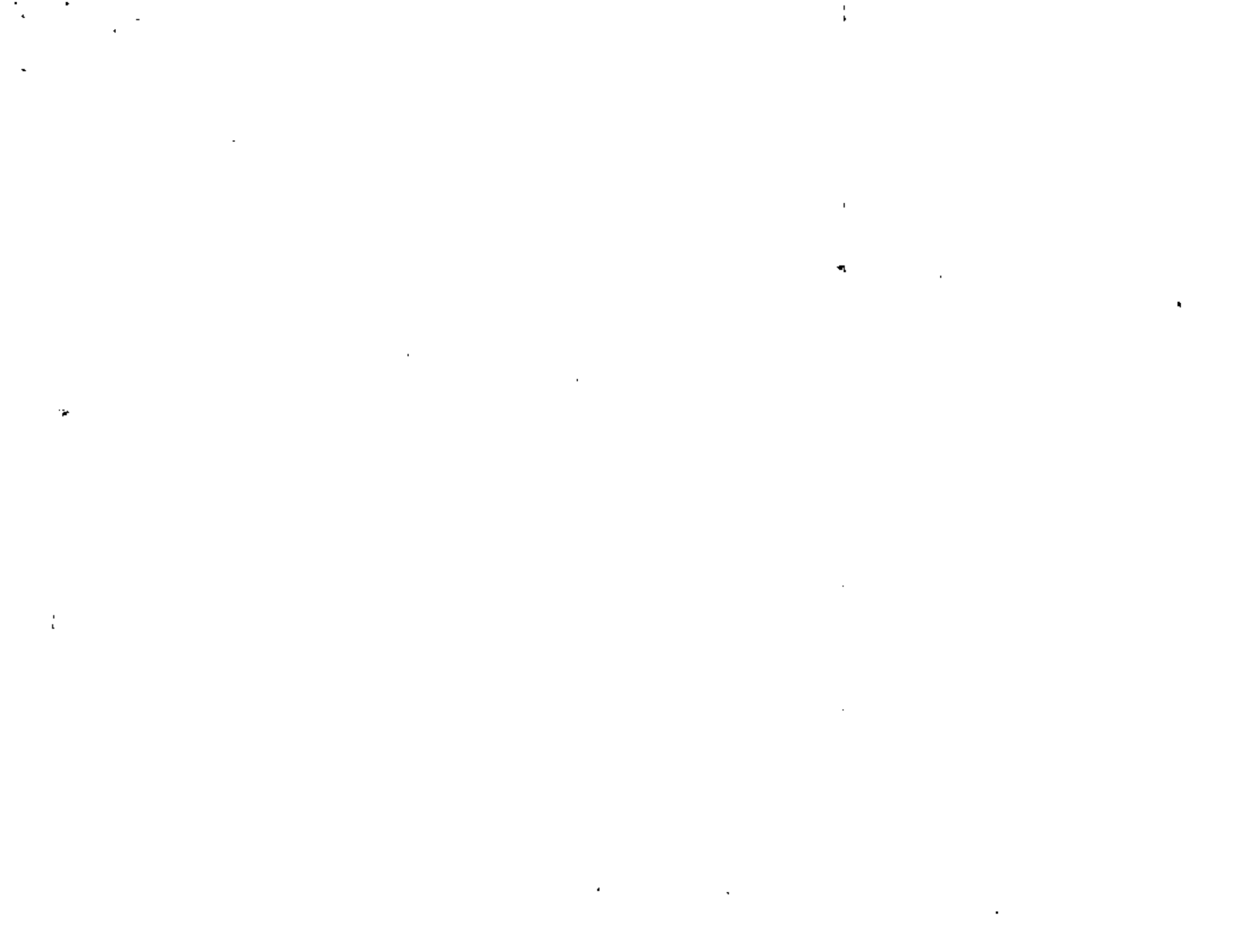
Vease como i va decreciente con el tiempo.

B. - Método Gráfico.

Los valores de las alturas máximas es más fácil encontrarlos con una plantilla transparente. Generalmente son suministradas por los fabricantes de pluviómetros, pero si no se dispone







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-esima mayor magnitud en una serie ordenada, será igualada o excedida una vez en $n/(k-0.5)$ años, en donde k, es el número de observaciones iguales o que exceden aquella magnitud en el arreglo de datos. Este método de cálculo es menos conservador, pero más racional que cuando n se divide por k.

Un tercer método consiste en calcular la frecuencia de ocurrencia de la k-esima magnitud, a ser una vez en $n + 1/k$ intervalos de tiempo.

Finalmente, la probabilidad de que una lluvia igual o exceda a la lluvia del año k-esimo, en cualquier serie de n años, es: $1 - (1-p)^n$, en donde $(1-p)^n$, es la probabilidad de su no ocurrencia. Por ejemplo, la probabilidad de que la lluvia 10 años ocurra en un período de 5 años es: $1 - (1-1/10)^5 = 0.41$ o 41%.

208.- Intervalos de recurrencia.

El intervalo de recurrencia I, es el período, normalmente en años, en el cual el k-esimo valor mayor o menor de una serie ordenada que cubra n períodos, se espera ser igualado o excedido estadísticamente. El porcentaje asociado de tiempo es: $100/I$. Por ejemplo: el quinto valor de una serie de 10 años, puede calcularse que tendrá un intervalo de recurrencia de: $n/k = 10/5 = 6$ años ó 16.7% del tiempo; $n/k - 0.5 = 30/4.5 = 6.7$ años ó 15%; $n + 1/k = 31/5 = 6.2$ años ó 16.1%, dependiendo del criterio elegido.

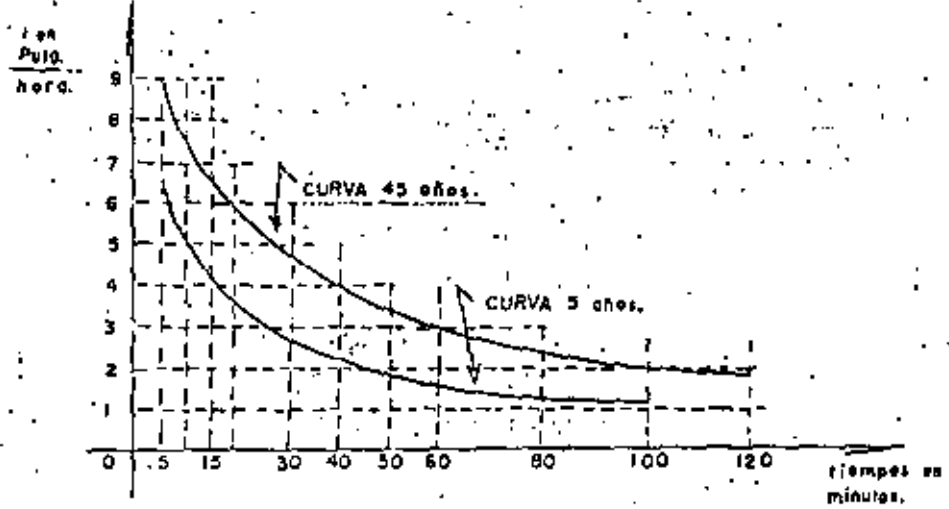
Eligiendo el primer criterio, es decir n/k, supóngase que de los datos de la tabla, se trata de encontrar los valores de la lluvia 15 años, o sea la que tuvo una frecuencia de $45/15 = 3$ veces en el período; se buscará el valor 3. Véanse los valores separados por la línea continua.

Se ve claramente que hay que interpolar y que la interpolación puede hacerse horizontal o verticalmente, dependiendo que se quieran conservar fijos las intensidades o los tiempos.

209.- Curvas de Frecuencia.

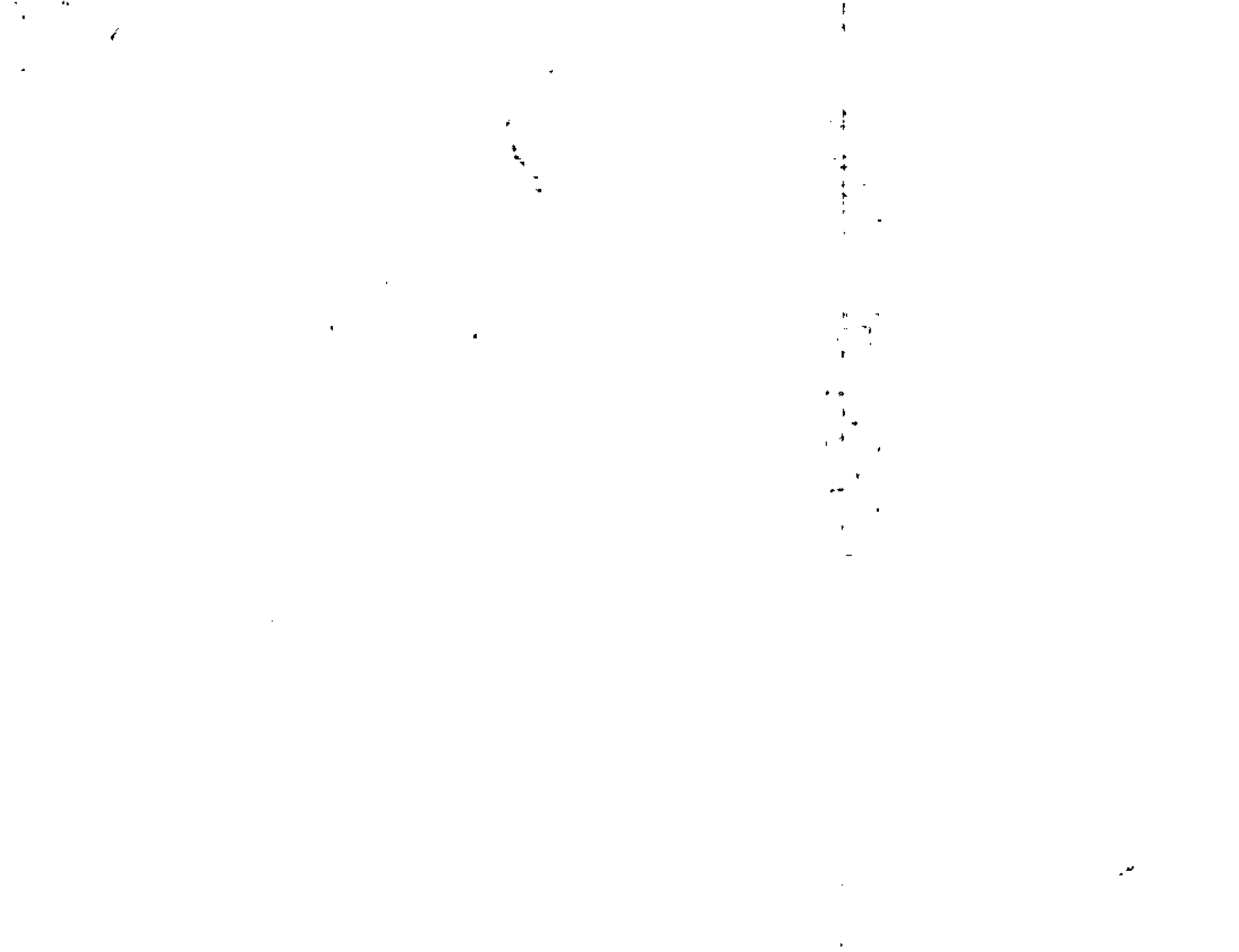
Análogamente se pueden encontrar los datos para lluvias con frecuencias 1, 2, 5, 10, etc. veces en el período considerado.

La graficación de los datos i y t para cada intensidad, nos da una FAMILIA DE CURVAS DE FRECUENCIA.



210.- Estimación de la relación Tiempo-Intensidad-Frecuencia, sobre la base probabilística.

Otro método para estimar la relación tiempo-intensidad-frecuencia, es el método probabilístico, la aplicación del cual puede ser facilitada por el uso del papel de probabilidades. (Anexo I). En la aplicación de este método para estudiar la frecuencia de lluvias excesivas, se desprecian todos, excepto los mayores aguaceros ocurridos en el período unitario de tiempo adoptado para el estudio, esto es, si el período considerado es un año, el porcentaje de años en los cuales una cierta intensidad de lluvia puede ser esperada, podrá ser calculado.



pero la posible ocurrencia de dos o más lluvias excesivas - durante un solo año, no se considera. Únicamente la máxima intensidad para cada año, en cada tiempo de duración, se usa en el análisis, despreciándose cualquier máxima secundaria en el mismo año.

La aplicación de este método al registro de lluvias de la ciudad de Louisville se indican en la tabla y gráfica siguientes:

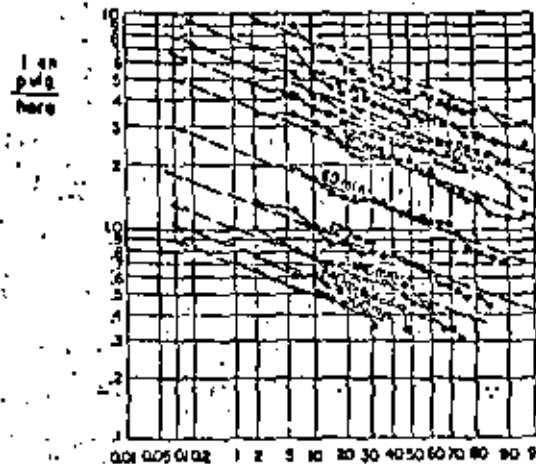
Máximas intensidades de lluvia de 24 años para Louisville, Ky.

tiempo	Ocurrancia %	Promedio	Intensidades de lluvia iguales o excedidas en Pulgadas/minute.									
			5	10	15	20	30	60	120	180	240	300
1	4.2	2.1	9.24	6.93	5.60	4.77	3.44	2.09	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	2.49	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	3.03	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	2.83	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	2.27	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 construido suponer que los datos para cada año son representativos de una muestra 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 excedida.

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	INTENSIDADES		
	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 mejores 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 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 ocurran, 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:

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

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:

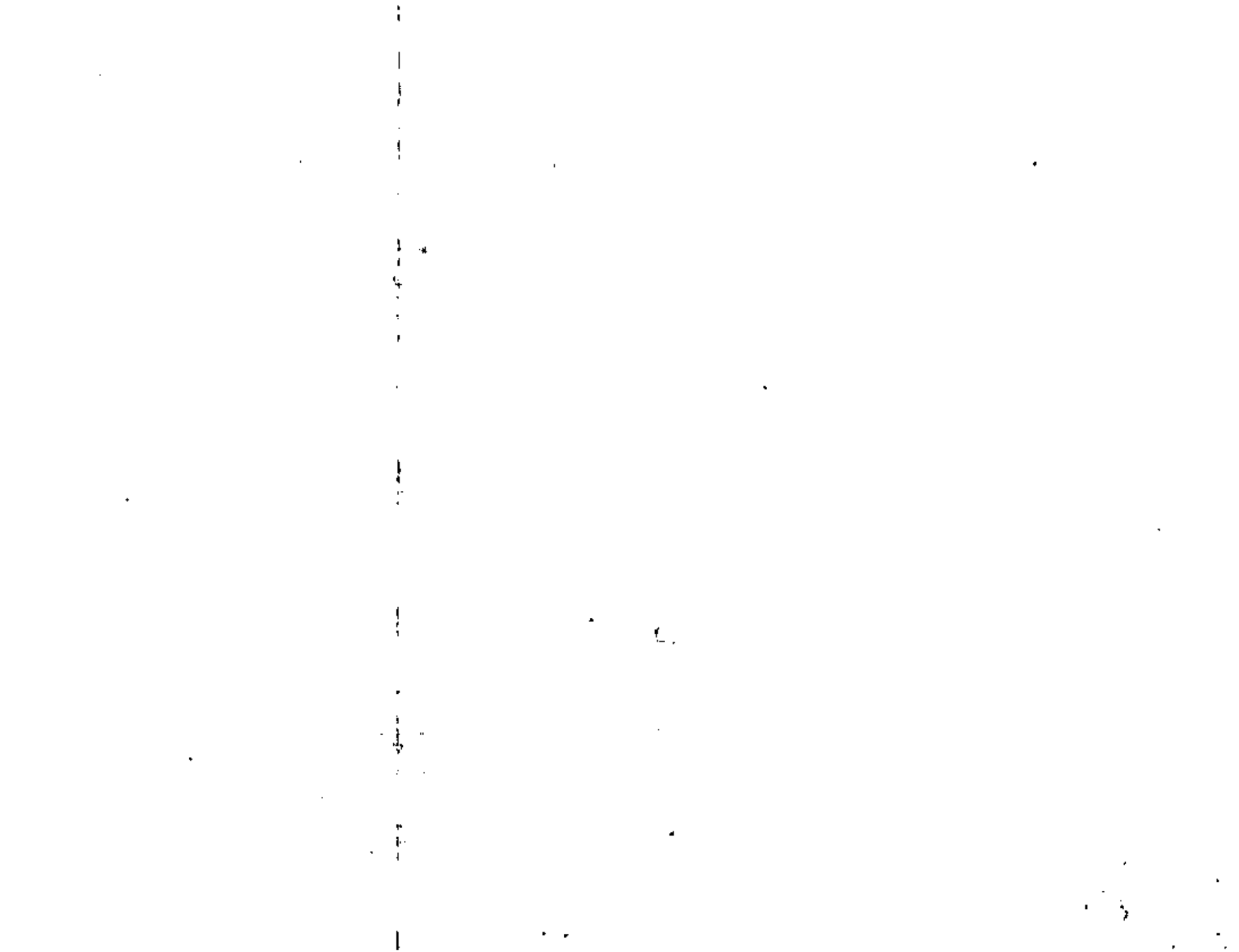
$$\frac{1}{i} = \frac{1}{a} + \frac{b}{a} \text{ Que es la ecuación de una recta en ejes } \frac{1}{i} \text{ y } t.$$

De (2), tomando logaritmos.

$$\log i = \log a - k \log t. \text{ Ecuación de una recta en ejes } \log i \text{ y } \log t.$$

- 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.



Ej. Para la ecuación (1)

$$\sum \left(\frac{1}{i} - \frac{a}{n} - \frac{b}{n} \right) = 0 \quad \delta$$

$$\sum \frac{1}{i} = n \frac{a}{n} + \frac{1}{n} \sum t$$

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) $\sum \left(\frac{1}{i} - \frac{a}{n} - \frac{b}{n} \right)^2 = \text{mínimo}$

Luego las derivadas parciales:

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

Desarrollando tenemos dos ecuaciones con dos incógnitas.

215.- Distribución de lluvias intensas.

Las discusiones anteriores han sido basadas en los registros de pluviómetros de lluvias individuales, esto es, sobre la lluvia en un punto definido en cada caso considerado. Cuando dos o más pluviómetros se colocan en la ciudad, se observa que con lluvias intensas, hay diferencias considerables en la intensidad y monto de lluvia registrada en cada uno de ellos, por lo cual en el estudio de áreas grandes hay posibilidad de cometer errores suponiendo que la intensidad de la lluvia sea uniforme.

Hay muy poca información detallada sobre la distribución de lluvias intensas.

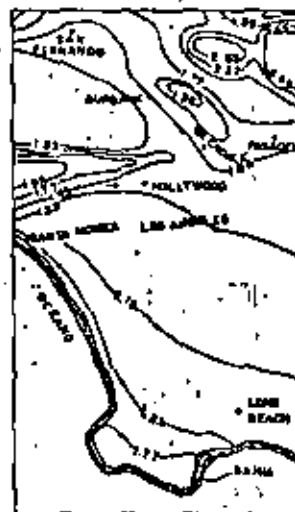
Se puede justificar que independientemente de la localidad, lluvias de igual duración y teniendo la misma máxima intensidad de precipitación en el centro de la tormenta, cubrirán áreas correspondientes con aproximadamente la misma intensidad promedio.

216.- Correlación entre isoyetas e intensidades.

Puede suceder que los registros de intensidad de precipitación 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 alfu-

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 causadas 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.

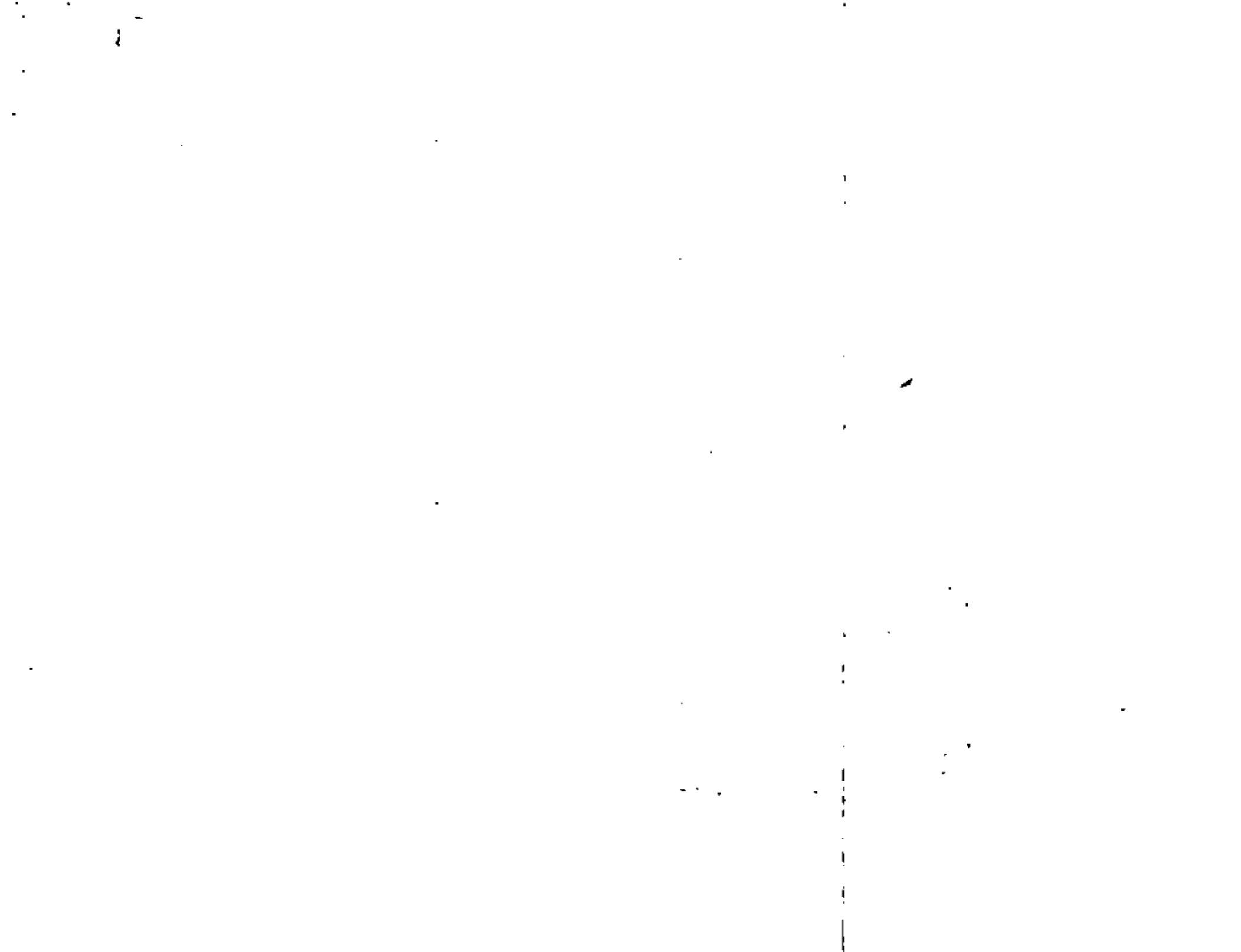


ISOYETAS PARA INTERVALO DE RECURRENCIA DE 50 AÑOS

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

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

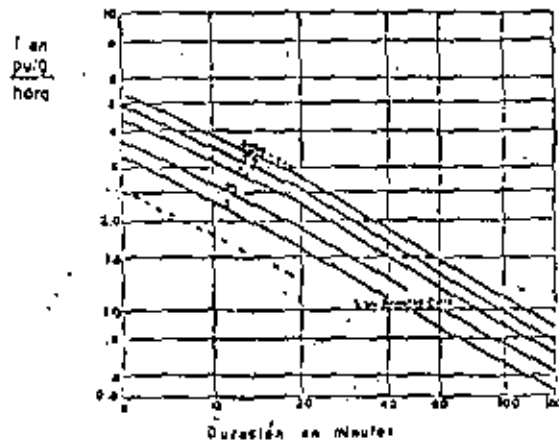
b) De la figura de isoyetas:

$$\frac{i \text{ Pasadena}}{i \text{ Los Angeles}} = \frac{1.55}{1.33} = 1.24$$

Por consiguiente, para Pasadena, $c = 1.24 \times 5.6 = 7.0$ pulg./hr.

Suponiendo que el espaciamiento (representado por m) y la pendiente (representado por n) sean los mismos que para Los Angeles, la ecuación para Pasadena será:

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



CURVAS TIEMPO-INTENSIDAD

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 pueda recurrir a la experiencia de otras poblaciones similares.

El rango de frecuencia varía aproximadamente como sigue:

- 1) En áreas residenciales: 2 a 15 años, con 5 años como la más comúnmente usada.
- 2) En zonas comerciales y zonas de alto valor: 10 a 50 años, dependiendo de la justificación económica.
- 3) Para obras de protección de avenidas: 50 años ó más.

Otros factores que afectan la elección de la frecuencia son:

A.- Uso de frecuencias menores:

- 1) Para diseñar aquellas partes del sistema no susceptibles económicamente de ampliación.
- 2) Para diseñar alcantarillados combinados que para pluviales exclusivamente, por las posibilidades de inundaciones domiciliarias.
- 3) Para diseño de estructuras especiales, como estaciones de bombeo de vías rápidas. A veces, frecuencias de 50 años se pueden justificar, en esas áreas, aun cuando la zona total se 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

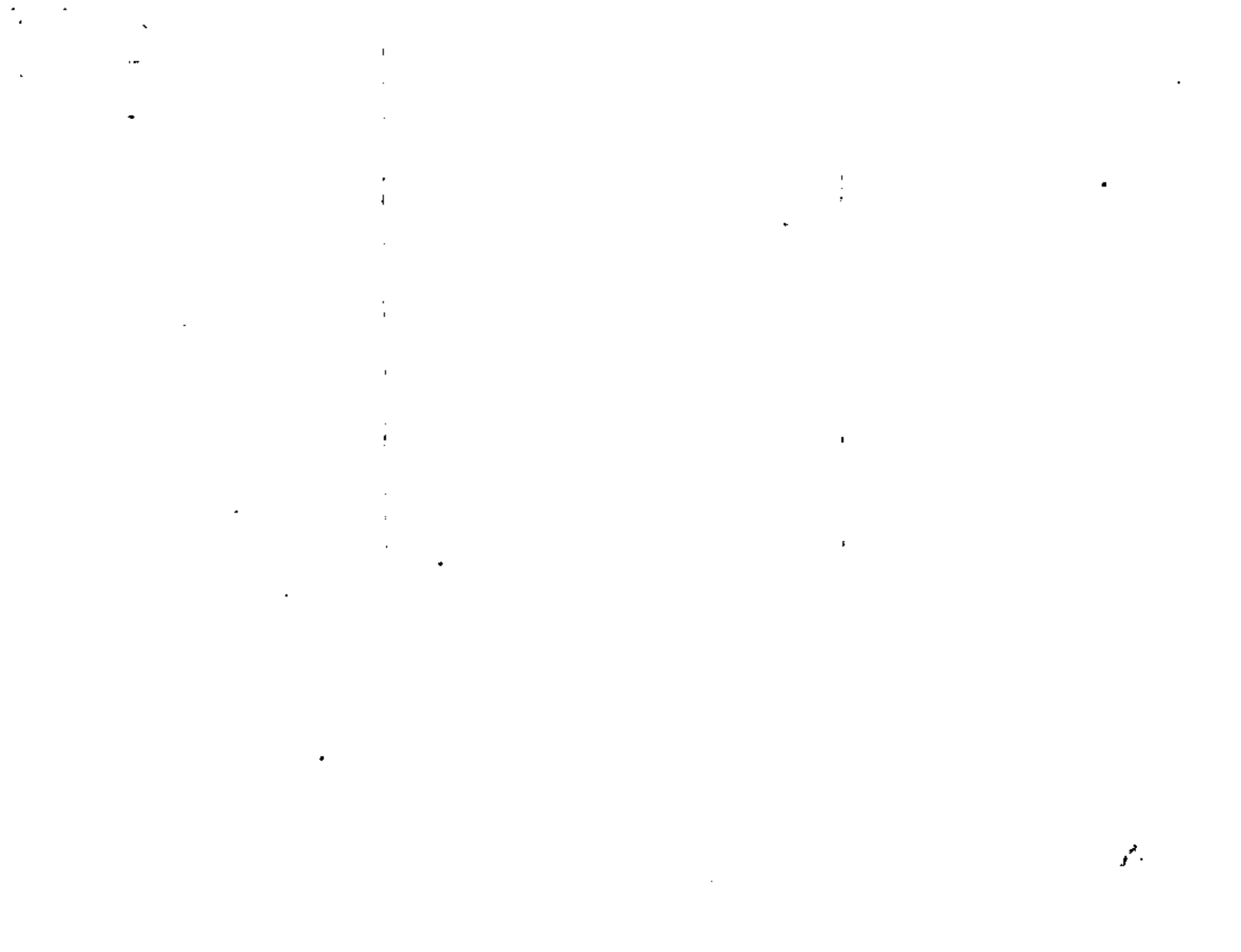
T años	Período, años.					
	1	5	10	25	50	100
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	0.5	0.97	0.999	#	#	#
5	0.2	0.67	0.89	0.996	#	#
10	0.1	0.41	0.65	0.93	0.995	#
50	0.02	0.10	0.18	0.40	0.64	0.87
100	0.01	0.05	0.10	0.22	0.40	0.63

Estos valores son aproximadamente iguales a 1.

TABLA I

Valores de distribución acumulada normal.

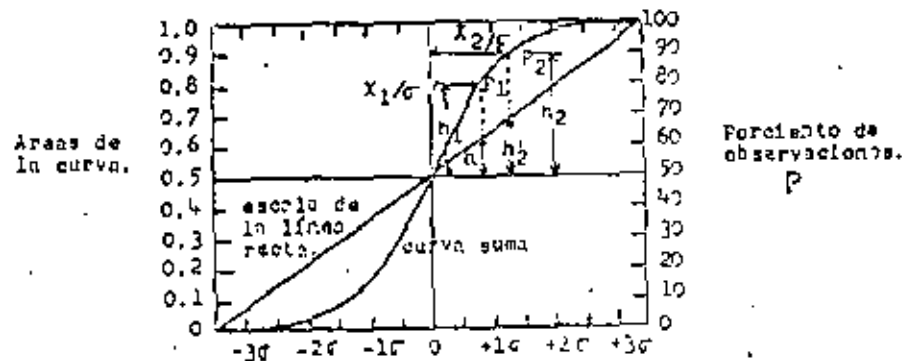
t	F(x) N	t	F(x) N
-3.0	0.0013	0	0.5000
-2.9	0.0019	0.1	0.5398
-2.8	0.0026	0.2	0.5793
-2.7	0.0035	0.3	0.6179
-2.6	0.0047	0.4	0.6554
-2.5	0.0062	0.5	0.6915
-2.4	0.0082	0.6	0.7257
-2.3	0.0107	0.7	0.7580
-2.2	0.0139	0.8	0.7881
-2.1	0.0179	0.9	0.8159
-2.0	0.0228	1.0	0.8413
-1.9	0.0287	1.1	0.8643
-1.8	0.0357	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 PAPILO DE PROBABILIDADES.

Es un sistema de coordenadas en el cual las distribuciones de frecuencia normal se grafican como líneas rectas.

Se construye como se indica en la figura.



El origen del sistema de coordenadas se coloca en la mitad de la curva acumulada. Las verticales, originalmente aritméticas, se comprimen de manera que las distancias h_1 y h_2 para los X de probabilidad P_1 y P_2 se reduzcan a h_1 y h_2 .

Estas distancias reducidas indican la posición de los porcentajes P_1 y P_2 en la nueva escala, llamada probabilística, que convierte la curva en S en línea recta.

De la figura.

$$h_1' : h_2' = \frac{X_1}{\sigma} : \frac{X_2}{\sigma} = \frac{X_1}{X_2}$$

Las probabilidades acumuladas se calculan de la tabla I.

Debido a que las diferencias entre los logaritmos de los números decrecen gradualmente a medida que los números crecen, una curva limitada en su extremo inferior por cero, pero no en el otro, algunas veces se hace simétrica o normal funcionalmente, cuando los logaritmos de las observaciones sustituyen a sus magnitudes aritméticas, una escala logarítmica reemplaza a la aritmética y la línea de mejor ajuste pasa a través de las intersecciones 4σ con una frecuencia 50% y $1\sigma/6\sigma$ con 84.1% y $1\sigma/3\sigma$ con 15.9%.

1101.- Las obras accesorias de los alcantarillados ayudan a la operación del sistema. Consideráronse como sigue:

- a) Pozos de visita (con y sin caída de fondo).
- 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) Medidoras de gasto.
- h) Sifonas.
- i) Uniones entre colectores.
- j) Descargas.
- k) Conexiones domiciliarias.

1102.- Pozo de visita. - Son estructuras que permiten la inspección y limpieza de los alcantarillos.

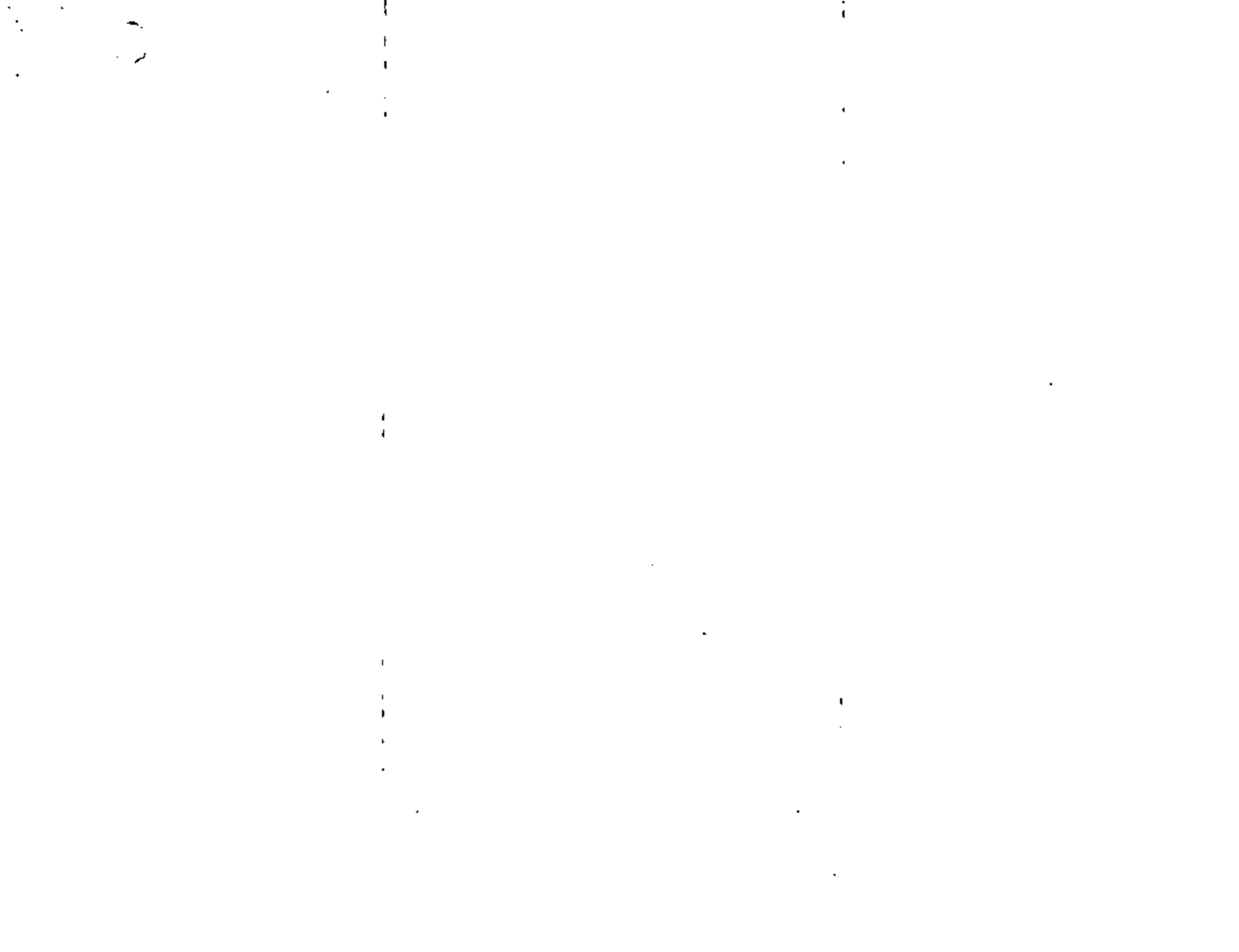
Su construcción es indispensable y los requisitos para su localización se indican en tems anteriores.

En las hojas anexas al tems, 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 intercepción de atarjeas con colectores profundos. (Véase en la hoja No. 10).

Un accesorio usado antiguamente para revisión de los alcantarillos es el pozo de limpieza, que se construye con tubos de 20 cm. de concreto o fierro fundido y permite 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 rejilla a la entrada del dispositivo, no siendo considerada actualmente necesaria su instalación en el tipo de banquetas. Muchas veces perjudica, impidiendo la libre entrada del agua pluvial.



Las coladeras pueden dividirse:

- De banquetas (Pendientes mayores del 2%)
- De piso y banquetas (Pendientes del 2 al 5%)
- 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 al agua más aprísticamente usando barras transversales, pero se admitirá más basura que pueda ocluir las tuberías. Véanse tipos y dimensiones en la hoja anexa número 11.

El depósito decantador ha sido reducido actualmente y la trampa hidráulica para evitar la salida del "aire de los alcantarillados", es de valor relativo al sistema funciona adecuadamente sin permitir sedimentación de materia orgánica.

Capacidad de coladeras. Variable con el diseño, pendiente, etc.

Normalmente pueden usarse las fórmulas empíricas de Li. (Refr. Hydraulic Behavior of Storm Water Inlets - Paris) y de Li, Geger, Benton y Sorteberg. Sewage and Industrial Wastew., 23, 34, 722 - 1951-).

O bien, los datos de Hornet para St. Louis Missouri o los citados para Los Angeles. De ellos son interesantes por sus condiciones parecidas a nuestros diseños, los correspondientes coladeras de piso. Los valores fueron observados en coladeras de 25" x 36" con barras de 1/2" en claros de 1". Las barras se colocan en el sentido del escurrimiento y se tienen 2" de depresión en el pavimento. Los datos son similares al caso de escurrimiento. Con un ligero sobre escurrimiento, los valores aumentaban hasta en un 50%.

CAPACIDAD DE COLADERAS DE PISO

Pendiente de la calle	Capacidad	Pendiente de la calle	Capacidad
1/2%	litros	1/2%	litros
0	105	8	57
1	100	9	56
2	95	10	55
3	90	12	53
4	85	14	52
5	81	16	51
6	76	18	50
7	72	20	49

104.- 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.

105.- 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 apropiada, ya sea por baja pendiente o por gasto insuficiente. Esto sucede más comúnmente 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 Rabbitt & Baumann, Sewerage and Sewage Treatment Pt. - Edición Pag. 93 & King & Brater, Handbook of Hydraulics, - 1924, pág. 8 - 47).

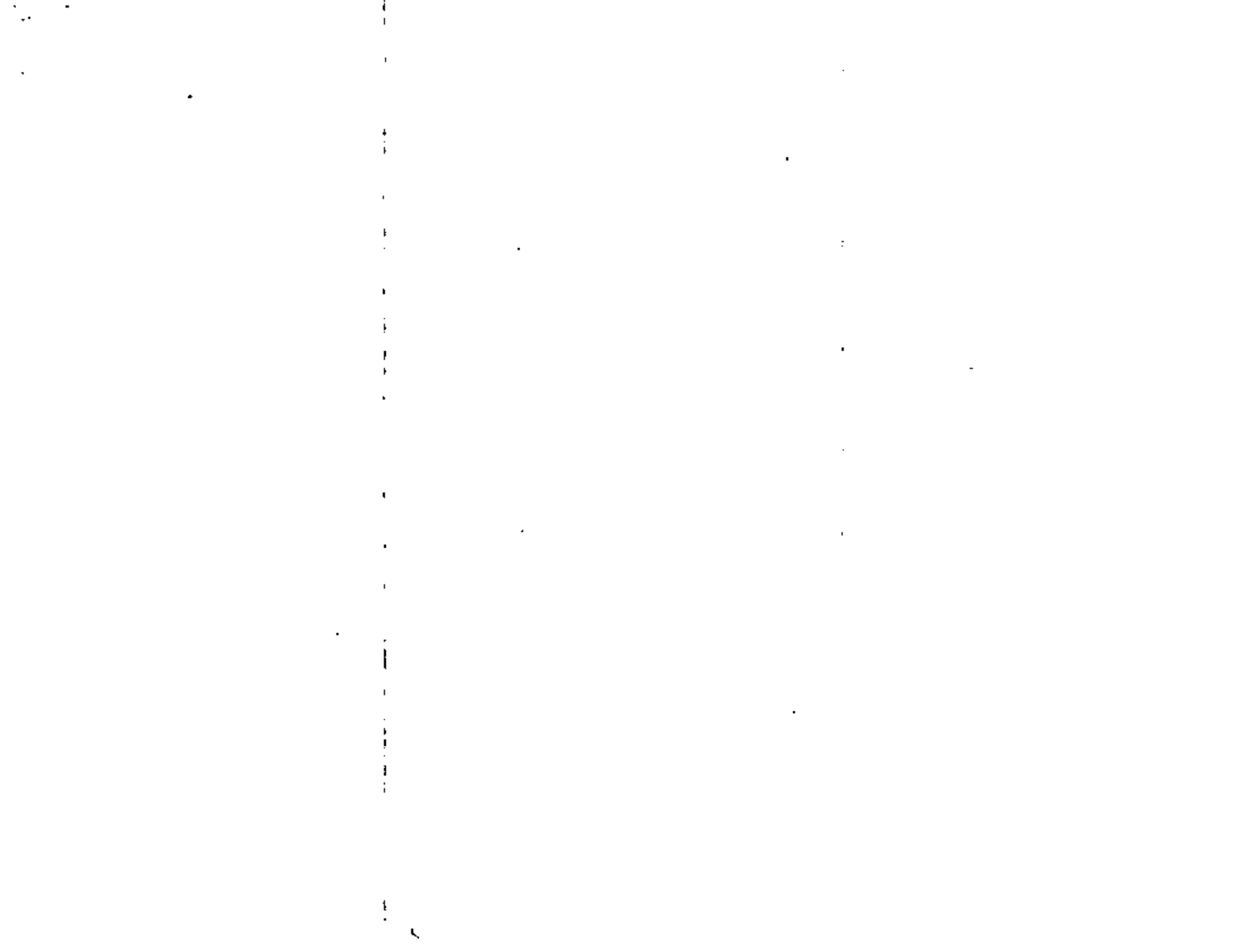
Los tanques pueden operarse manual o automáticamente. Véase figura en la hoja 12.- Siendo preferible aún cuando más costoso el de operación automática.

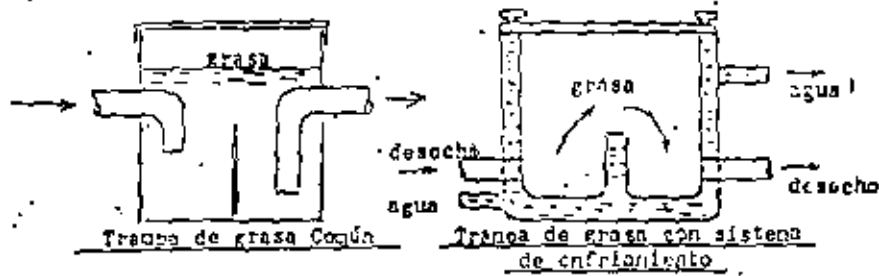
106.- Trampas de grasa y aceite.

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 sistemas de plomería, las cuales son bien simples de construir como puede verse en la figura de la hoja siguiente:

107.- Regularizadores de Gasto.

Usados comúnmente en alcantarillados combinados para derivar una porción del gasto en época de lluvias ya sea para evitar sobrecarga en tuberías o estaciones de bombeo o para regularizar el gasto a una planta de tratamiento.

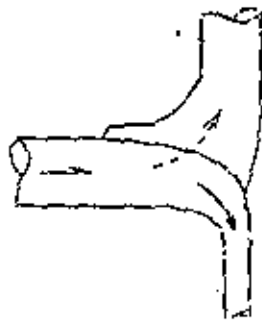
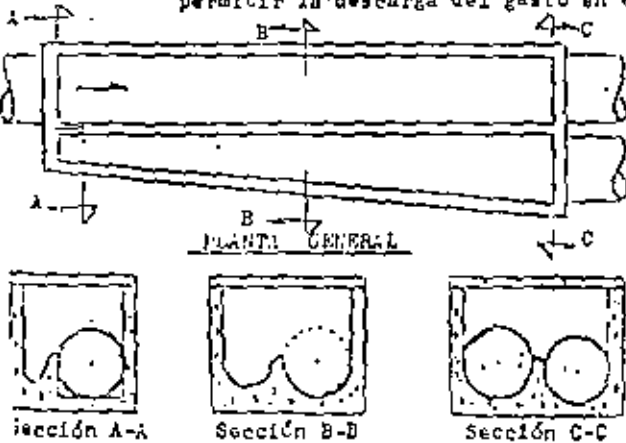




a) Mecánicas. - Usan diversos mecanismos que operen automáticamente una compuerta, ya sea con flotadores o electroválvulas, o bien accionando una compuerta radial con cambios de presión hidrostática.

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.

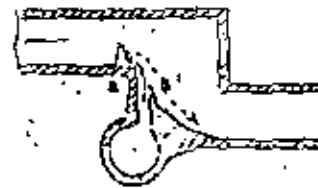
Para conductos circulares de 18 a 24 pulgadas con tirantes que no sobrepasen $\frac{3}{4}d$ y con el vertedor colocado entre d y $\frac{d}{2}$ puede ser útil usar la fórmula de Babbitt (unidades inglesas) $l = 2.3 Vd \log \frac{h_1}{h_2}$

l = longitud de la cresta.
 V = velocidad de aproximación
 d = diámetro del tubo. V

h_1 y h_2 = tirantes aguas arriba y abajo en la longitud del vertedor.

c) Vertedores de fondo.

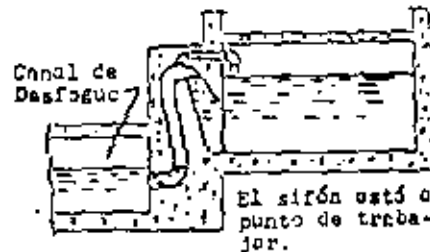
Ilustrado como se ve en la figura siguiente:



La escotadura a él generalmente se hace con una lámina deslizante para graduar el gasto. La cresta a, puede redondearse si se desea derivar un gasto mayor de aguas negras.

d) Sifón vertedor.

Este tipo es probablemente el más efectivo de los 4.



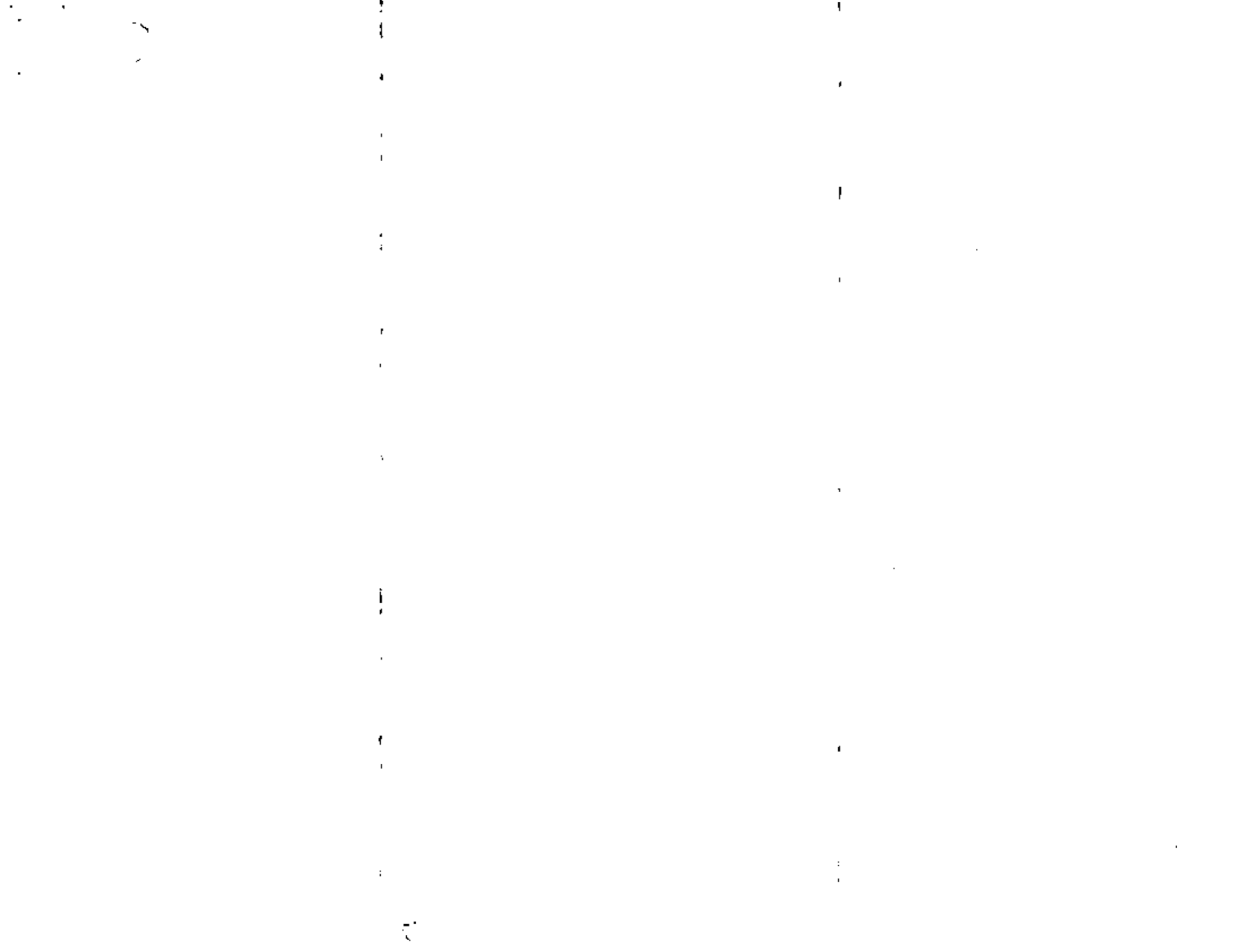
Se puede ilustrar como se ve en la figura.

Se pueden usar grandes cargas por lo cual es usual en donde se desean derivar grandes volúmenes.

El gasto puede calcularse por:

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

Siendo $C = 0.62$ a 0.65



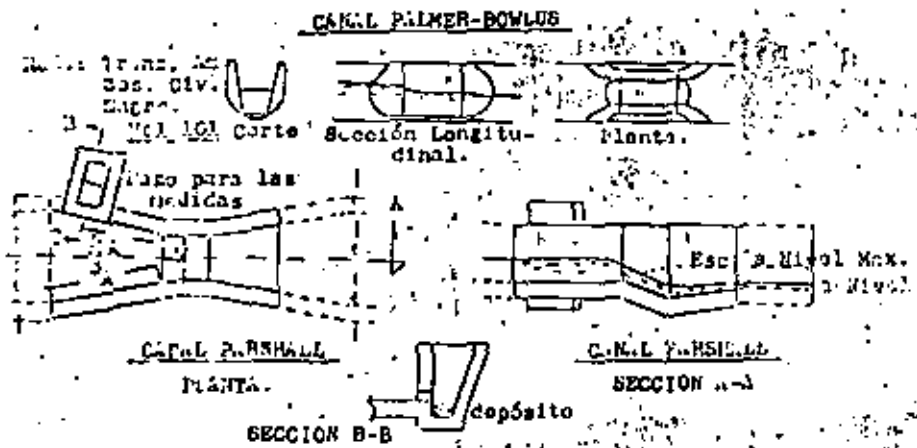
y a la carga diferencial entre las 2 superficies de agua.

1108.- Medidores de Gasto.

Los dispositivos para medición de gastos de aguas negras, deben tener como característica esencial el que no puedan ser obstruidos por objetos flotantes o por la sedimentación de material suspendido.

Este requisito es satisfecho adecuadamente por canales paraboloides, canales Parshall y canales Palmer Bowlus.

Cuando el líquido esté a presión pueden usarse medidores de velocidad como tubos Venturi especialmente diseñados para trabajar con aguas negras o bien medidores magnéticos.



El estudio de los dispositivos anteriores cae dentro del programa del 2o. Curso de Hidráulica, sin embargo, para norma de criterio se considera que el canal Parshall es el dispositivo más adecuado por su sencillez de construcción, exactitud efectiva auto limpieza y costo.

1109.- Sifones.

Se pueden considerar dos tipos.

- a) El sifón verdadero en el cual la línea piezométrica está por debajo de la tubería. y
- b) El sifón invertido donde la tubería está abajo de la línea piezométrica.

Los sifones verdaderos no se usan para aguas negras por la acumulación de gases en la parte alta que dificulta una operación continua.

El sifón invertido consiste de dos o más tuberías, generalmente de diferente diámetro. En la tubería de diámetro chico pasará el gasto medio de estiaje, mientras que en las otras se podrán conducir los incrementos adicionales de gasto. Los tamaños se calculan sobre la base de una velocidad mínima de 0.75 a 0.90 $\frac{m}{seg}$ para el escurrimiento medio de estiaje.

El sifón puede construirse con los ramales de la U, verticales o inclinados.

Algunas veces se utiliza un desarenador antes del sifón.

En el diseño del sifón invertido deberá considerarse:

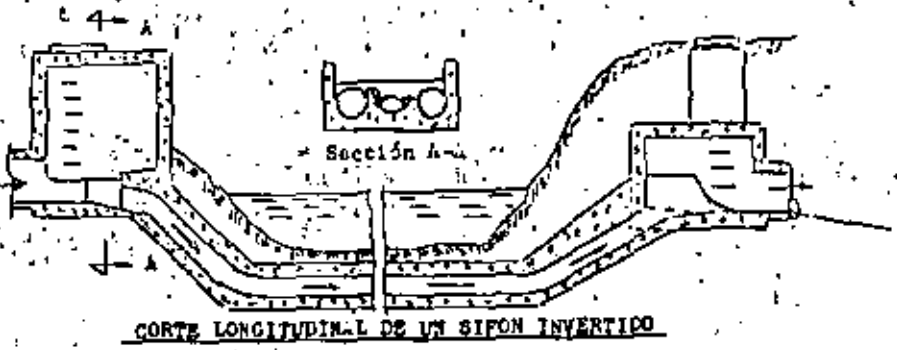
1.- Se fija la cota del agua en la entrada o la salida. La otra cota (salida o entrada) se calcula considerando la velocidad mínima de arrastre o una mayor si no hay limitación de pérdida de carga.

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

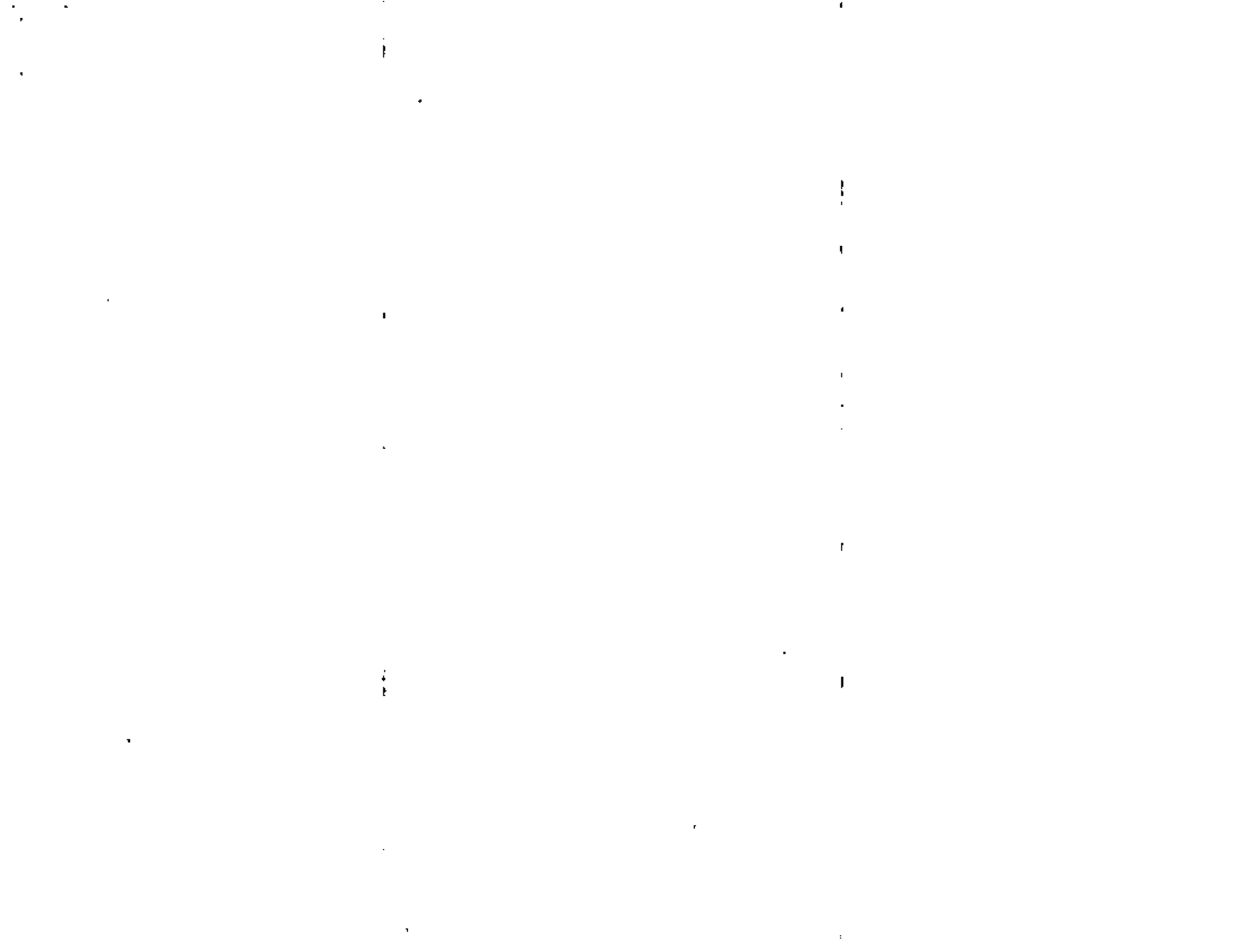
Un tubo deberá trabajar con el Q mínimo. Si son solo 2 tubos, el otro trabajará de manera que la capacidad combinada sea el Q máximo.

Si se usan 3, la capacidad de los 2 más chicos será igual al Q medio y el mayor junto con los otros 2 deberán manejar el Q máximo.

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

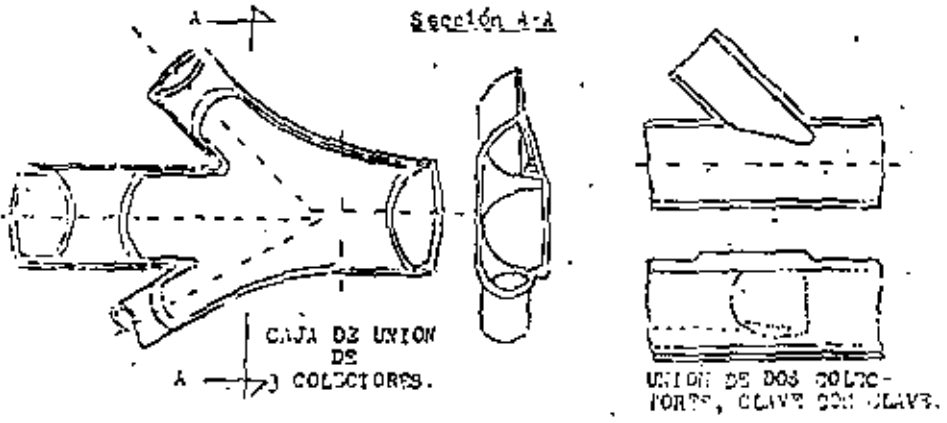


CORTE LONGITUDINAL DE UN SIFON INVERTIDO



1110.- Uniones entre Colectores.

La unión de atarjes 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 75 cm., se hacen cajas en lugar de pozos, o bien se hacen las instalaciones, como se indica abajo:



1111.- Descargas.

El diseño de la descarga de un alcantarillado regular:

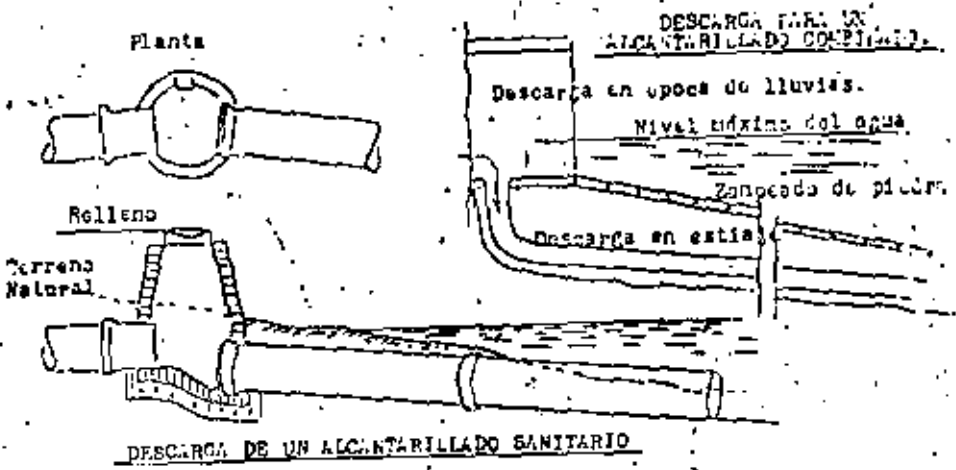
- a) Adecuada localización para evitar molestias sanitarias.
- b) La protección de la boca contra corrientes, tráfico fluvial o marítimo, objetos flotantes, etc.
- c) Evitar el regreso del agua, en los emisores colocados en muy baja pendiente.

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

La protección dependerá de condiciones locales.

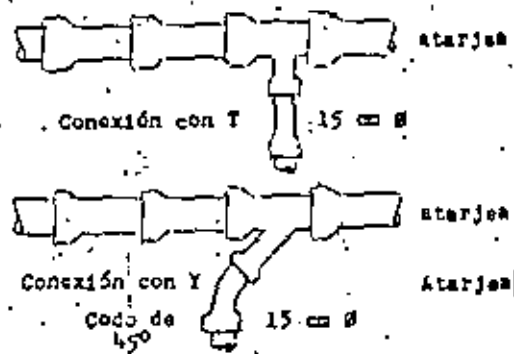
El regreso del agua se evitará colocando al emisor en su descarga a una pendiente fuerte. Si no es posible, puede usarse una compuerta de charnela.

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

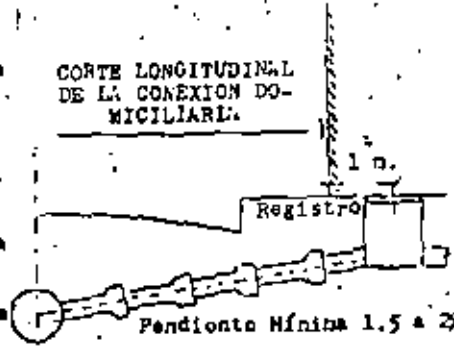


1112.- Conexiones Domiciliarias.

a) Con atarjes menores de 60 cm.



CORTE LONGITUDINAL DE LA CONEXION DOMICILIARIA.

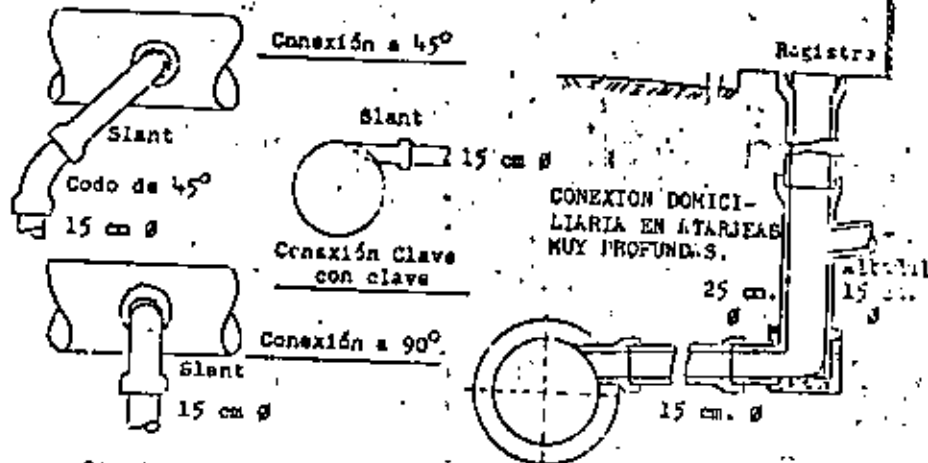


Siendo preferible el uso de la Y, en atarjes de 20 hasta 30 cm. por el escurrimiento más suave.

Las conexiones se hacen eje con eje.

b) En tubos mayores de 60 cm.



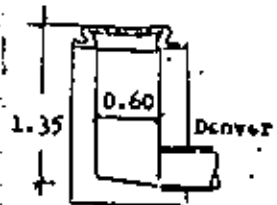
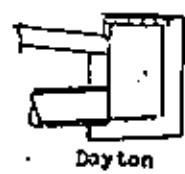
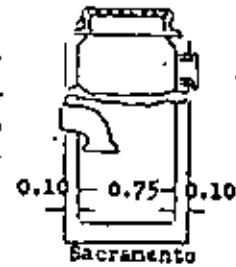
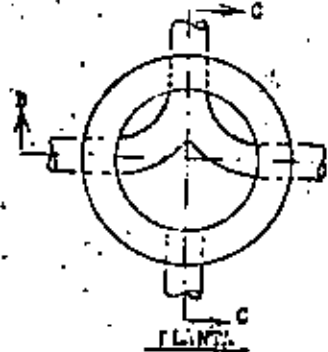
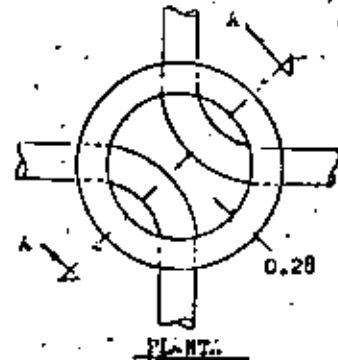
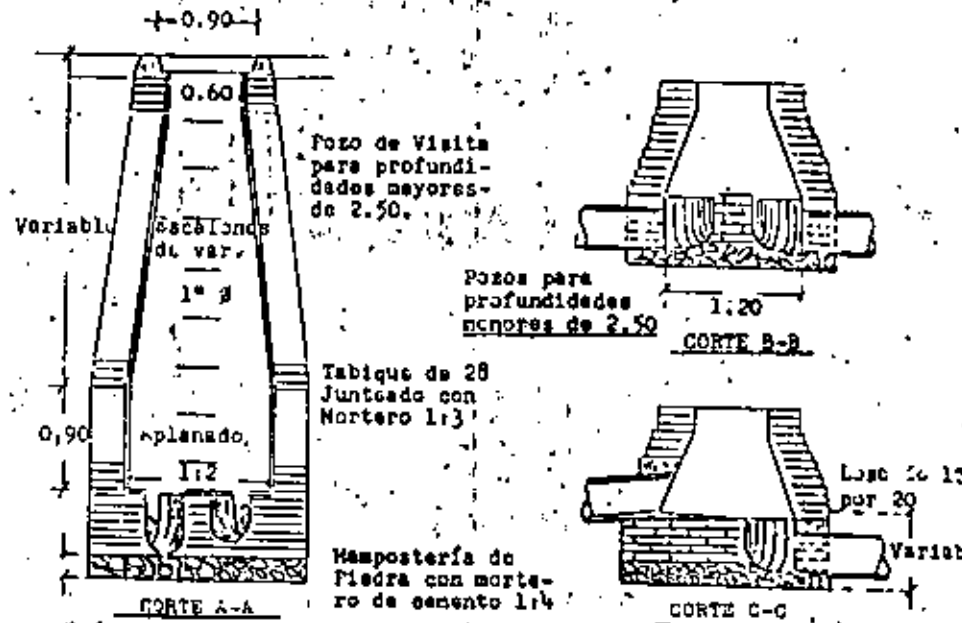
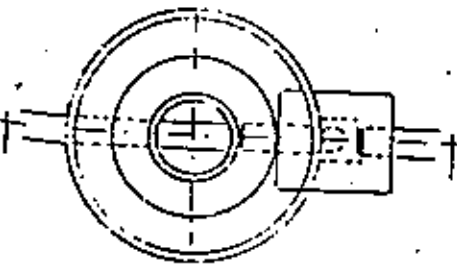
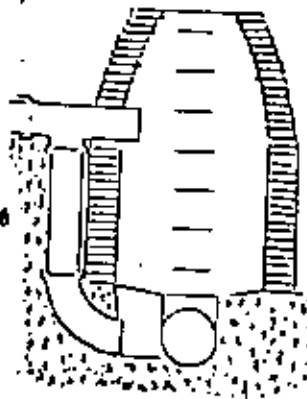
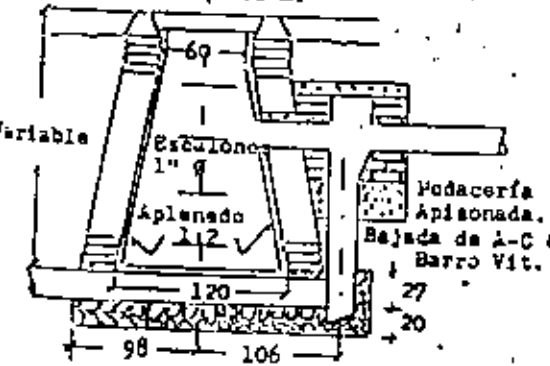


Siendo común el uso del Slant.

Las conexiones en este caso se hacen clave con clave.

FOZO DE VISITA CON CAIDA PARA PROFUNDIDADES HASTA 2.5 M.

OTRO TIPO DE FOZO DE VISITA CON CAIDA.

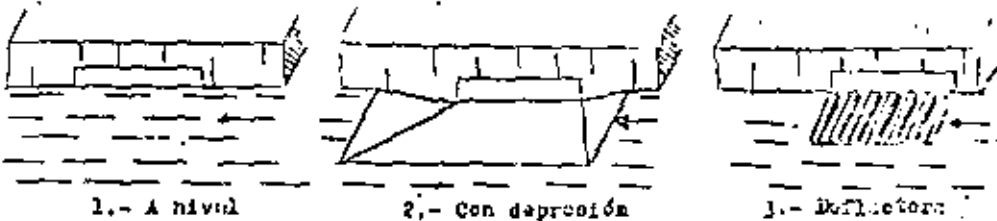


TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES



TIPOS DE COLADORAS PLUVIALES

a) DE JÁQUILA

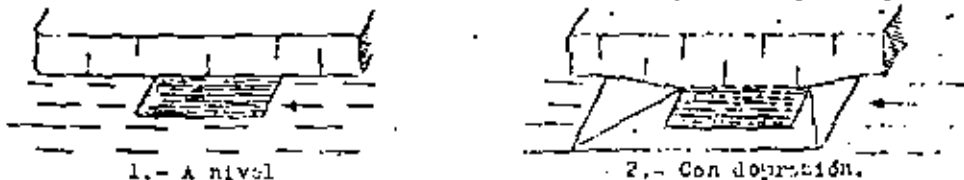


1.- A nivel

2.- Con depresión

1.- Deflectora

B) DE PISO



1.- A nivel

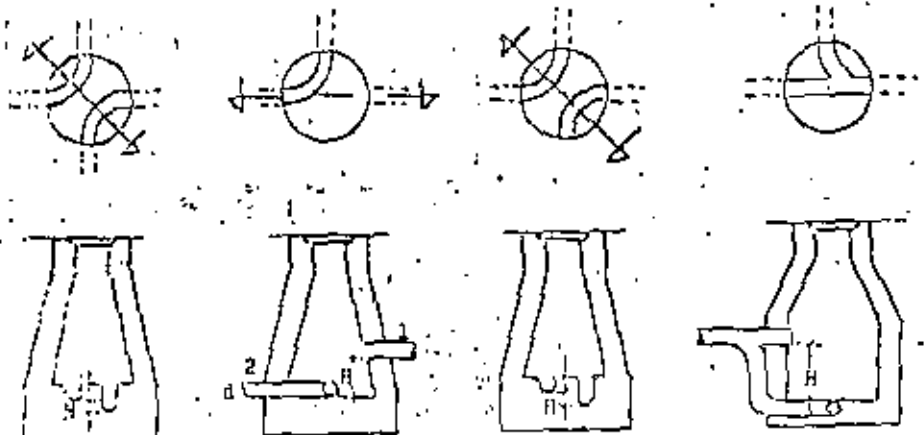
2.- Con depresión.

c) DE PISO : ANCHOZA



1.- Con depresión

2.- A nivel.



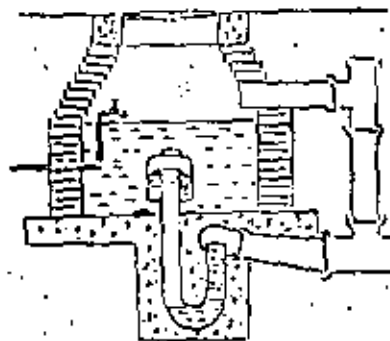
H no debe ser mayor de 0.40 m. En casos especiales hasta 60 cm.

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

Pozo para cabeza que debe evitarse. Se hace una media cañalsea...

Pozo con cañalsea H no mayor de 2m. Cañalseas menores de 0.50 m se construirán directas al pozo

DISPOSICION DE PLANTILLAS EN LOZOS 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 precedidos de rejillas de operación manual o automática, para la eliminación de objetos grandes flotantes o suspendidos.
- j) Se deberá diseñar un paso lateral (by-pass) de emergencia.

103.- Bombeo de aguas pluviales y combinadas.

Durante la época de lluvias, las estaciones de bombeo tienen que trabajar con gastos mucho mayores que los normales durante el estiaje. En los alcantarillados combinados, las aguas negras se tratan solo parcialmente pasándolas a través de rejillas y desarenadores y diluidas por el agua de lluvia se bombean conjuntamente al sitio de vertido.

Donde sea posible, las estaciones de aguas pluviales deberían localizarse en áreas donde pueda ser almacenada agua sin originar inundaciones. Esta posibilidad reducirá los efectos del pico del escurrimiento a la estación, contribuyendo a disminuir su tamaño y capacidad instalada.

104.- Capacidad de las estaciones de bombeo.

La capacidad inicial de la estación será suficiente para cubrir un período de diseño de por lo menos diez años. Los gastos iniciales serán muy pequeños, de modo que las condiciones para escurrimiento mínimo, deberán ser tales que el período de retención de las aguas negras no origine molestias y que los equipos sean de tal capacidad, que no permanezcan parados mucho tiempo. Deberán preverse los requisitos futuros para la instalación de equipos grandes.

La capacidad de la estación deberá ser adecuada para el gasto máximo. Los gastos mínimos también afectarán el diseño de los canales de rejillas y el tamaño del cárcamo húmedo.

La capacidad de los equipos se selecciona de la siguiente manera:

- a) Si solo se instalarán dos equipos, la capacidad de cada bomba deberá ser igual al gasto máximo.



- b) Si hay una gran diferencia entre los gastos máximo y mínimo, conviene instalar un mínimo de tres bombas, una grande y dos chicas que manejen el 200% del Q máximo entre las tres, o bien el número que se estime adecuado para manejar el gasto de acuerdo con las variaciones locales.
- c) Si es factible conocer con cierto grado de precisión, las variaciones del gasto, sería aconsejable tener un mínimo de 4 bombas de las siguientes capacidades: Una con una capacidad igual o ligeramente mayor que el gasto mínimo, otra para un gasto igual o ligeramente mayor que el gasto medio, la tercera para un gasto igual o ligeramente mayor que el máximo, de tal manera que las capacidades de las dos más pequeñas sumen la capacidad de la mayor. La cuarta será una bomba de reserva con una capacidad igual a la mayor.

La capacidad de los equipos de reserva o el porcentaje de seguridad de capacidad instalada, dependerá de condiciones locales. En caso de que sea posible la instalación de un paño lateral (by pass) la capacidad será un mínimo.

105.- Tipos de estaciones de bombeo.

Existen básicamente dos tipos:

- a) Estaciones de dos cámaras. En una se tiene la entrada del agua y el depósito de almacenamiento en donde se conecta la succión (cámara o cárcamo húmedo) y en la otra, que se denomina cámara o cárcamo seco, se colocan los equipos de bombeo. Figuras 1, 2 y 3.
- b) Estaciones de una cámara. Generalmente usadas para bombas de eje vertical y consisten de una sola cámara o cárcamo en donde se tienen la entrada del agua, el almacenamiento necesario y los equipos de bombeo. Figuras 4, 5 y 6.

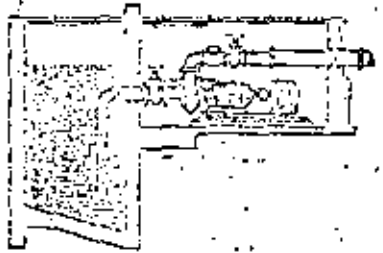


FIG. # 1

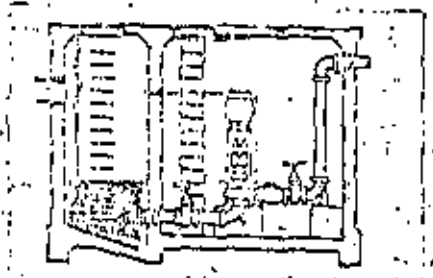


FIG. # 2

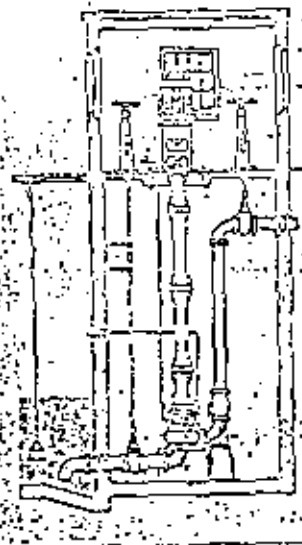


FIG. # 3

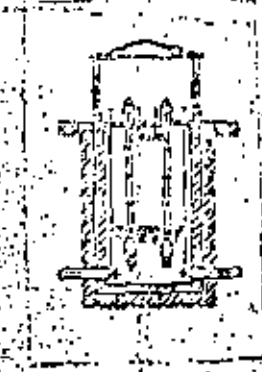


FIG. # 4

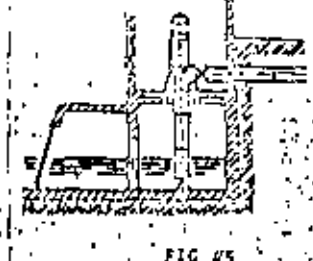


FIG. # 5

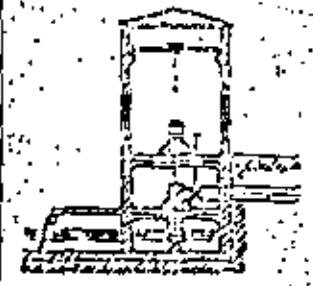


FIG. # 6

106.- Diagramas de diseño de estaciones de bombeo.

Existe una gran variedad de posibilidades para el diseño de la estación. Las figuras siguientes muestran diversos arreglos que pueden servir de orientación.

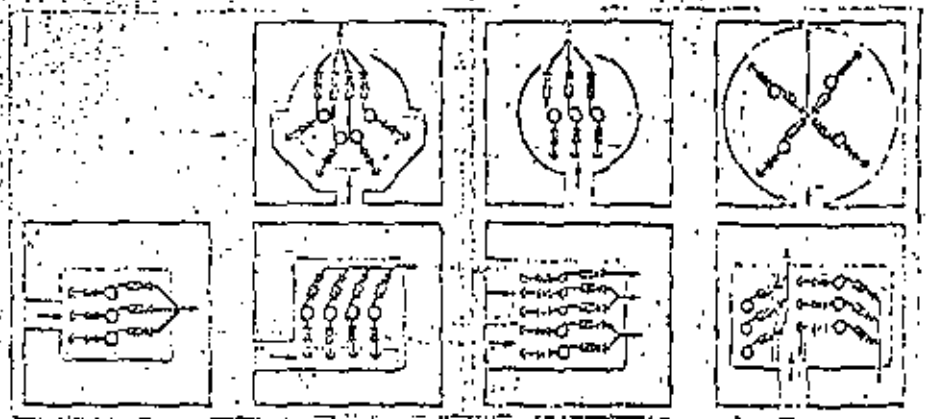


FIG. # 7



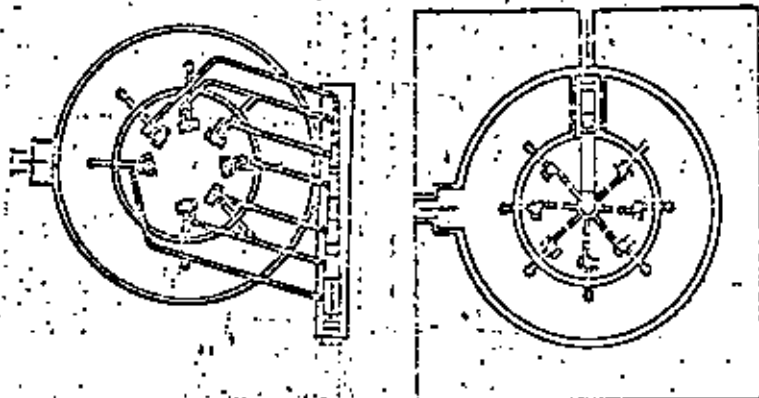


FIG. 8

107.- Factores a considerar en el diseño de la estación.

- 1.- Gastos en la estación de bombeo. - Deberá hacerse un análisis de los gastos de bombeo máximo y mínimo, tanto para las necesidades inmediatas como para las necesidades futuras.
- 2.- Alturas de bombeo. - Deberá contarse con información relativa a las alturas de succión y descarga y alturas totales, estáticas y dinámicas que se tendrán bajo las diferentes condiciones de bombeo.
- 3.- Requisitos de potencia. - Los requisitos de potencia son el producto de los gastos y alturas de bombeo considerando las eficiencias de los equipos. Se cuantificarán para condiciones normales y críticas.
- 4.- Localización. - Deberá considerarse:
 - a) Topografía.
 - b) Características geológicas. (Estudio de la mecánica del suelo).
 - c) Zona que rodea 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: cicloaje, 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 acordados también con el tipo de servicio.

A. Bombas para manejar aguas negras crudas.

Esicamente, 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.

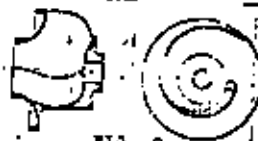


FIG. 9

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.

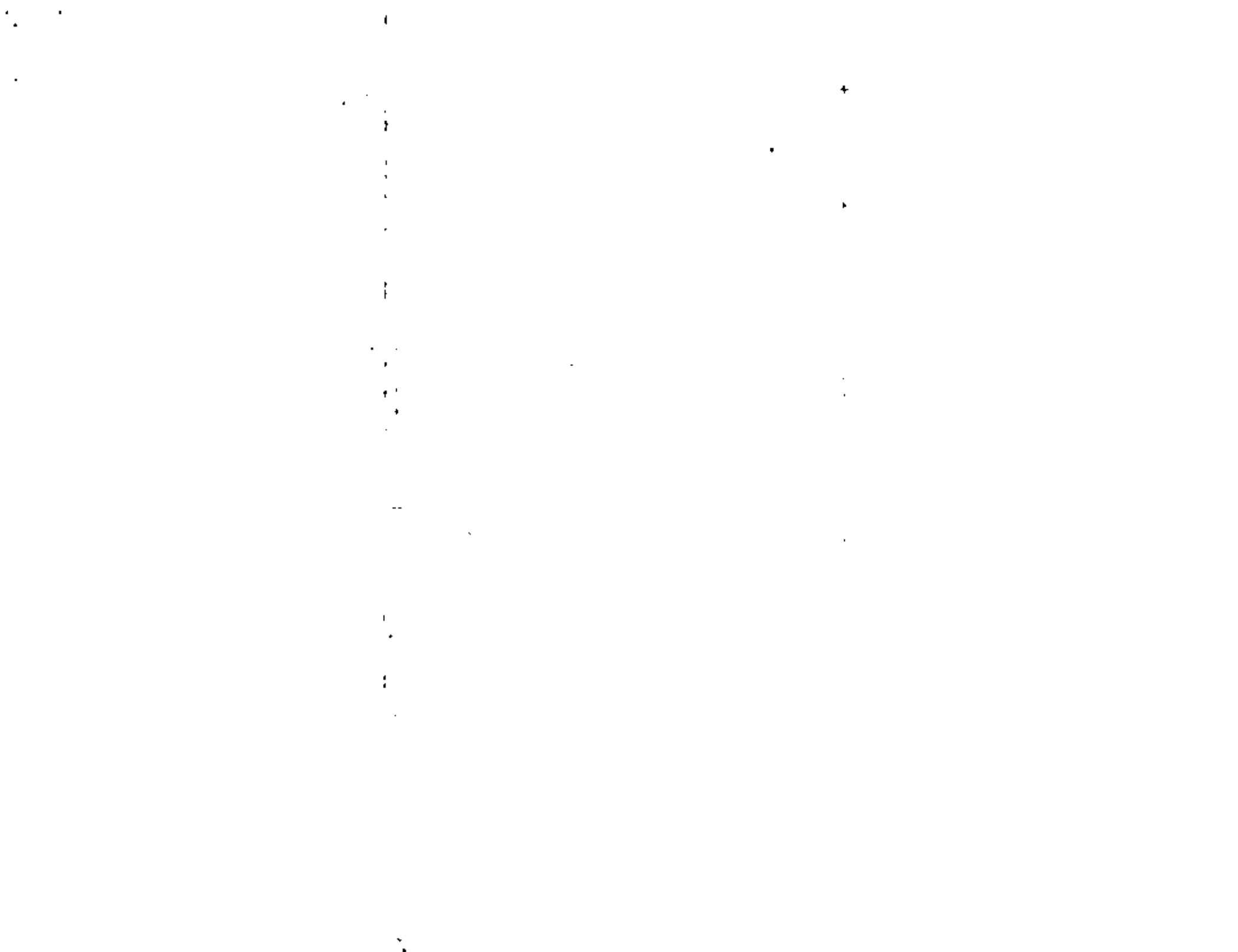


FIG. 10

Los impulsores de las bombas intascables (Non clog) tienen grandes aberturas y pasajes anchos -- (fig. 10) y pueden usarse para grandes capacidades.

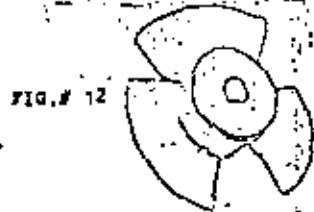
B. Bombas para manejar aguas negras cribadas o tamizadas.

Las aguas negras que han pasado por rejillas o tamices -- pueden bombearse fácilmente por equipos con impulsores --





inatas cables (fig. 10).
 El área transversal de los impulsores deberá ser aproximadamente 10% más grande que el tamaño máximo de sólidos arrastrados.



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.

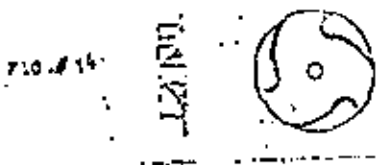
El tipo de bomba anterior puede usarse para la irrigación con efluentes tratados. En caso de cargas muy grandes pueden usarse bombas de paso múltiple.

F. Bombas para manejar lodos crudos.



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.



El impulsor de tipo semi-abierto con diapas en forma de S (fig. 14) son los apropiados para manejar lodos digeridos.

La clasificación para una bomba determinada puede fijarse calculando su velocidad específica (Ns) en el punto de máxima eficiencia. La expresión de (Ns) en unidades inglesas es la siguiente:

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

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

- a) Bombas de escurrimiento radial: Menos de 4,200 rpm, para entrada única que son las que normalmente se usan para bombeo de aguas negras y pluviales, por estar menos sujetas a atascamientos. (fig. 15)
- b) Bombas de escurrimiento mixto: Entre 4,200 y 9,000 rpm. Generalmente requieren emergencia positiva. (fig. 16).
- c) Bombas de escurrimiento axial: Entre 8,000 y 16,000 rpm. Requieren emergencia positiva. (fig. 17).

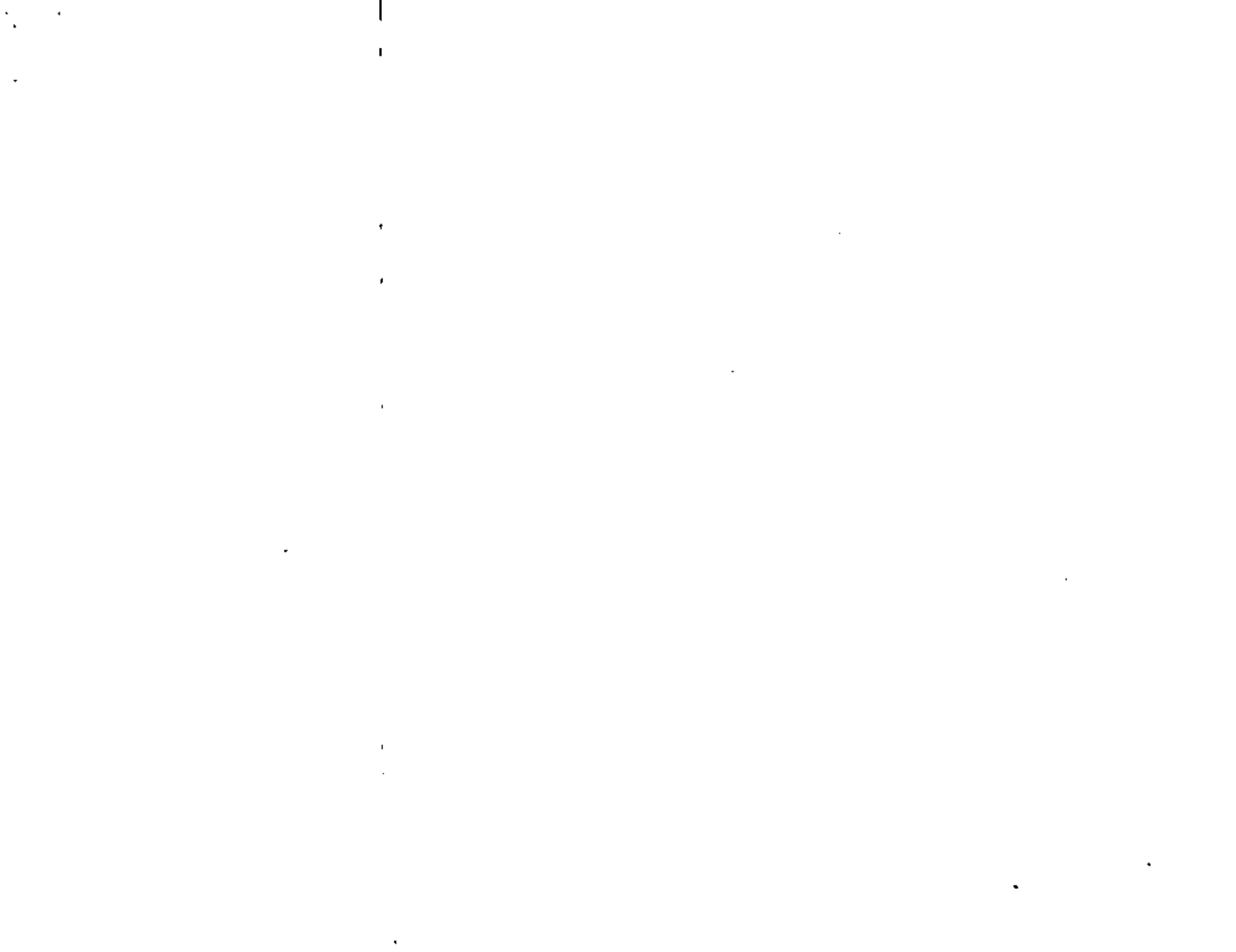
Características relativas de las bombas centrífugas.

Descripción	Esc. radial.	Esc. mixto	Esc. axial
Capacidades usuales.	1	300 lps	600 lps
Cargas usuales.	2	De 7.50 a 15 m.	De 0 a 10 m.
H a cero Q/H nominal.	120 a 40	165%	200% aprox.
Características de la potencia.	Aumenta con la capacidad.	Plano	Disminuye con la capacidad.

* Las cargas para bombas inatas cables pueden ser limitadas.

Comparación entre bombas horizontales y verticales.

- A. - Las bombas de flecha horizontal son adecuadas para:
 - a) Grandes capacidades.
 - b) Donde hay disponible suficiente espacio.
 - c) Donde la probabilidad de inundación del motor es baja.
- B. - Las ventajas de las bombas de eje horizontal sobre las de eje vertical incluyen:



- a) Mayor eficiencia.
- b) Mantenimiento más sencillo.
- c) Fácil y económica de instalar.
- d) Más bajo costo para igualdad de capacidades.

La desventaja principal es que se requiere la construcción de dos cámaras.

C. - Ventajas de las bombas verticales.

- a) Altas cargas de descarga cuando se diseñan adecuadamente.
- b) Magníficas características.
- c) Menor espacio para la instalación.
- d) Operación suave y silenciosa.
- e) Los motores se pueden localizar lo suficientemente alto sin peligro de inundaciones.
- f) En general, trabajan con carga en la succión.

Desventajas:

- a) Dificultades en el mantenimiento.
- b) El peso de las partes rotatorias debe ser soportado por un solo apoyo.
- c) El costo inicial es mayor.
- d) Probablemente son más sensibles a las condiciones de la succión.

Sistemas característicos:

En el bombeo de aguas negras y pluviales es más común el trabajo de bombas en paralelo. La construcción de las curvas características (H-Q) se indican en las figuras 18 y 19, para bombas iguales y diferentes. Las curvas de operación conjunta se obtienen sumando las capacidades de cada bomba para la misma carga.

Para conocer los puntos de operación de las bombas, se superpone la curva de fricción del sistema, sin embargo deberán corregirse las curvas (H-Q), como se indica adelante.

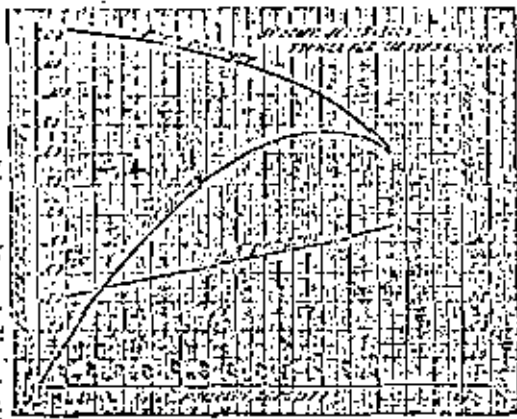


FIG. # 15

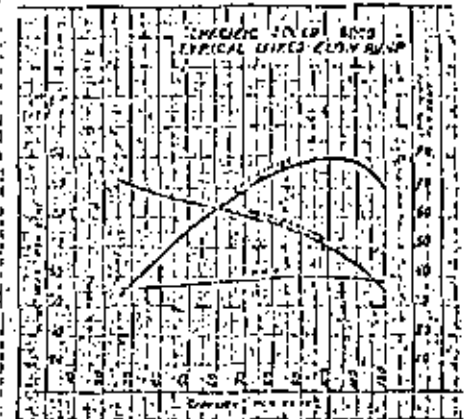


FIG. # 16

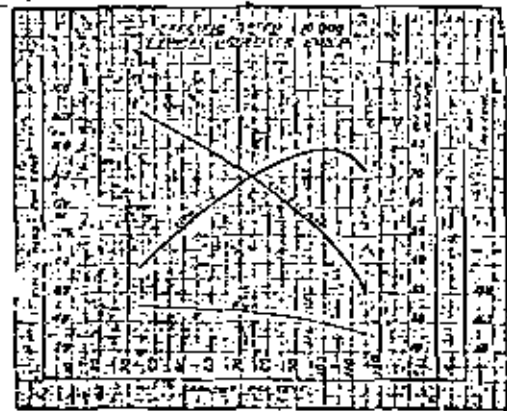
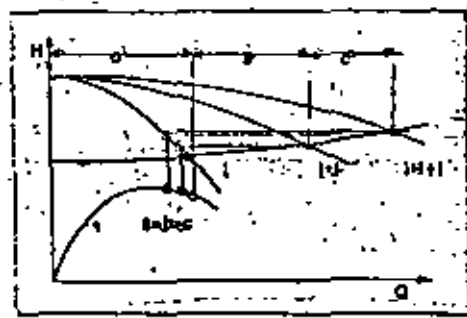
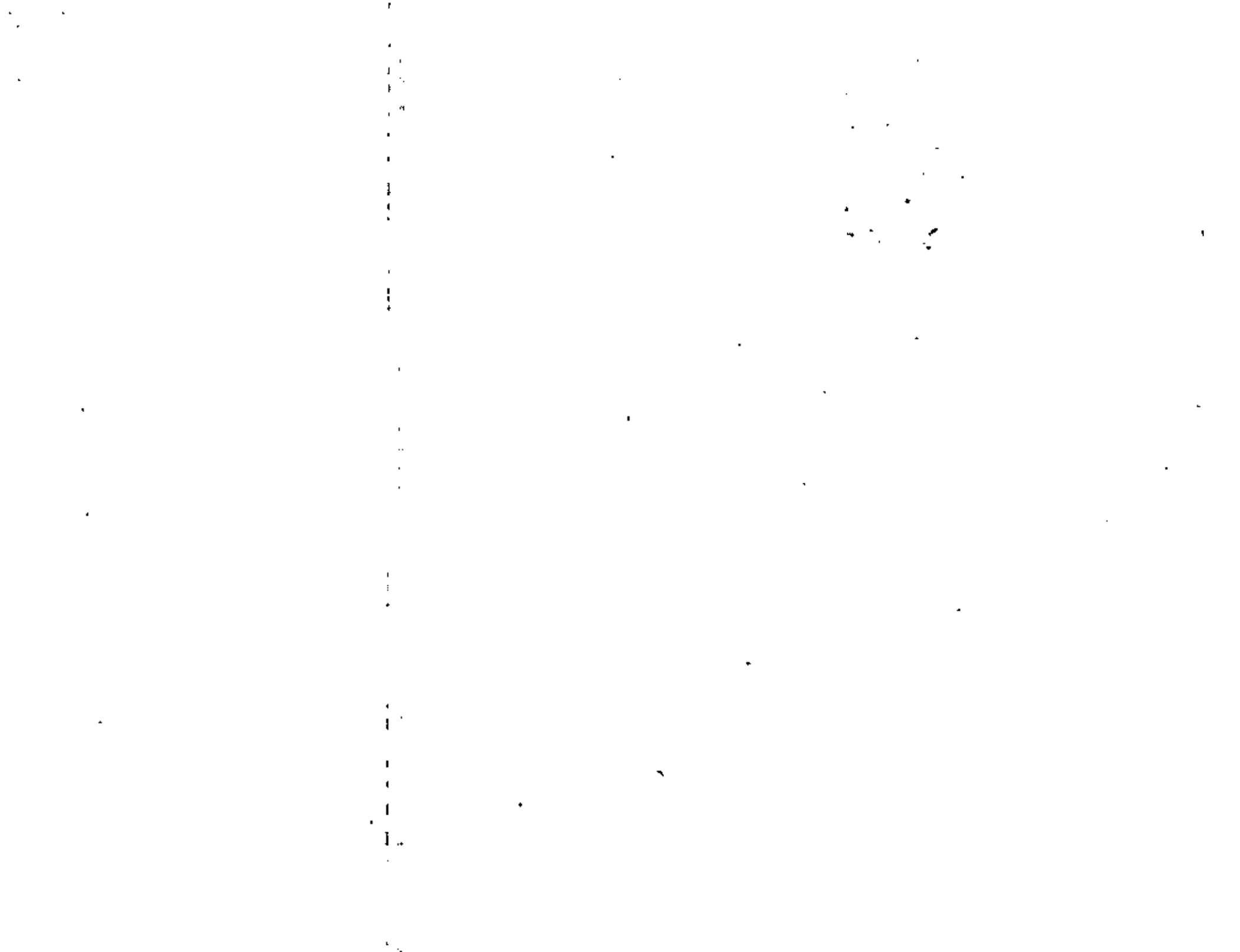


FIG. # 17





Como los niveles del cárcamo húmedo varían, es común graficar dos sistemas de fricción, uno para el nivel mínimo (carga estática máxima) y el otro para el nivel máximo (carga estática mínima). Además, deberían hacerse las curvas de fricción para diferentes valores del coeficiente de fricción. Es común que el máximo valor de C sea 140 y el mínimo 100.

Los sistemas de fricción incluyen únicamente aquella parte del sistema común a todas las bombas; ello proporciona una curva modificada que incluye únicamente el funcionamiento del múltiple (incluyendo la carga estática), excluyendo las pérdidas de succión y descarga de cada bomba considerada independientemente. Para considerar estas pérdidas, que dependen exclusivamente del gasto particular de cada equipo, deberán corregirse las curvas (H-Q) de cada uno de ellos, calculando las pérdidas para diversos gastos y restándolas de los valores de la curva característica. Combinando las curvas modificadas se obtienen las correspondientes al funcionamiento en paralelo. La figura siguiente (20) ilustra el procedimiento.

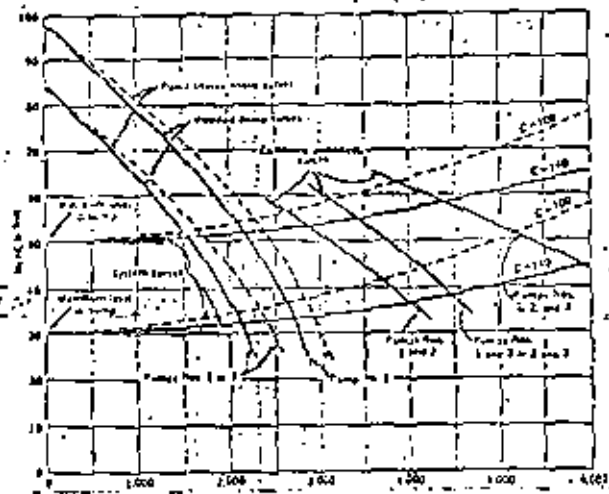


FIG. # 20.

Se considera buena práctica seleccionar las bombas que proporcionen el gasto máximo a la carga máxima. Sin embargo, el punto (H-Q) que satisface este requisito, no será necesariamente el que corresponda a la máxima eficiencia. Las bombas deberían seleccionarse con máxima eficiencia para las condiciones promedio.

Selección de bombas.

Probablemente el mayor problema con que se enfrenta el ingeniero que diseña una estación de bombas, 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) Litros y libra de materias suspendidas o turbia o arenosa.
- d) Capacidad. Variaciones.
- e) Condiciones de la succión. Altura o carga en la succión. Dimensiones y esquemas de las tuberías.
- f) Condiciones de la descarga. Carga estática. Variaciones. Pérdidas. Dimensiones y esquemas de las tuberías.
- g) Carga dinámica total. Variaciones.
- h) Servicio continuo o intermitente.
- i) Bomba horizontal o vertical. - En caso de ser vertical: - Si va en cámara seca o húmeda.
- j) Energía disponible. Características. Pasos. Voltaje, etc.



k) Que limitaciones en cuanto a espacio, peso, o transportación hay.

l) Localización de la instalación.

Geográfica.

Elevación sobre el nivel del mar.

Instalación interior o a la intemperie.

Rango de temperaturas 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 exactitud, es necesario una especificación cuidadosa de las condiciones de la instalación para evitar errores en la selección de la bomba. La causa más común de errores es la acumulación de factores de seguridad antes de se elija el punto final de operación de la bomba. Muchos factores y valores muy liberales pueden producir una selección con excesivo consumo de potencia y posiblemente altos costos de mantenimiento.

Factores de seguridad.

Una vez conocida la capacidad y la carga dinámica generalmente debe aplicarse un factor de seguridad a cada dato. El valor exacto de estos factores varía de un individuo a otro y de una condición a otra. Los valores usuales son 10% aún cuando pueden ser hasta de un 50%.

Las cotizaciones de los fabricantes deberán contener la información siguiente:

Número del modelo de la bomba.

Clase.

Tipo.

Materiales y detalles de construcción.

Mecanismo motriz. Potencia y características.

Curvas de funcionamiento o tabulación.

Peso.

Precio.

Tiempo de entrega.

Dibujos o catálogos.

Garantías.

Instalación.

Condiciones de pago.

Seguros, etc.

Una vez recibidas las proposiciones se procederá a la evaluación de ellas por medio de cuadros comparativos, debiendo revisarse detenidamente cada una de las características de los equipos propuestos.

Golpe de ariete.

Como en general estas instalaciones trabajan con cargas bajas, los problemas debidos a variaciones de la presión, devidos 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

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

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 bombas e influente, el ciclo de operación de cada bomba no será menor de 5 a 15 minutos y el período de 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 carcasa durante todo el ciclo de operación, asegurando un cebado continuo. Esto obliga a la construcción de carcassas más profundas. Otros, diseñan de manera que solo el nivel de arranque esté arriba de la carcasa, 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 pulgada 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 pendientes ocurrirá si se usa la relación 1:1.75.

Se indican a continuación diversos arreglos, recomendándose la entrada acompañada.

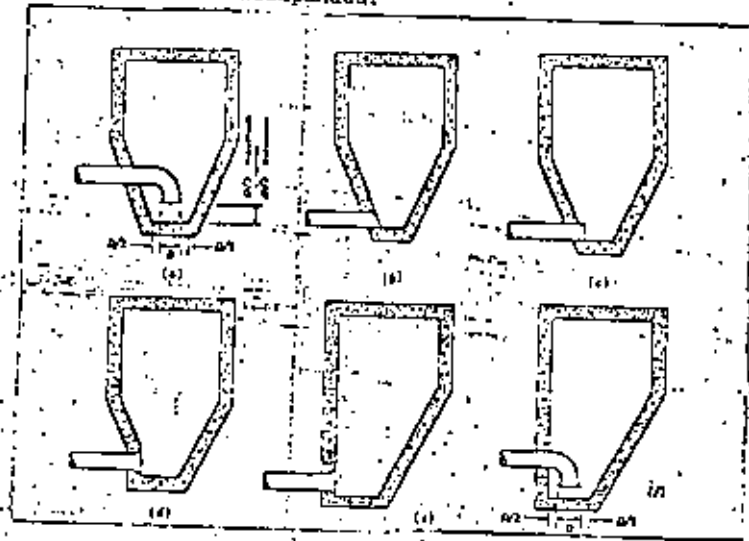


FIG. #21

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:

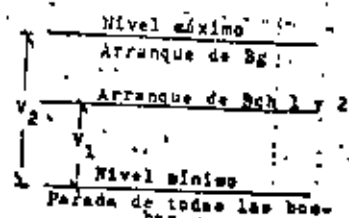
$$a) 2 Bch + Bg = 2 Q \text{ máx. (para } 200\% \text{ de la capacidad instalada).}$$

$$b) 2 Bch = Bg$$

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 = Tr,

$$Tr = \frac{V_1}{Q \text{ mín}} + \frac{V_2}{Bch - Q \text{ mín}}$$

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

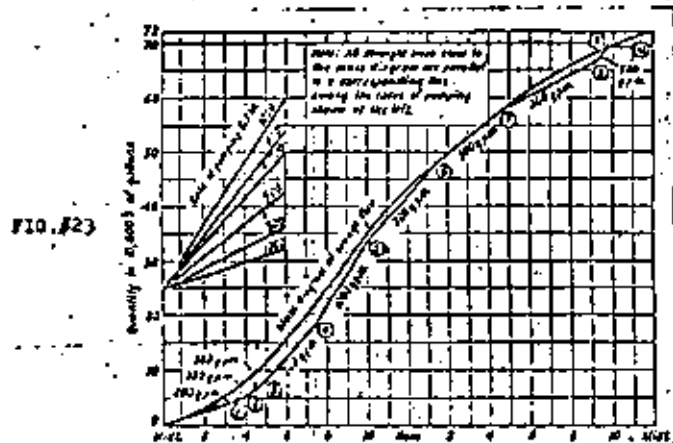


Para el cálculo de V_2 , utilizamos el tiempo que debe trabajar una bomba como mínimo = OB, por tanto:

$$Eg \times OB = V_2$$

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.



El diseño de cámaras númeradas para estaciones de aguas pluviales requiere un cuidadoso estudio donde se instalen bombas verticales de escurrimiento axial. Estas bombas son muy sensibles al arroyo 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.

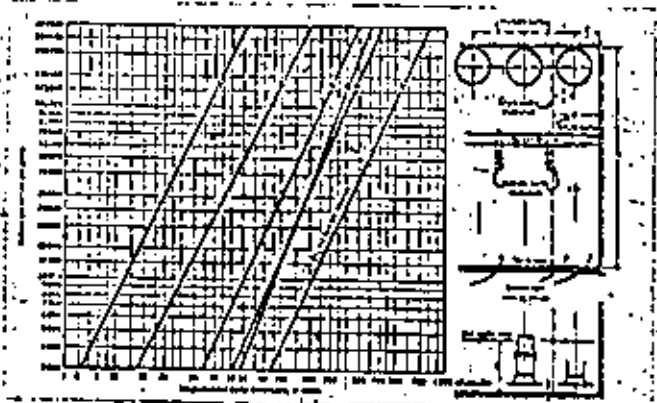
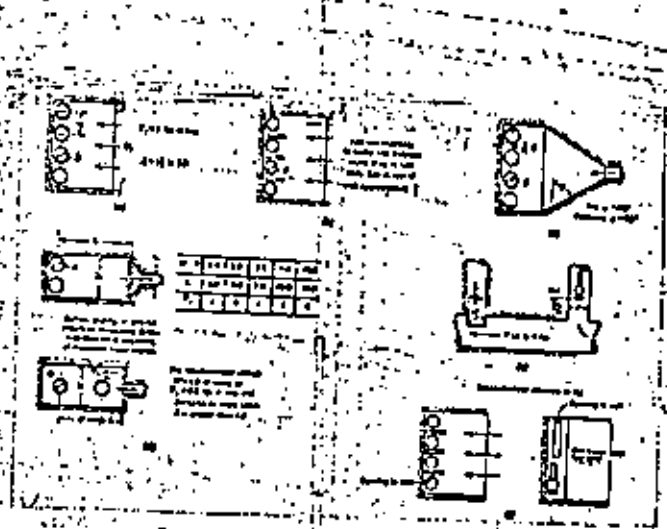
Se deberán considerar: tipo, velocidad, voltaje, potencia y sobrecarga. Reguladores de velocidad, corriente de arranque y de operación. Eficiencias con y sin carga.

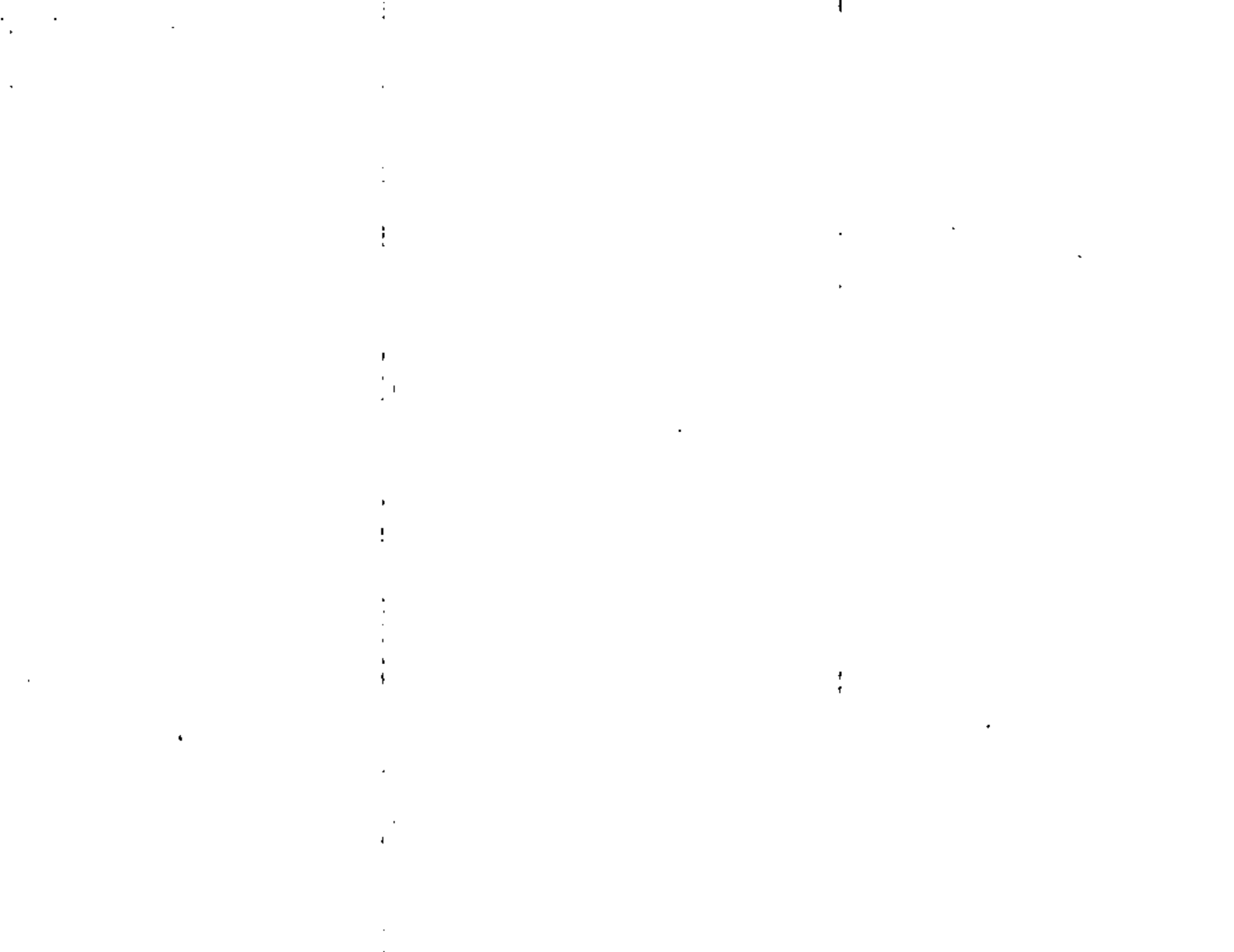
11.- Subestación eléctrica.

Tipo; capacidad y dimensiones.

12.- Tableros eléctricos y controles.

Instrumentos de medición: voltímetros, amperímetros, factorímetros, etc.





13.- Tuberías, válvulas y accesorios.

Se consideran con especial atención a la economía. Accesibilidad para reparaciones y operación. Pendientes, apoyos, atraques, desfogueos, 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.

Planificación 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 fierro 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 estándar, 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.

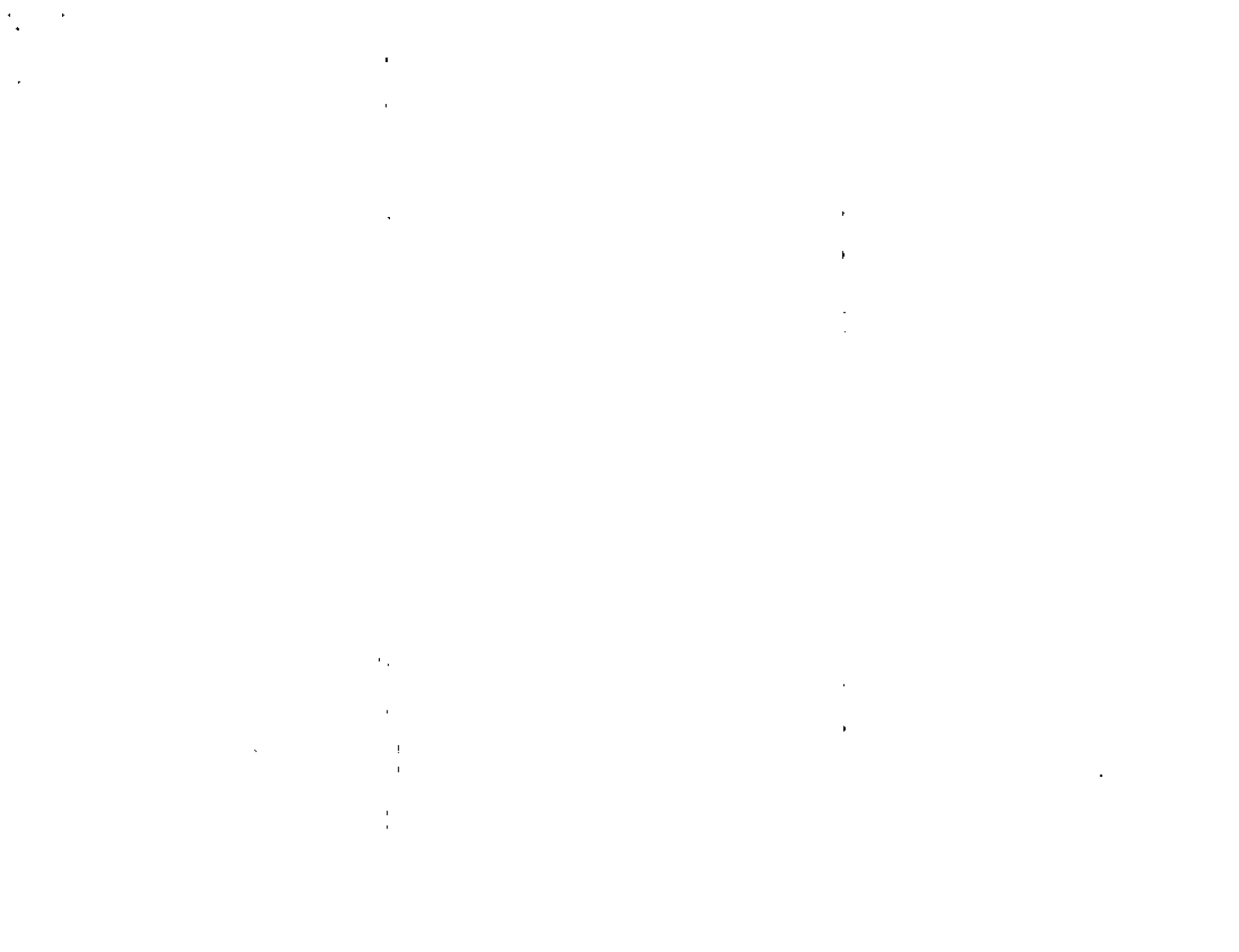
Servicios, arquitectura, diseño estructural.

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 fuellos 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 Bowler. En la medición en tuberías resulta conveniente el uso de medidores magnéticos o de hélice.



CARCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

16.- Pretratamiento.

Las aguas negras contienen ratas, palos, hojas, trapos, plásticos, papel, vidrio, arena, cenizas, etc. que pueden atascarse o dañar las bombas. Por lo cual para asegurar una operación satisfactoria deberán removerse por medio de rejillas, tamices y desarenadores. También pueden usarse desmenzadores. 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.

	Pág.
1. Resumen (en español y en inglés) - - - - -	1
2. Enfoque general del problema - - - - -	2
3. Diseño del cárcamo de bombeo - - - - -	3
a) Información disponible y supuestos - - - - -	3
b) Información deseada - - - - -	4
c) Operación automática - - - - -	5
1. Modalidades de diseño - - - - -	5
2. Método analítico - - - - -	7
2.1. Fórmula general - - - - -	7
2.2. Fórmulas específicas - - - - -	9
2.3. Casos límites - - - - -	9
2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas - - - - -	12
2.5. Posibilidades de arreglo de los electrodos - - - - -	20
2.6. Obtención de las capacidades de cada bomba - - - - -	28
4. Resultados - - - - -	30
5. Discusión y conclusiones - - - - -	30
6. Agradecimientos - - - - -	31
7. Referencias - - - - -	31



1. RESUMEN.- Este trabajo es una aproximación analítica al diseño de cárcamos de bombeo de aguas negras. Se hace una somera revisión del tradicional método gráfico, señalándose sus defectos, y se enlistan 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, Y DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE LAS BOMBAS.

a) Información disponible y supuestos.

Deberá contarse con la siguiente información previa:

- 1) Tipo requerido de operación: Automática o manual.
- 2) Caudales medios anuales en la actualidad y al fin de cada etapa a considerar.

(En conexión con esto será conveniente disponer explícitamente de la población a servirse, actual y futura de las dotaciones actual y futura, y del coeficiente de aportación).

- 3) Registro de variaciones horarias en el influente.

Se supone que tal registro es el mejor promedio para la etapa o para todo el período.

- 4) Requisitos impuestos por la naturaleza de las bombas.

Tiempo mínimo entre arranques y paradas o viceversa.

- 5) Requisitos impuestos por la naturaleza del agua negra:

Tiempo máximo de retención.

El diseño se basará en los siguientes supuestos:

- 1) Las bombas son de velocidad constante y única.
- 2) Las bombas tendrán la mínima capacidad posible.
- 3) El cárcamo tendrá el mínimo volumen posible.
- 4) Se buscará la mínima complicación posible en el arreglo de los electrodos.
- 5) No hay lapso mínimo para el intervalo arranque-arranque o parada-parada de una a otra bomba.

b) Información deseada.

- 1) Volumen total del cárcamo: Págs. 12 a 17

2) Número y capacidades de las bombas: Págs. 28 y 29

3) Niveles de instalación de los electrodos: Págs. 20 y 28

4) Tiempo máximo de retención: Págs. 18 y 19



CARCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRASSUMARIO:

- I. Enfoque general del problema.
- II. Diseño del cárcamo de bombeo.
 - a) Información disponible y supuestos.
 - b) Información deseada.
 - c) Operación automática:
 1. Modalidades de diseño.
 2. Método analítico:
 - 2.1. Fórmula general.
 - 2.2. Fórmulas específicas.
 - 2.3. Casos límites.
 - 2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas.

I. ENFOQUE GENERAL DEL PROBLEMA.

El problema que este trabajo intenta examinar y resolver es el relativo al cálculo analítico del volumen de un cárcamo de bombeo de aguas negras; para esto se desarrollan varias fórmulas. No se han abordado aspectos tecnológicos de detalle como forma y dimensiones del cárcamo, tipos y selección de bombas, etc.

II. DISEÑO DEL CARCAMO DE BOMBEO, Y DETERMINACIÓN 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.

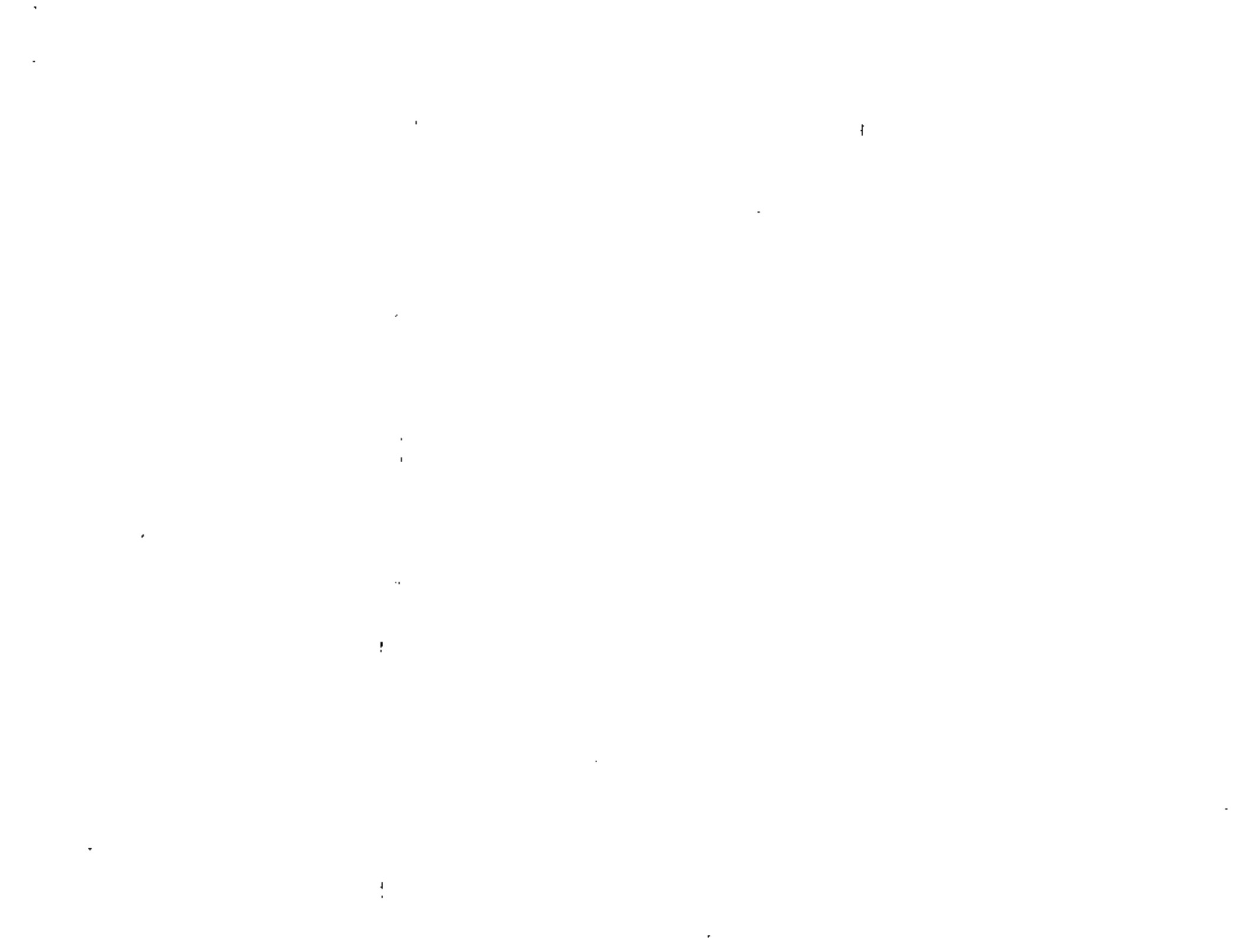
(En conexión con esto será conveniente disponer explícitamente de la población a servirse, actual y futura, de las dotaciones actual y futura, y del coeficiente de aportación).
- 3) Registro de variaciones horarias en el influente. Se supone que tal registro es el mejor promedio para la etapa o para 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-parada y viceversa de las bombas. Si se han violado, se varían las asunciones sobre cárcamo y bombas, y se vuelve a tantear, y así sucesivamente.

Se ve, pues, que el método gráfico es tedioso, largo y sujeto a errores de dibujo y apreciación; además, no es muy frecuente que rinda los mejores resultados posibles.

Método analítico: Se expondrá a continuación, y se

intenta 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 b-4, el método analítico evita precisamente lo que, entre otras cosas, constituye la paradoja del método gráfico: el que para construir la escalera deba emplearse información que no es directamente útil -sectores intermedios de la curva de masas- a fin de aprovechar la información directamente útil -sectores de máxima y mínima pendiente-.

Puede mencionarse otra posible ventaja del método analítico sobre el gráfico: en ciudades cuyo diagrama de masas aún no haya sido determinado, no será necesario adoptar todo un Rippi 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_x (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. (ϕ_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 es le provisto de mayor energía que la que tenía al entrar. La ruta 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.

Es decir, $V = \phi_1[\phi_1(t), \phi_2(t, A), t_0, T]$ ①

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:

$$V = t (rq_g - sQ_j) \quad ②$$

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;

$$\therefore q = 0. \text{ En } ②$$

$$V_2 = t(sQ_j) \quad ④$$

- c) Funcionan el manantial y el sumidero. Tenemos entonces que $Q \neq 0$ y $q \neq 0$, y volvemos a la ②

$$V_3 = t(rq_g - sQ_j) \quad ⑤$$

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).

Coficiente K = Factor total máximo horario =
= razón del caudal máximo horario al caudal medio anual =
= $Q_{1a} \div Q_{0a} = Q_{1f} \div Q_{0f}$



Coefficiente K' = Factor total mínimo horario = $Q_{-1a} \div Q_{oa} = Q_{-1f} \div Q_{of}$

PARA q = gasto variable de extracción, subíndice 1 = 1-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 = to; 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 $V_1 = t_o q \text{ máx.}$

Supongamos un cierto volumen $V < t_o q \text{ máx.}$ Como en general $tq = V$, se tendrá, reemplazando $V : tq < t_o q \text{ máx.}$

Si ahora $q = q_{\text{máx.}}$ $t < t_o$, lo que no es permisible; por tanto, $V_1 = t_o q \text{ máx.}$ LQDD.

Para tener $q_{\text{máx.}}$ en ③ haremos $rq_g = \sum_1^n q_i$; luego, finalmente,

$$V_1 = t_o \sum_1^n q_i \quad \text{⑤}$$

b) Está obturado el sumidero. Con argumentos análogos a los anteriores se puede demostrar que, en ④ debemos hacer $t = t_o$; $s = k$; $j = of$.

Luego, $V_2 = t_o KQ_{of}$.

Pero como $KQ_{of} = Q_{1f}$, tendremos:

$$V_2 = t_o Q_{1f} \quad \text{⑥}$$

c) Funcionan el manantial y el sumidero. - Similarmen- te, se encuentra que el volumen adecuado provendrá de hacer máximo el factor $(rq_g - sQ_j)$; 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:

$$V_3 = t_o \left(\sum_1^n q_i - Q_{-1a} \right) \quad \text{(7)}$$

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 número 2.3 hallamos tres posibles volúmenes para el cárcamo: V_1 , V_2 y V_3 . Pero como en todos ellos interviene t_o , serán en realidad volúmenes principales. Trataremos ahora de elegir uno de los tres, notando que cualquiera cumple los requisitos de t_o .



Vamos a suponer que nuestra red descarga siempre según un hidrograma constante.

Observemos V_1 : para cumplirlo 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: $Q_{if} < (\sum q_i - Q_{-1a})$

$$\therefore \sum q_i > Q_{if} + Q_{-1a} \quad (a)$$

Sea ahora V_3 el menor: evidentemente,

$$\sum q_i < Q_{if} + Q_{-1a} \quad (b)$$

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

$$Q_{if} \leq \sum q_i < Q_{if} + Q_{-1a}$$

En resumen: salvo que exista alguna razón especial para avanzar hacia el límite superior, haremos:

$$\sum q_i = Q_{if} \quad (8)$$

Reemplazando este término en la ecuación (7) obtenemos que

$$V_p = t_o(Q_{if} - Q_{-1a}) \quad (9)$$

c) Discusión estadística. - En el literal anterior hemos supuesto que trabajamos con un hidrograma constante; pero en la rea-

lidad el hidrograma cambia, en mayor o menor medida, de un día para otro. Intentaremos ahora estudiar 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, entendiéndose 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 G_K y $G_{K'}$.

Refiriéndonos a la ecuación (9), vemos que intererá considerar sólo aquellas desviaciones de K y K' que hagan al factor $(Q_{if} - Q_{-1a})$ mayor de lo que es, porque, dado V_p , eso implicaría $t < t_o$, lo cual necesitamos evitar; en consecuencia, analizaremos tres casos principales:

- 1) $K + G_K$;
- 2) $K' - G_{K'}$;
- 3) $K + G_K$ y $K' - G_{K'}$ juntos.

Si llamamos V'_p a aquel volumen mayor que V_p resultante de introducir las desviaciones standard, lo que vamos a buscar es un factor $P > 1$ tal que $V'_p = P V_p$.



Por comodidad, sean $K_1 = K + \sigma_k$;

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

se tendrá que $K_1 Q_{of} = Q'_{if}$;

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

Caso α) $V_p = to(Q_{if} - Q_{-1a})$;

$$V'_{p\alpha} = to(Q'_{if} - Q'_{-1a})$$

$$\frac{V'_{p\alpha}}{V_p} = \frac{to(Q'_{if} - Q'_{-1a})}{to(Q_{if} - Q_{-1a})} = \frac{K_1 Q_{of} - Q'_{-1a}}{K Q_{of} - Q_{-1a}}$$

Pero $Q_{of} = a P_a D_f$; $P_g = a P_a$; $D_f = b D_a$;

$$Q_{-1a} = K' a P_a D_a.$$

Si reemplazamos y simplificamos, obtendremos que

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

Caso β) $V_p = to(Q_{if} - Q_{-1a})$;

$$V'_{p\beta} = to(Q'_{if} - Q'_{-1a}).$$

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) $V_p = to(Q_{if} - Q_{-1a})$;

$$V'_{p\gamma} = to(Q'_{if} - Q'_{-1a}). \quad (12)$$

Se halla que

$$\boxed{F_\gamma} = \frac{V'_{p\gamma}}{V_p} = \frac{K_1 ab - K'_1}{Kab - K'} \quad (13)$$

Ahora que poseemos 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_γ . No obstante, los F proporcionan una idea más clara de la teoría involucrada.

Vamos entonces, frente a un problema práctico de diseño de cárcamos, como puede presentarse el panorama estadístico.

Habrán 3 situaciones posibles:

1. Existen datos estadísticos propios, confiables y suficientes (que incluyan σ_k y σ'_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_γ , que es el más desfavorable; y
- Se hará consecuentemente $\Sigma Q_i = Q'_{if}$.

En el caso 3 se dispone de 2 alternativas:

- Trabajar con σ_k y σ'_k arbitrarios; y
- Considerar algún otro volumen $V''_p > V_p$.

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

$$V''_p = to Q'_{if} \quad (14)$$

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

$$F_\beta = \frac{V''_p}{V_p} = \frac{Kab}{Kab - K'}$$



factor que, presumiblemente, en general es tal que

$$f_s > f \gamma.$$

Concomitantemente, haríamos $\sum q_i = Q_{if} + Q_{-1a}$. No obstante, muchas veces será factible no tener que aumentar $\sum Q_i$, pues si el bordo libre amortiguará a Q_{if} ; efectivamente, si conociéramos α_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_{if} ocurre al estar lleno el cárcamo y funcionando $\sum q_i = Q_{if}$. 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:

$$K(2 - \frac{1}{f_s}) \geq K_1 \quad K, \text{ si } K' = \text{constante};$$

$$K' \geq K_1 \geq 0, \text{ si } K = \text{constante};$$

$$K_1 = ab(K_1 - K) = ab\alpha_k, \text{ si } K \text{ y } K' \text{ son variables.}$$

Nótese también que f_s aumenta con el transcurso de los años, pues $Q_{-1a} \rightarrow Q_{-1f}$; evidentemente,

$$f_{si} = \frac{Kaf b_f}{Kaf b_f - K'ai b_i}, \text{ en que}$$

f_{si} = f_s al año i ;
 a_f = a y b_f = b con a y b al fin del período;
 a_i y b_i con a y b al año i . (Obsérvese que $b_0 = b_1 = 1$).

c) Consideraciones sobre el tiempo de aptitudización T_r .
 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 Q y q se anulen por un lapso T o mayor, el máximo tiempo de retención será

$$T_R = \frac{to(Q_{if} - Q_{-1a})}{Q_{-1a}} \quad \text{ó} \quad T_R = \frac{toQ_{if}}{Q_{-1a}}$$

según el volumen principal que se haya adoptado como $T_R < T$, resultará:

$$T \geq \frac{to(Q_{if} - Q_{-1a})}{Q_{-1a}}, \quad \text{ó} \quad T \geq \frac{toQ_{if}}{Q_{-1a}} \quad (17) \quad \text{ó}$$

$$\frac{T}{to} > \frac{Q_{if}}{Q_{-1a}} - 1 \quad (18)$$

Así pues, en adición a los aspectos económicos u otros, las relaciones (17) ó (18) proveen un criterio para el establecimiento de etapas de construcción; en efecto, se cortará la etapa, como máximo, en aquel año futuro que permita cumplir las referidas relaciones.

Para facilitar esta tarea, modificamos los miembros derechos de (17) y (18) análogamente a como se hizo en (α) de la pág. 15, y obtenemos (suponiendo que el hidrograma y sus desviaciones no varían a través de la etapa):

$$S > ab \quad (19), \quad \text{ó} \quad S' > ab \quad (20), \quad \text{en que}$$

$$S = \frac{RK'}{K}, \quad S' = \frac{(R+1)K_1}{K_1}, \quad \text{y} \quad R = \frac{T}{to}$$

Hemos basado el anterior desarrollo en la suposición tácita de que no hay cortocircuitos dentro del cárcamo, es decir que el agua sale en el mismo "orden" en que entra.



d) Razones para no tener $q_1 < Q_{-1a}$.

Sea V_0 el volumen de sumergencia o cebado de las bombas, y al que siempre trataremos de hacer lo más pequeño posible. Si la 1a. bomba en arrancar, q_1 , lo hiciera con un 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_1 , tal que $t_1(q_1 - Q_{-1a}) > V_0$. 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 cebado o sumergencia de las bombas.

Nivel máximo. Aquel nivel de agua por encima del cual sólo queda el volumen de bordo libre.

Ciclo cárcamo. Lapso entre un punto de nivel mínimo del cárcamo y el punto

análogo consecutivo, una vez que se hayan usado todas las bombas (pues puede haber puntos mínimos intermedios).

Lo más económico, en general, será que los aludidos puntos de nivel mínimo sean niveles cero.

Ciclo-cárcamo = CC.

Carrera. 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 funcione continuamente, siempre $CC > CB > CR$. Luego, puede suceder que $CR \leq t_0$, y no hay limitaciones en este sentido.

Volumen principal mínimo, VPM. Aquel V_p tal que, para cualquier nivel de agua, la máxima velocidad de vaciado o llenado del cárcamo, su respectivo CH se iguala 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 Tipl 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 $\sum CB$ largas / $\sum CB$ cortas.

3) Minimizará los riesgos de descebado de las

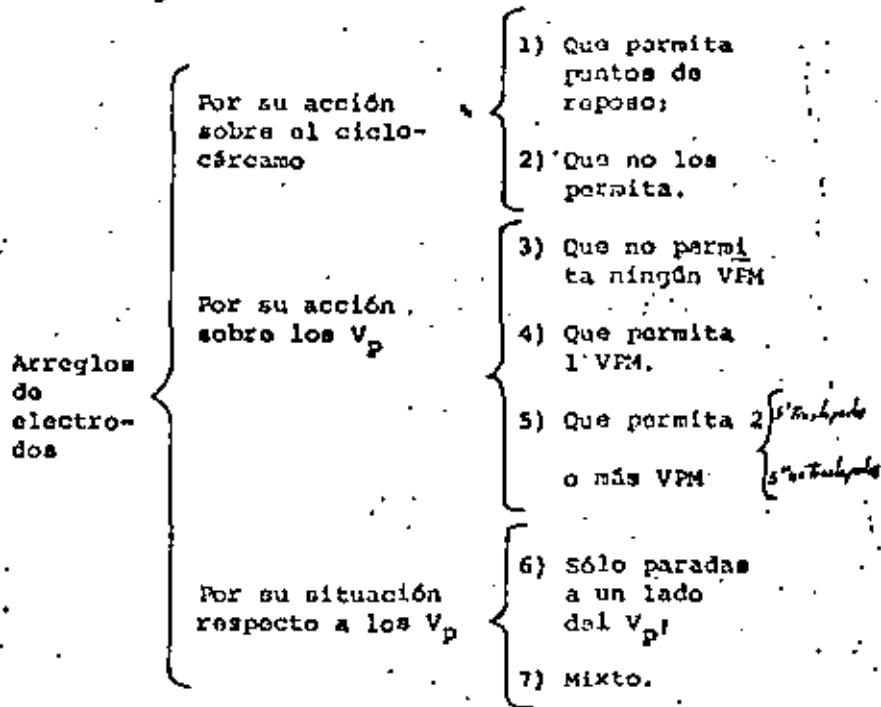


bombas o destrucción de la sujeción.

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 t_0 .

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.

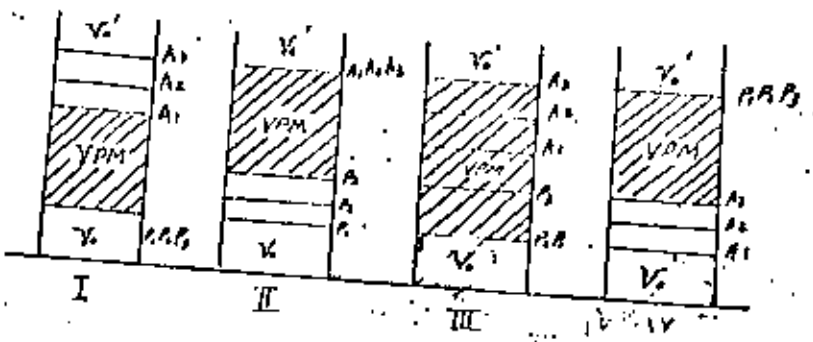
Caso 4) Este será el caso más común: La inclusión de 1 VPM en cada CB de cada bomba.



Para ello bastará que el electrodo de arranque de cada bomba esté, por ej.: "arriba" del VEM, y el de parada "abajo", o viceversa. De esta modo siempre quedará garantizada la condición 10 .

Caso 5) Es posible arreglar los electrodos de manera que cada bomba disponga de su propio VEM. No obstante, excepto en casos especiales, resultará antieconómico tener varios VEM "en serie", es decir sin ningún traslape entre ellos; por ello ordinariamente los traslapos nos casi en su totalidad, y en ausencia caeremos de nuevo en el Caso 4.

Caso 6) Nos referiremos sólo al caso de tener 1 VEM para todas las bombas. Al haber sólo paradas a un lado del VEM, nos interesarán los siguientes arreglos (limitándonos a 3 bombas, para mayor claridad):



A1 = arranque de la bomba B1;
 P1 = parada de la bomba B1;
 V0 = volumen de sumergencia o cebado;
 V0' = volumen de bordo libre.

Podemos de inmediato descartar el ar...

glo 1", 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 B1 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 cáramo.

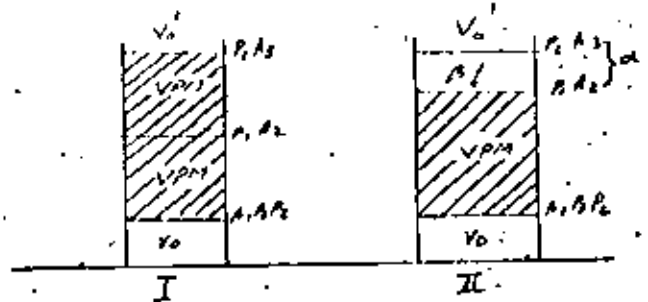
En los 3 casos es evidente que

$q_1 = Q_{1f}$; además, las capacidades crecientes de extracción se irán obteniendo por adición de una bomba a otra, y no por reemplazo de una bomba por otra mayor.

Por ej.: $Q_1 = Q_{1f}$; $Q_2 = Q_{of} - Q_{1f}$;
 $Q_3 = Q_{1f} = Q_{of}$.

Caso 7) Aquí podrán haber arranques y paradas arriba y abajo de cada VEM.

Consideremos los siguientes arreglos:



Los símbolos significan lo mismo que en el caso



Es va que la única diferencia entre los dos arreglos consiste en que el I tiene 2 VIM y el II 1 VIM; pero, tal como están los electrodos, solamente el I garantiza la restricción Q_1 (porque incluye al menos 1 VIM en cada CB). El II, por ejemplo en el CB marcado Q_1 , tendría que "gastar" la mayor parte de tal CB en un inestable equilibrio entre Q_2 y Q en el nivel β ; caemos así

parcialmente en el Caso 3, que como ya 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 cárcano, el Caso 7 pudiera competir con el caso 6, es a través del arreglo II; supongamos pues que se ha solucionado de otra manera el inconveniente. Analicemos ahora qué sucede con la bomba B_1 .

Como dijimos, sea V_0 el volumen de sumergencia o cebado de las bombas, y al que siempre trataremos de hacer lo más pequeño posible. Si, de acuerdo al diagrama, B_1 arranca en el nivel cero, necesariamente debe ser tal que $q_1 < Q_{1a}$, para no destruir la sumergencia; y, aún así, la situación sería inestable si se presentase una anomalía $Q_{1a} < q_1$ durante un tiempo t_1 tal que $t_1 (q_1 - Q_{1a}) \geq V_0$, en que V_0 es la fracción de V_0 que, al perderse, destruye ya o destruye la sumergencia o el cebado. Es decir, si no queremos agrandar más de lo indispensable el volumen V_0 , no debe hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero.

En resumen, el arreglo II del caso presentaría tal vez, como única ventaja, la de ofrecer carreras un poco más largas que en el caso 6, frente a las siguientes desventajas:

1. Necesidad de que $B_1 < Q_{1a}$, o de aumentar V_0 ;
2. Duplicación de al menos 1 electrodo;
3. Necesidad de electrodos sensibles no sólo a niveles sino a direcciones de movimiento de los niveles; y

4. Necesidad de bombas más grandes (porque entre las capacidades crecientes de extracción se obtendrían no por adición sino por reemplazo; por ej., $q_1 < Q_{1a}$, $q_2 = Q_{0f}$, $q_3 = Q_{1f}$).

En conclusión, en cuanto al volumen del cárcano 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 arreglos de electrodos rendirán resultados satisfactorios.

Finalmente, damos 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 VIM. 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 $q_1 < Q_{1a}$.



c) Relación entre el arreglo de electrodos y la su-
mergencia o el cobado.

Véase el literal g, pág. 26. La conclusión ge-
neral es que la sumergencia o el cobado no se
varía 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 $q_1 = Q_{1f}$;
ésta es el valor más recomendable. No obstante,
si se piensa renovar el equipo a la mitad o me-
nos del período de diseño, podría hacerse $q_1 =$
 $= Q_{1a}$.

c) Si se tendrían 3 bombas en total, sus capaci-
dades, a fin de lograr un buen ajuste a la curva
de masas, serían $q_1 = Q_{1f}$; $q_2 = Q_{of} - Q_{1f}$;
 $q_3 = Q_{1f} - Q_{of}$.

En efecto, estamos disponiendo así de tres pon-
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 curvas 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-guía, podría ser éste: Si se tiene
 $K + K' \leq 2.3$, úsense 2 bombas ó 3; si se tiene
 $K + K' > 2.3$, úsense 3 o más bombas.

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

$$V = t_o Q_{1f}$$
 en que

t_o = lapso mínimo entre parada-arranque y vice-
versa para las bombas, y

Q_{1f} = caudal máximo diario de aflujo de aguas ne-
gras, 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 escoge-
rá en general entre 2 ó 3 (más las de reserva que se deseen),
con las capacidades dadas en la pág. 30.

5. DISCUSIÓN 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 matemá-
ticos 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 colabo-
ración y ejemplo, al Dr. Robert B. Banks, y
por sus enseñanzas y claridad sobre el tema expuesto, al
Ing. Arnulfo Paz Sánchez.

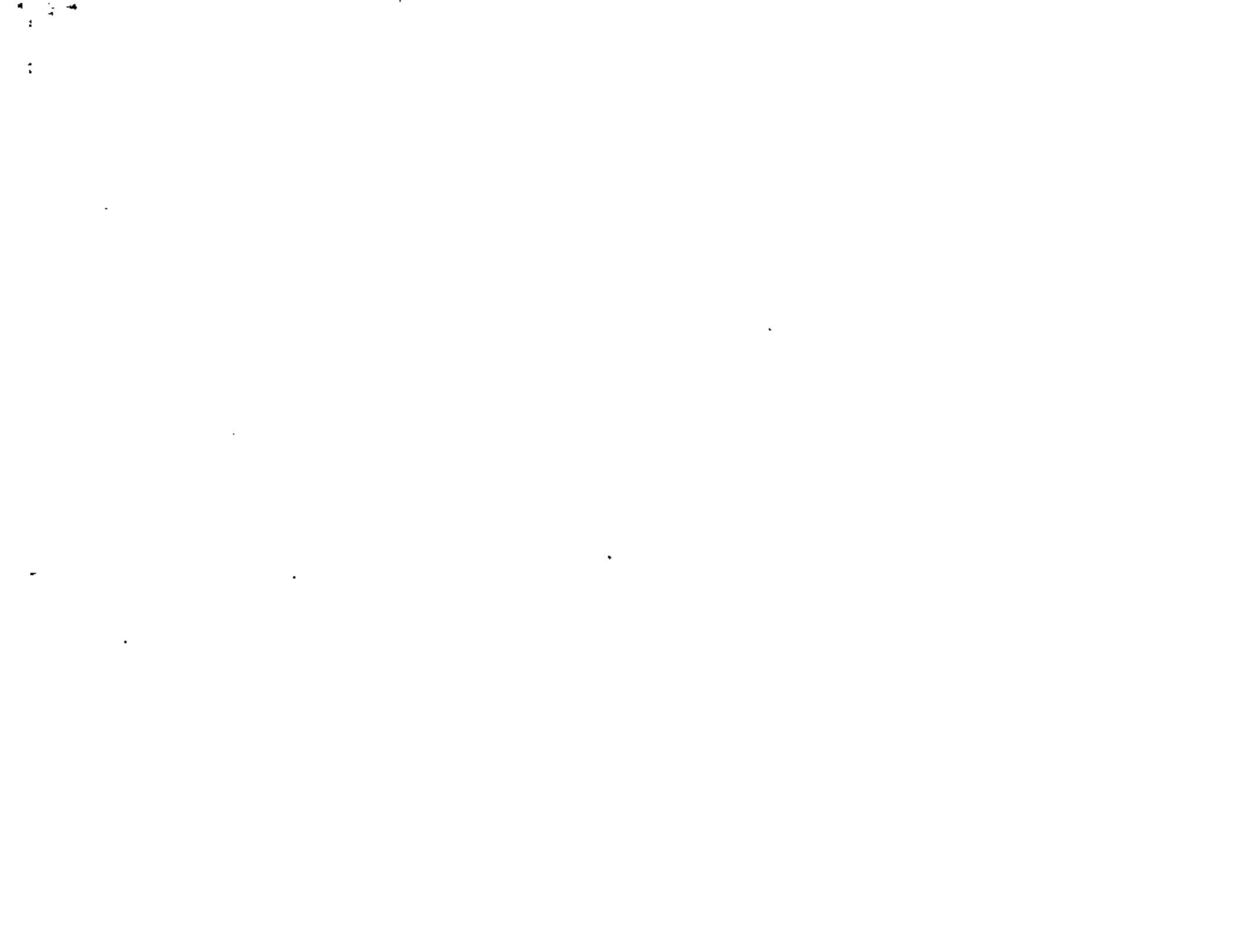
7. REFERENCIAS.

1. Alcantarillado y tratamiento de aguas negras.
Babbitt & Berman.
2. Apante de un curac de alcantarillado.
Ing. Raúl Ochoa E.



3. Apuntes del curso de Plantas de Aguas Negras. 30
Ing. Arnulfo Paz S.

4. Sewage Treatment Plant Design. WPCF.





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

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

MATERIALES-PARA LAS CONDUCCIONES DE AGUA

Ing Francisco Garza Maldonado

5 Julio, 1981

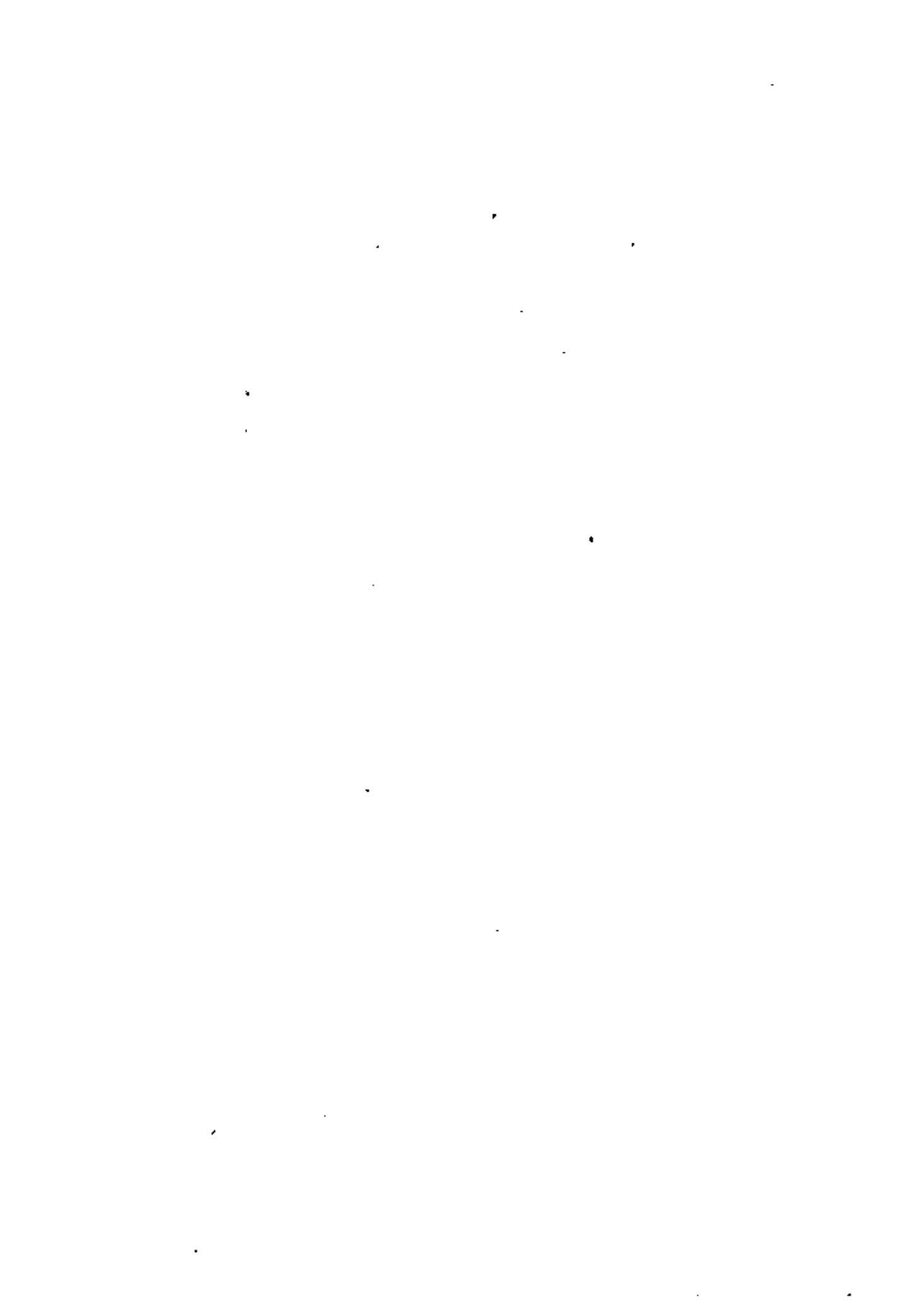


T E M A V I I I .

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.





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

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

CONDICIONES ESTRUCTURALES

Análisis para la Valuación de Elementos
Mecánicos en Conductos

Ing Gerardo A Patrana Mondragón

Agosto, 1981



C O N T E N I D O

	1
A- ALCANCE	2
B- ELEMENTOS DEL AREA ELASTICA	2
C- FORMA GENERAL DE LA ECUACION DE BARRA.	4
D- SOLUCION NUMERICA DE LA ECUACION DE BARRA.	7

A- ALCANCE.

En esta segunda parte, se presenta una solución numérica para la determinación de los elementos mecánicos (Momento Flexionante, Fuerza Cortante y Fuerza Normal) que actúan en la sección transversal de un conducto.

Esta solución es aplicable para:

- a) Cualquier geometría de la sección
- b) Cualquier sistema de cargas.
- c) Espesor de la sección constante ó variable.

Una vez determinados los elementos mecánicos serán aplicables los métodos tradicionales para diseño en concreto reforzado o en acero

B- ELEMENTOS DEL AREA ELASTICA.

Se define como Area Elástica a una figura formada por el eje de la barra, con un ancho $\frac{1}{EI}$

En donde: E= Módulo de elasticidad del material que forma la barra (Kg/cm²).

E Concreto = 14902 $\sqrt{F'c}$

E Acero = 21039 000 Kg/cm².

I = Momentos de Inercia de la sección de la Barra (cm⁴.)

I = Para sección rectangular = $\frac{bh^3}{12}$

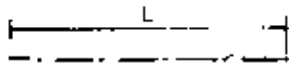
En el caso de los conductos se considerará un tramo unitario Por lo tanto b=1 cm. y h será el espesor t del conducto en centímetros.

Así I = $\frac{1 \times t^3}{12}$ = $\frac{t^3}{12}$ (t en cm.)

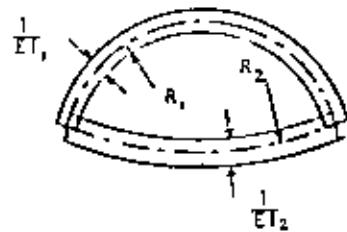
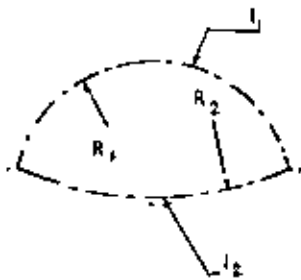
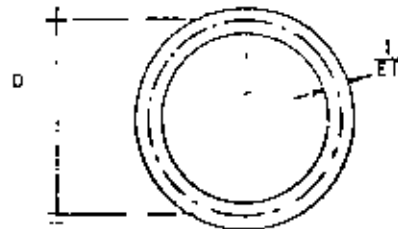
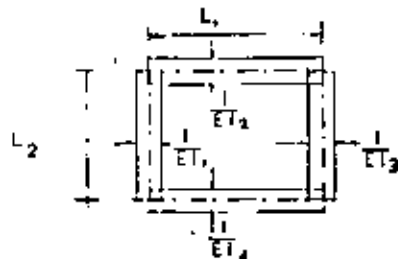
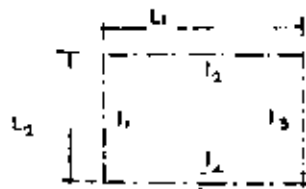
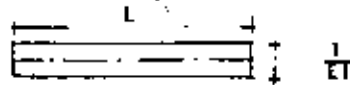


Se presentan a continuación los esquemas de algunas barras y su correspondiente área elástica.

EJE DE LA BARRA



ÁREA ELÁSTICA.



La ecuación de la Barra Plana está referida a los ejes de Levy (X, Y) que son los ejes centroidales, Principales del Area Elástica.

Si el conducto es circular, el origen de los ejes de Levy coincidirá con el centro del círculo.

Si el conducto tiene un plano de simetría uno de los ejes de Levy estará contenido en dicho plano de simetría.

Para que los ejes sean centroidales se debe cumplir que el momento estático del Area Elástica con respecto a ellos sea igual a cero.

$$B_x = \int_A x \, dA = 0$$

$$B_y = \int_A y \, dA = 0$$

Para que los ejes centroidales sean principales se debe cumplir que el producto de Inercia del Area Elástica sea igual a cero.

$$P_{xy} = \int_A xy \, dA = 0$$

C- FORMA GENERAL DE LA ECUACION DE LA BARRA PLANA.

$$M = M' - \left[\frac{\int M' dA}{A} + \frac{\int M' x dA}{E_y} x + \frac{\int M' y dA}{E_x} y \right] + \phi_1 \left[\frac{1}{\delta} + \frac{x_1}{E_y} x + \frac{y_1}{E_x} y \right] - \phi_2 \left[\frac{1}{\delta} + \frac{x_2}{E_y} x + \frac{y_2}{E_x} y \right] + \frac{E_2 - E_1}{E_x} y - \frac{E_2 - E_1}{E_y} x$$

.

.

-

.

.

.

.

.

M : Ecuación de momento flexionante en función de x, y . ó -
Valor del momento flexionante en la sección de coordenadas x, y .

M' : Ecuación de momentos flexionante de la isostática elegida (al final de la Identidad de literales se explica - el concepto de viga isostática); Valor del momento isostático en la sección de coordenadas x, y .

$d\hat{A}$: Diferencial de Area Elástica

$$d\hat{A} = \frac{ds}{E\Gamma}$$

ds : Diferencial de Longitud.

\hat{A} : Area elástica

x, y : Variables referidas a los ejes de Levy.

I_x, I_y : Momento de inercia del área elástica con respecto a los ejes x, y de Levy.

$$I_y = \int x^2 d\hat{A} ; I_x = \int y^2 d\hat{A}$$

θ_1, θ_2 : Giro de los extremos 1 y 2 de la barra.

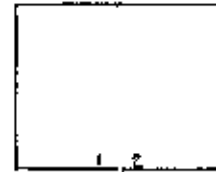
x_1, y_1 : Coordenadas del extremo 1 de la barra, con respecto a los ejes de Levy.

x_2, y_2 : Coordenadas del extremo 2 de la barra, con respecto a los ejes de Levy.

ξ_1, ξ_2 : Desplazamiento paralelo al eje x de Levy de los extremos 1 y 2 de la barra

η_1, η_2 : Desplazamiento paralelo al eje y de Levy de los extremos 1 y 2 de la barra.

Cuando el eje de la barra es una curva cerrada (círculo, marco etc), se efectuará un corte en el eje para establecer los extremos 1 y 2



En este caso : $x_1 = x_2$
 $y_1 = y_2$
 $\theta_1 = \theta_2$
 $\eta_1 = \eta_2$
 $\xi_1 = \xi_2$

y la ecuación de barra se simplifica a:

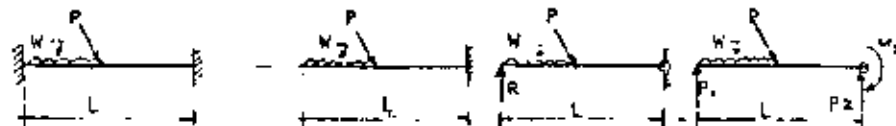
$$M = M' \left[\frac{\int M d\hat{A}}{A} + \frac{\int M' x d\hat{A}}{I_y} x + \frac{\int M' y d\hat{A}}{I_x} y \right]$$

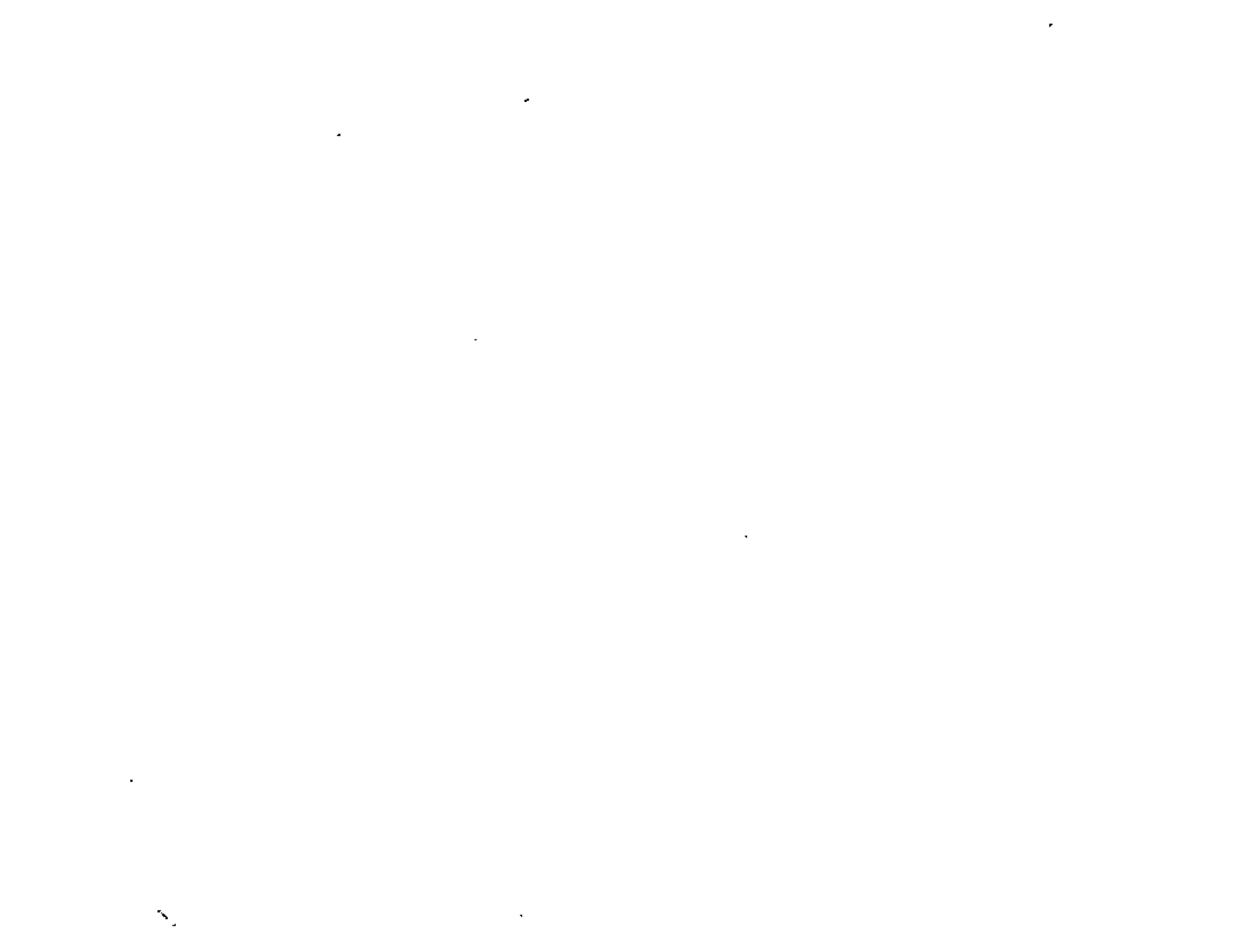
anulándose el resto de los términos.

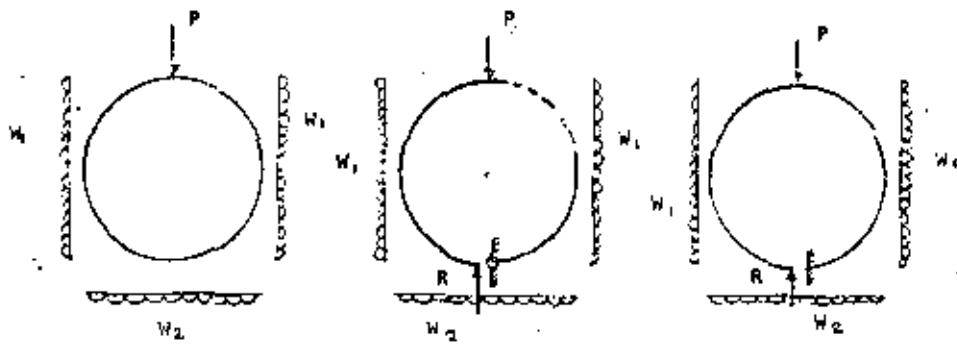
ISOSTATICA.- Es una viga con la misma geometría y cargas que la viga real pero con un sistema de apoyos que conducen a una solución estática de las reacciones.

VIGA REAL

VIGAS ISOSTATICA







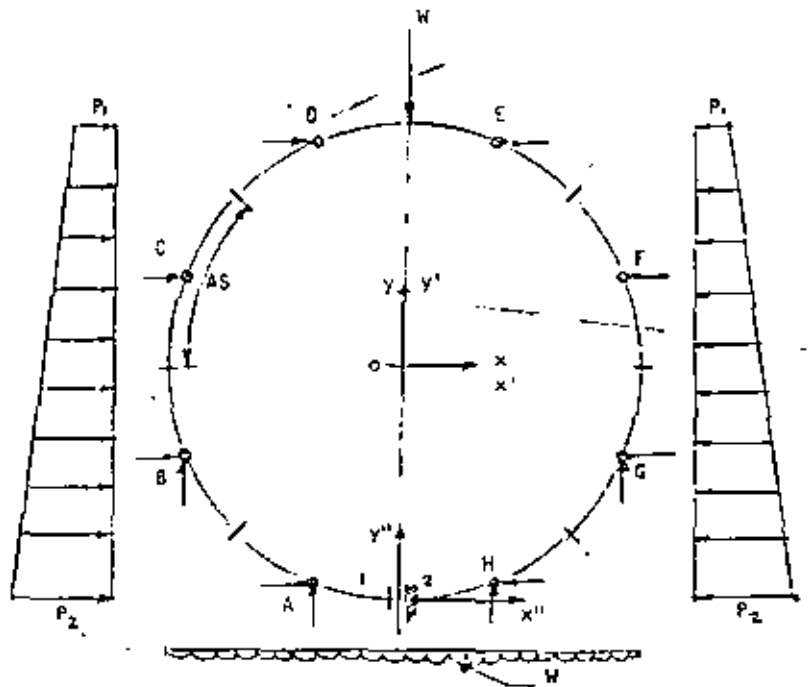
R: Puede tener un valor cualquiera

D- SOLUCIÓN NUMÉRICA DE LA ECUACION DE BARRA.

En barras de eje curvo, con cargas trapeziales, la solución de las integrales conduce a desarrollos bastante complejos. Para lograr una solución más accesible se desarrolló una tabla que contiene los términos que intervienen en la ecuación de barra, dividiendo la barra en tramos ó dodelas y concentrando la carga tributaria de cada dodela en el centro de la misma.

En esta tabla, de la columna 3 a la 16 tienen por objeto la determinación de la posición de los ejes de Levy. - En caso de que dicha posición se conozca previamente, estas columnas podrán ser eliminadas de la tabla.

Es conveniente dibujar, a escala el eje de la barra y las cargas actuantes sobre la misma, estableciendo en el dibujo las dodelas, sus centros y la carga tributaria concentrada en dichos centros



1	2	3	4	5	6 = $\frac{2}{3}$	7 = (6) (3)	8 = (6) (4)
Dovela	ΔS	x''	y''	EI	$\frac{\Delta S}{EI}$	$x'' \frac{\Delta S}{EI}$	$y'' \frac{\Delta S}{EI}$
A							
B							
C							
D							
E							
F							
G							
H							
I							
Σ					Σ	$\Sigma x''$	$\Sigma y''$



Las coordenadas del centroide del área elástica, son:

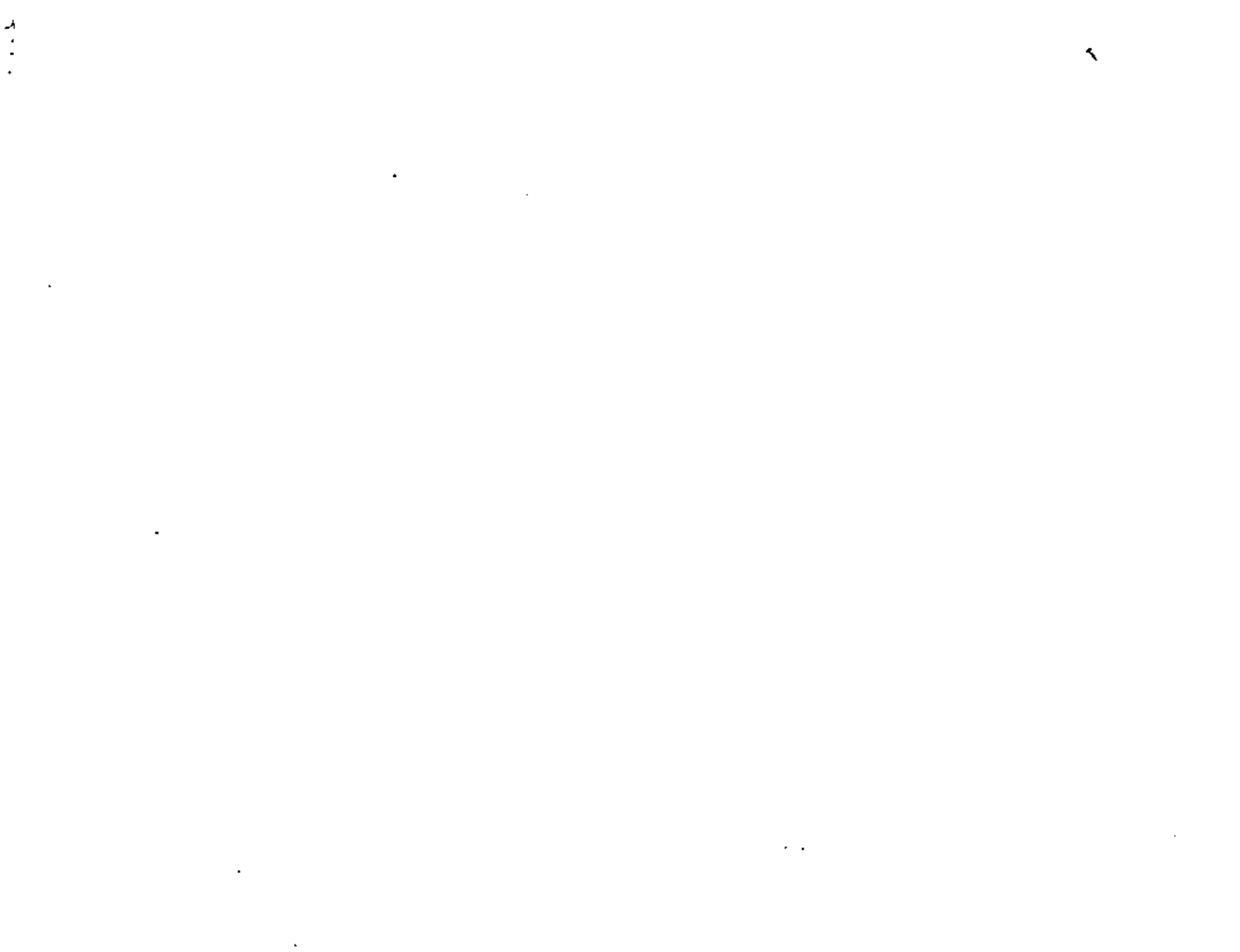
$$\bar{X}' = \frac{By''}{\hat{e}} = \frac{\sum Y}{\sum \hat{b}} \quad ; \quad \bar{Y}' = \frac{Bx''}{\hat{e}} = \frac{\sum X}{\sum \hat{b}}$$

9	10	11=(9)(10)	12=(9) ²	13=(10) ²	14=(11)(6)	15=(12)(6)	16=(13)(6)
x'	y'	x' y'	(x') ²	(y') ²	x' y' $\frac{\Delta S}{E I}$	(x') ² $\frac{\Delta S}{E I}$	(y') ² $\frac{\Delta S}{E I}$
Σ					Σ x'y'	Σ (x') ²	Σ (y') ²

La orientación de los ejes centroidales principales x , y con respecto a los ejes x' , y' centroidales es:

$$\tan 2\theta = \frac{2 \sum x' y'}{\sum (y')^2 - \sum (x')^2}$$

17	18	19=(6)(17) ²	20=(6)(18) ²	21=(6)(17)	22=(6)(18)	23
x	y	x ² $\frac{\Delta S}{E I}$	y ² $\frac{\Delta S}{E I}$	x $\frac{\Delta S}{E I}$	y $\frac{\Delta S}{E I}$	M'
		Σ (x) ²	Σ (y) ²	Σ x	Σ y	Σ M'



24=(6)D3	25=(7)D4	26=(8)D5
M' AS ET	M'x AS ET	M'y AS ET
Σ	M' y dA	M'y dA

Columna .

- 1 Identificación de la dovela
- 2 l_s Longitud de la dovela.- Se mide a escala en el dibujo.
- 3, 4; x'', y'' : Coordenadas de los centros de cada dovela.- Se miden a escala en el dibujo.
- 5 E .- E : Módulo de elasticidad del material.
 I : Momento de Inercia en el centro de la dovela.
- 6, 7, 8 Resultados de operaciones numéricas.
- 9, 10; x', y' : Coordenadas del centro de cada dovela con respecto a los ejes centroidales.- Se pueden obtener con las ecuaciones de translación de ejes.

$$x' = x'' - \bar{x}''$$

$$y' = y'' - \bar{y}''$$

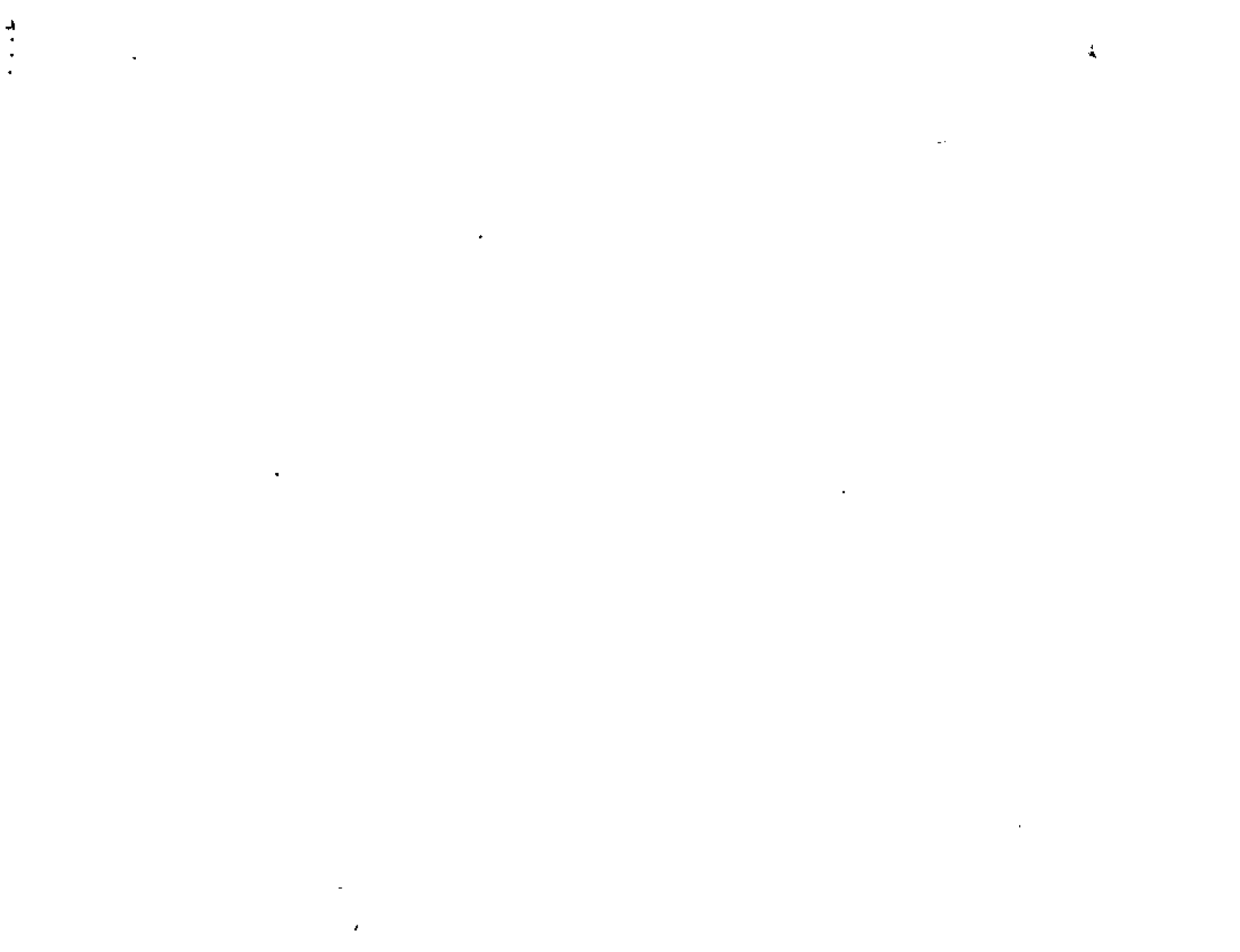
ó, una vez dibujada la posición de los ejes x', y' , medir escala.

11,12,13,14,15,16
17,18 ; x, y Resultados de operaciones numéricas- Coordenadas del centro de cada dovela con respecto a los ejes de Levy.- Una vez dibujada la posición de los ejes de Levy se pueden medir a escala.

19,20,21,22,24,25,26,
23 M' Resultados de operaciones numéricas.
Valor del momento flexionante de la Isostática elegida, en el centro de cada dovela.

La cantidad de dovelas en que se divide la barra influirá en la aproximación que se obtenga en los resultados. Con ocho dovelas se obtiene una aceptable aproximación y a mayor número de dovelas los resultados se acercarán a los valores reales.

Una vez obtenidos los momentos flexionantes en los centros de cada dovela con el uso de las ecuaciones de la estática se podrán determinar las fuerzas normales y cortantes en los mismos centros, resumiendo los resultados en los diagramas de Momento Flexionante, Fuerza Cortante y Fuerza Normal.





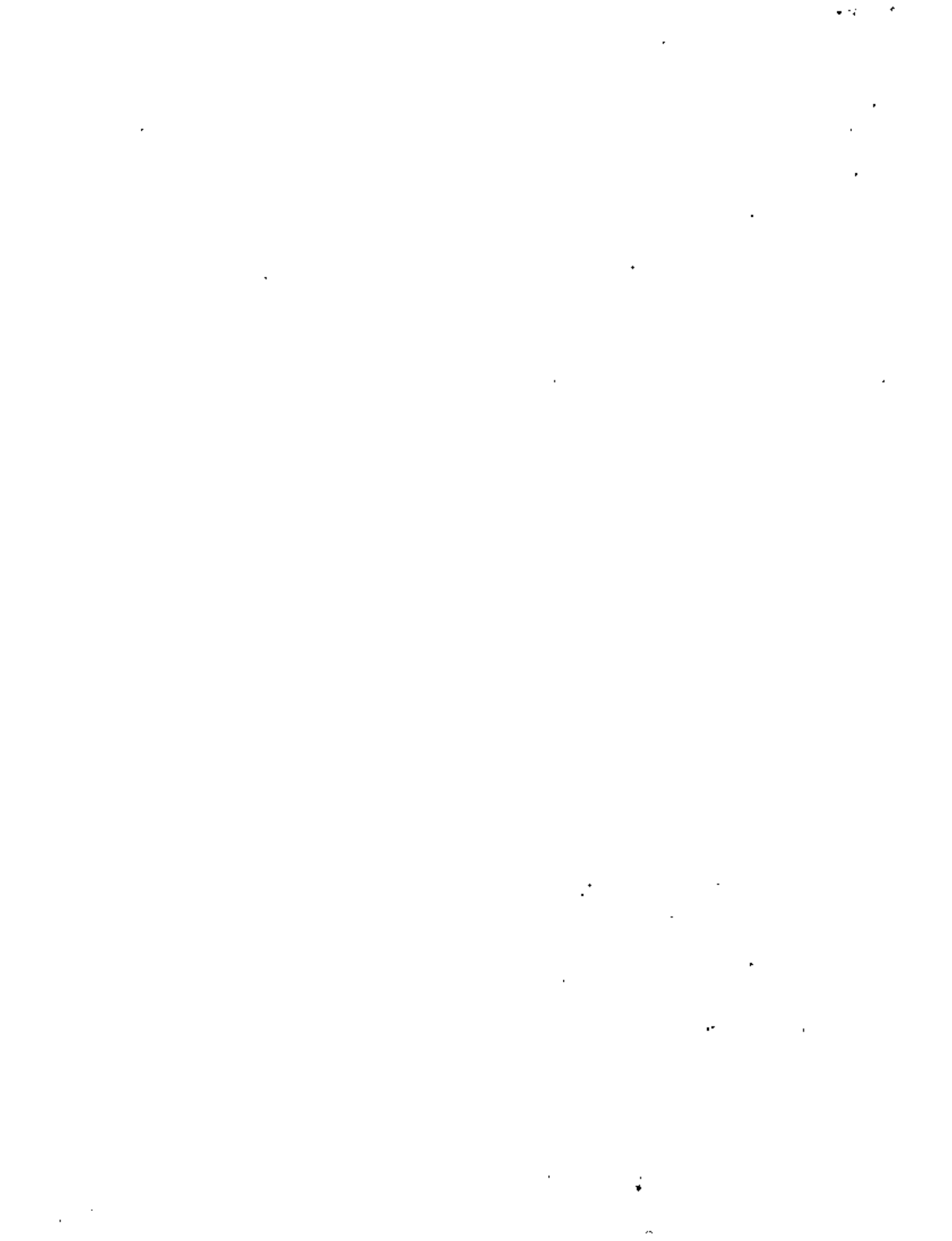
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

OPERACION Y MANTENIMIENTO

Ing Cornelio Acosta Colorado

Julio, 1981



"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.

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 cuales 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-



e... 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 período 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 permanentes para la educación sobre el uso del sistema.

..../

4.- Aplicación de programas específicos de mantenimiento del Sistema de Alcantarillado.

Actividades de Conservación:

De los trabajos que se realizan en la conservación de los Sistemas de Alcantarillado, destacan por su importancia los siguientes:

Inspección,

Limpieza,

Reparación,

Reposición de accesorios,

Supervisión,

Prevención de explosiones,

Medición de gastos,

Organización y administración de personal y equipo.

La mayoría de ellos son consecuencia de la observación directa y de las quejas que los usuarios presentan ante las autoridades o responsables de la operación y conservación de estos sistemas.

I.- INSPECCION - Para mejorar la eficiencia en las inspecciones así como en las demás etapas de la conservación, es conveniente contar con un Plano actualizado de la red que facilite la rápida localización de las alcantarillas, sus accesorios y demás obras auxiliares. Digo actualizado, porque en la etapa de la construcción se cuenta con Planos que son reflejo de los cálculos de gabinete y, en la mayoría de las veces, las obras sufren modificaciones durante los procesos de ejecución, operación y conservación. Por lo tanto reviste gran importancia tener los Planos de la red ac-

..../



cuajizados con datos reales. Posteriormente, estando en operación el sistema, se deben señalar con claridad en los citados Planos, las zonas en donde se hayan presentado problemas, indicando en los informes correspondientes la fecha, clase, magnitud, duración, motivo y frecuencia del problema, daños causados, trabajo realizado, procedimientos empleados, resultados obtenidos, herramienta, maquinaria o equipo, materiales, número de personas empleadas con sus respectivas categorías, importe de gastos y aquellos otros datos que se juzguen importantes.

Como consecuencia de la inspección, podemos detectar cualquier anomalía que exista en la red y, con los datos obtenidos iniciar los trabajos que sean necesarios. Es de recomendarse una inspección antes de decidir cualquier otro trabajo de conservación; esto produce lógicamente, una reducción en el empleo de recursos humanos y materiales, lo que convierte en ahorro para el organismo operador.

Las inspecciones se llevan a cabo generalmente en:

- 1.- Albañales.
- 2.- Fosas sépticas.
- 3.- Atarjeas.
- 4.- Pozos de visita.
- 5.- Pozos de absorción.
- 6.- Coladeras pluviales.
- 7.- Colectores.
- 8.- Cárcamos.
- 9.- Bordos de Ríos.
- 10.- Registros sobre colectores.

- 11.- Sifones.
- 12.- Tanques de tormenta.
- 13.- Cunetas.
- 14.- Zanjas.
- 15.- Vasos.
- 16.- Presas.
- 17.- Ríos.
- 18.- Rejillas.
- 19.- Plantas de bombeo.
- 20.- Zonas o predios que solicitan el servicio de alcantarillado, etc.

De lo anteriormente expuesto, se desprende que el objetivo de las inspecciones es conocer el estado de limpieza, posibilidades de dotación o ampliación del servicio, condiciones estructurales y electromecánicas y, sobre todo el funcionamiento hidráulico de los sistemas de alcantarillado.

II.- LIMPIEZA. Debemos comprender que los sistemas de alcantarillado, como toda obra de ingeniería, deben conservarse en el mejor estado de funcionamiento, y eso nos obliga a realizar una limpieza preventiva para evitar problemas de mayor importancia; de lo contrario, tendremos que hacer correcciones y eso originará una mayor erogación. Desde luego esta parte estará marcada:

- 1.- Por el interés que prestan 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 desechos en la vía pública y dentro de las habitaciones.
- 10.- Movilización del personal y equipo de instrucciones 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.- Arresto 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 concientización 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.

.... /

2023

- 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 a extrayéndola de esas zonas por medio de bombas, o bien cuando es posible encauzarla por medio de zanjas hasta 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 caso del sistema, permite 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 inunda.

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 starteres, 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.

Seméjante falla se origina en las plantas de bombeo, cuando éstas se diseñan con una capacidad menor a la que aporte 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 desahogo de las aguas residuales.

MALA OPERACION DEL SISTEMA.

Quando 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 ELÉCTRICA.

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 al aumentar el caudal de aguas pluviales que ingresa a las al-



ENCAUZAMIENTO DE AGUAS PUVIALES A LA RED DE

AGUAS NEGRAS.- En ocasiones podemos observar las redes de alcantarillado proyectadas para desarrollar 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 operacion, así como, de las memorias de calculo 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 poblacion actual así como la de proyecto, al igual que el área por drenar en la actualidad y la de futura ampliacion y después, por los diversos procedimientos que existen, determinan el caudal que será necesario desarrollar en una determinada zona urbana. Sin embargo, puede suceder que alguien solicite, con el tiempo, la autorizacion para freccionar algún terreno adyacente a la citada poblacion y lograr la aprobacion a tal solicitud; esto podría ocasionar que el nuevo caudal que se incorpora al Sistema en Operacion 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.- Ejecucion de obras.
- 2.- Zona de lomeros.
- 3.- Olvido de la red.
- 4.- Falta de personal capacitado.
- 5.- Falta de equipo y herramienta.
- 6.- Ralceas en las alcantarillas.
- 7.- Colunglos.
- 8.- Mala calidad en el material y mano de obra.
- 9.- Otras causas.

1.- Ejecucion de Obras.- Durante las etapas de construccion de las diversas obras que se realizan en una localidad y sobre todo las que se ejecutan en la via pública, se presentan varios problemas que interfieren con el buen funcionamiento del Sistema de Alcantarillado. Su magnitud depende principalmente de la experiencia, responsabilidad, medidas de precaucion o seguridad de la Empresa constructora, así como de la intervencion oportuna y eficaz de los superiores y del apoyo que estos reciben de sus jefes.

2.- Zonas de Lomeros.- En algunas poblaciones existen lomeros



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.

Si el personal disponible no está en condiciones de ejecutar los trabajos por falta de conocimientos, deberá ser adiestrado o capacitado previamente para aprovechar al máximo su disponibilidad.

De esa manera y con ayuda de otros elementos con experiencia, estaremos en condiciones de ejecutar satisfactoriamente las tareas asignadas. De lo contrario, no seremos eficientes y lo poco que se haga llevará mucho tiempo en perjuicio de los usuarios, que sufrirán las molestias e incomodidades por el retraso. El costo de los trabajos se elevará y el equipo, maquinaria y herramientas sufrirán deterioro prematuro por el uso incorrecto.

5.- Falta de equipo y herramientas.- Tan importante es la construcción de una obra, como su conservación; en nuestro caso, lo anterior sigue teniendo validez. Lo más costoso es la construcción de la obra; teniendo el sistema operando, se deberán hacer todos los esfuerzos necesarios para conservar el servicio, pero de ninguna manera, dejar en el olvido al sistema por falta de recursos.



Si en la localidad no existe mercado donde se pueda adquirir el equipo o herramientas necesarias, se deben recorrer otros y comprarlos, o bien, gestionar su adquisición ante los Gobiernos que lo tengan, en caso de faltar los recursos económicos.

6.- Raíces en las alcantarillas.- La existencia de ciertos tipos de árboles que fueron plantados en la vía pública, sobre el arroyo de la calle, en las banquetas o, en el interior de los predios cercanos a las alcantarillas, encuentran el medio apropiado para su desarrollo por la humedad que presentan las tuberías.

A consecuencia de lo anterior y a la necesidad natural de subsistir, estas plantas introducen sus raíces por las juntas de los tubos y provocan reducción en su sección, obstruyéndolos en forma total o parcial.

7.- Columpios: La extracción irracional de agua del subsuelo, para abastecer a las ciudades en pleno desarrollo, provoca hundimientos en el área urbana, la mala instalación de los conductos de alcantarillado, las fugas de agua potable, el tráfico intenso de vehículos pesados, los sismos, y los drenes en los conductos colectores son entre otras, algunas de las causas de los columpios y de los desplazamientos 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 construcción.
 - 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 espaldones.
 - 2.2 Con tubos salientes.
 - 2.3 Sin escalones.
 - 2.4 Sin aplanado.
 - 2.5 Con brocales descentrados.
 - 2.6 Omittiendo su instalación en cruces; cambios de dirección, pendientes 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 banquetes no quedan a nivel de la rasante 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 sifón sin liga a la alcantarilla

receptora.

- 3.5 Coladeras fijas.
 - 3.6 Registros interferidos con otras instalaciones.
 - 3.7 Registro con diámetro inadecuado para introducir la herramienta o equipo de limpieza.
- 4.- Pozos especiales sobre colector.
- 4.1 La caja de concreto del pozo sin acceso del exterior.
 - 4.2 Olvido de la cimbra utilizada en el colado de la caja, así como el material de desecho de la construcción.
 - 4.3 Accesorios sin la dimensión necesaria para la entrada de personal, equipo y herramientas que se utilizan en la conservación.

5.- Errores Generales.

- 5.1 Construcción de la red sin apego a las especificaciones.
- 5.2 Que no se realice el relleno con material sano y buena compactación.
- 5.3 Pendiente geométrica equivocada.
- 5.4 Instalar la tubería sin alineamiento.
- 5.5 Descargas de diámetro mayor a diámetro menor.
- 5.6 Diámetro variable entre dos pozos.
- 5.7 Instalación de la tubería con la campana hacia aguas abajo.



- 5.8 No poner cama.
- 5.9 Dejar las conexiones con entrantes y salientes.
- 5.10 Mal junteo de las tuberías.
- 5.11 Debilitamiento de la atarjea al conectar albañales.

9.- Otras causas.- Ha poblaciones donde, por sus condiciones topográficas, los ríos, barrancas, zanjas, cunetas, etc., descargan sus aguas en las atarjeas, colectores o interceptores y arrastran todo lo que encuentran en su recorrido: grandes cantidades de tierra, materiales sueltos, ramas, troncos y árboles enteros, colchones, camas, animales muertos, basura, etc.

Los grandes restaurantes vierten sus aguas residuales a muy altas temperaturas, lo que provoca fracturas en las tuberías; además estas aguas llevan gran cantidad de grasas que se adhieren a las paredes del conducto provocando taponamientos. Con el empleo de molinos, en esos 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 deamedida 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 ocurre, 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 ocurrir sobre las calles arrastra todo lo que en-

....

....



cuenta 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 banquetas, 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, botas 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 olías 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 banquetas, para el firme de pilas 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.- Mecánicas.
- 3.- Hidráulicas.



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 se utilizan 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.

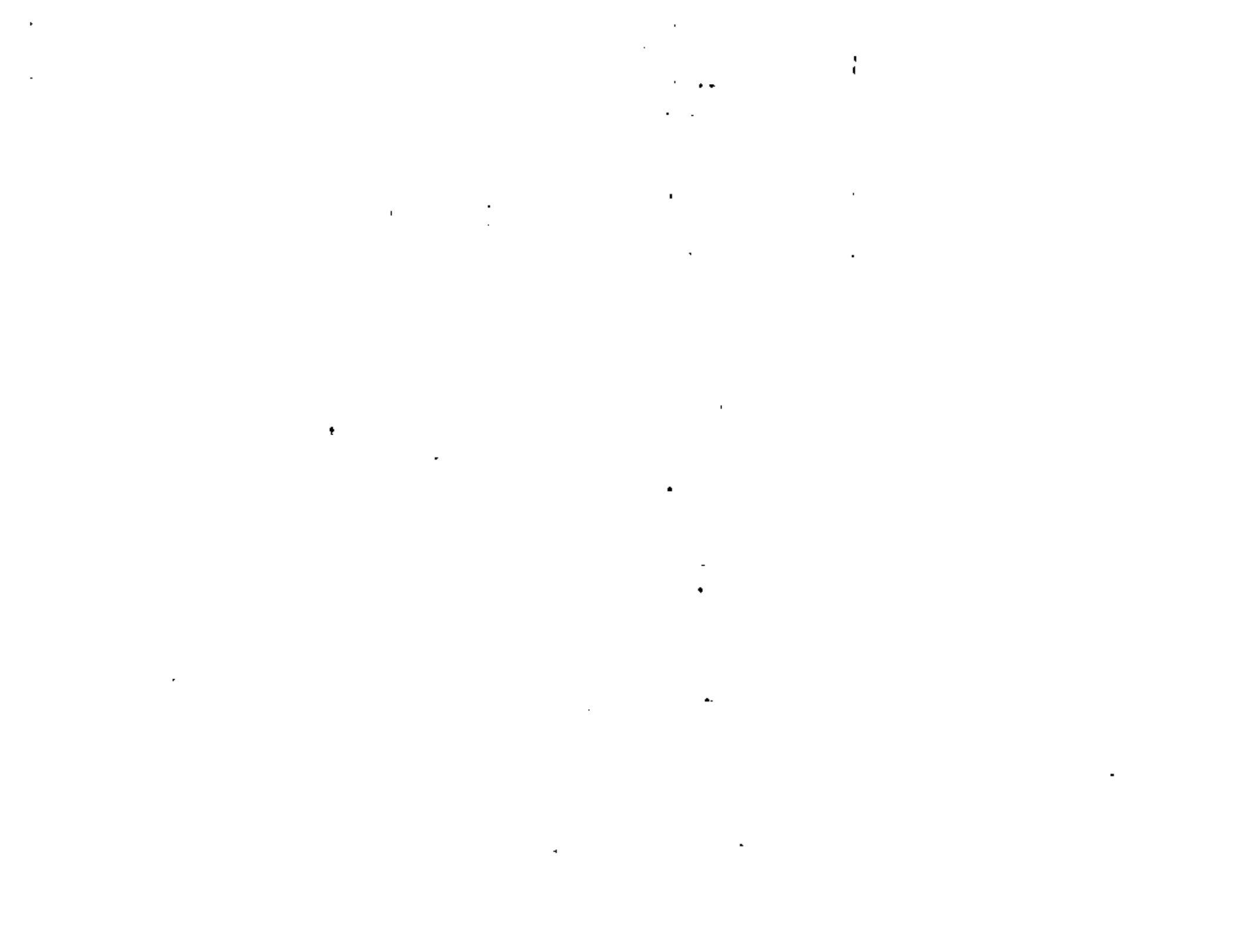
Limpieza con equipo mecánico.- La limpieza con equipo mecanizado es empleada en los conductos de cualquier diámetro de la red, y es el malacate accionado con motor, el principal equipo en este procedimiento de desazolve.

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" ϕ , 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/mca/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 Modern.- 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., esto 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 si, 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 elección del equipo de limpieza:

- 1.- Costo y eficiencia del equipo.
- 2.- Magnitud de la red.
- 3.- Volumen 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, pero 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, arjeras, 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.- REPOSICIÓN DE ACCESORIOS.- En un sistema de alcantarillado en operación, es necesario mantener sus accesorios en buen estado, es decir, que sus elementos componentes estén completos.

Los trabajos de reposición más frecuentes son:

- 1.- Reposición total de coladeras pluviales, pozos de visita y otros accesorios,
- 2.- Reposición de tapas en los diferentes accesorios,



Las piezas especiales, tan importantes y de uso muy frecuente en los accesorios de la red, deben seleccionarse cuidadosamente en función de muchos factores, tales como su durabilidad, resistencia, economía, peso, fácil adquisición en el mercado, fabricación rápida y sencilla, etc.

Es conveniente estandarizar o uniformizar estos elementos; sobre todo los brucules 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 tipos de accesorios complica su mantenimiento, ya que el simple reporte, generalmente del público, no nos proporciona los datos completos para remediar el desperfecto, sino que hay necesidad de enviar personal competente a recabar datos.

V.- SUPERVISION - Durante la etapa de conservación de los sistemas de alcantarillado, todo lo relativo a la supervisión, engloba principalmente los trabajos que se enumeraron anteriormente (inspección, limpieza, reparación, reposición de accesorios, prevención de explosivos, medición de gastos, organización y administración de personal y equipo), los cuales deben estar bajo la supervisión de personal capacitado que apruebe o desapruébe los trabajos que se ejecutan bajo un programa establecido; así como, tomar las decisiones adecuadas y oportunas.

Es recomendable, tener la más amplia información de este servicio; los encargados deberán solicitar la cooperación de todo el personal que labora en su sistema, del público y de otras dependencias afines, con el fin de contar con mayor número de datos verídicos y oportunos sobre anomalías que se presenten en el sistema y ordenar los trabajos que sean necesarios, para solucionar los desperfectos de manera dinámica y eficiente; sin embargo, la acción deberá ser más amplia para alcanzar la meta deseada, esto es, supervisar los trabajos ordenados, analizar los reportes correspondientes y finalmente llegar a la evaluación.

VI.- 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 total

....

....

100

100

100

100

100

100

100



rior de las alcantarillas encontramos aguas residuales con gran cantidad de sólidos y microorganismos, ácidos y gases explosivos venenosos y corrosivos.

De lo anterior se desprende que el medio donde se desarrollan estas actividades es muy peligroso y dañino a la salud e integridad física del hombre; por tanto, es justo, humano y obligatorio proporcionar a estos trabajadores toda la protección necesaria.

Entre las precauciones que se deben tomar en consideración para no exponer al personal a estos peligros, se cuentan: la ventilación natural o artificial, la detección de gases peligrosos, el uso de equipos protectores y evitar chispas del equipo eléctrico o de las herramientas.

"Por comparación con las cuotas de seguro industrial en cuatro estados del Este de los Estados Unidos, los riesgos del trabajo en los sistemas de saneamiento son de 7.5 al 62.5% mayores que los del trabajo de un equipo de maquinaria". En el Anexo No. 7 está la Tabla 13.1, se presenta un Resumen de los gases que suelen encontrarse en las tuberías.

Debido a lo anterior, en varios países las autoridades han tenido una intervención oportuna, estableciendo Leyes que fijan un seguro obligatorio para la cobertura de riesgos en este tipo de trabajos.

En otros, por diversas causas se han omitido esta responsabilidad y el estado debe legislar para evitar esta incongruencia.

VII. - MEDICION DE GASTOS. - Desde luego, que previa a la instalación del alcantarillado de una población, todos los conductos que lo constituyen, fueren dimensionados en función del gasto probable que desalojarán; sin embargo, ya en la operación es necesario conocer las aportaciones de cauces abiertos, entronques de tuberías secundarias a primarias, intercepciones, puntos de desfogue, 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 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 procedidas 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, desincamientos, 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, distribuyéndolo 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 fricciones 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 marcan, 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 -
debanre; para lo cual nuestro personal tendrá que com-
probar y verificar el funcionamiento o el daño de cada
concepto.

- 2.- Área 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.

COORDINACIÓN 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 1FUENTES QUE GENERAN AZOLVES

- 1.- Casas Habitación, Edificios (de Departamentos y Oficinas) Vecindades.
- 2.- Escuelas.
- 3.- Sanatorios y Hospitales.
- 4.- Lavaderos públicos.
- 5.- Razros.
- 6.- Lavanderías.
- 7.- Hoteles y Restaurantes.
- 8.- Taquerías.
- 9.- Cantinas.
- 10.- Mercados.

TIPOS DE AZOLVES

Desperdicios de comida, pelotas, madera, mangos de escoba, cucharas, canicas, trapos, zacates, envases, huesos, vidrios, algodón, etc.

Arenas, papel, bolsas de plástico, etc.

Algodón, mantas, sábanas, carne humana, (fetos) etc.

Zacates, grasa, trapos, arenas, papel, etc.

Desperdicios de carne, estiércol, pelos, cerdas, cascotes de patas, cuernos, grasas, plumas, etc.

Desperdicios de ropa, bolsas de nylon, escobetas, etc.

Desperdicios de ropa y comida, grasas, escobetas, zacates, toallas, algodón, etc.

Desperdicios de comida, papeles, grasas, corcholatas, etc.

Corcholatas, botellas, papel, aserrín, vidrios, desperdicios de comida, grasas, etc.

Desperdicios de frutas, verduras y legumbres, desechos de mariscos, huesos, vidrios, basuras, etc.

Hoja No. 2

47

ANEXO 1

- 11.- Obradores.
- 12.- Baños Públicos.
- 13.- Casas ó Edificios en Construcción.
- 14.- Molinos de Nixtamal.
- 15.- Carnicerías.
- 16.- Panaderías.
- 17.- Expendio de Mariscos.
- 18.- Terminales de Camiones.
- 19.- Fábricas de Aceite.
- 20.- Fábricas de Jabones.
- 21.- Pasteurizadoras.
- 22.- Fábricas de Papel, Cartón y Depósitos.
- 23.- Fábricas de Mosaico y Azulejo.
- 24.- Fábricas de Cemento.
- 25.- Fábricas de Pinturas.

Grasas, huesos, desperdicios de carne, pelos y cerda, aserrín, basuras, etc.

Estropajos, jabones, toallas, etc.

Escombros, arena, palos, lechada de cemento y caldera, desperdicio de yeso, pintura, etc.

Desperdicio de maíz, elote, cal, etc.

Grasas, huesos, desperdicios de carne, aserrín, etc.

Grasa, harina, aserrín, etc.

Conchas de ostras, desperdicios de pescado, etc.

Gasolina, aceite, palos, estopas, basuras, etc.

Grasa, desperdicio de coco, cacahuete, etc.

Grasas, huesos, etc.

Desperdicios de la leche, envases, etc.

Desperdicios de papel, madera, (material cementante) etc.

Desperdicio de arena, lechada de cemento, etc.

Desperdicio de cemento, piedra caliza, hilajas, papel, etc.

Desperdicio de pintura, aceites, envases, solventes, etc.



ANEXO 2

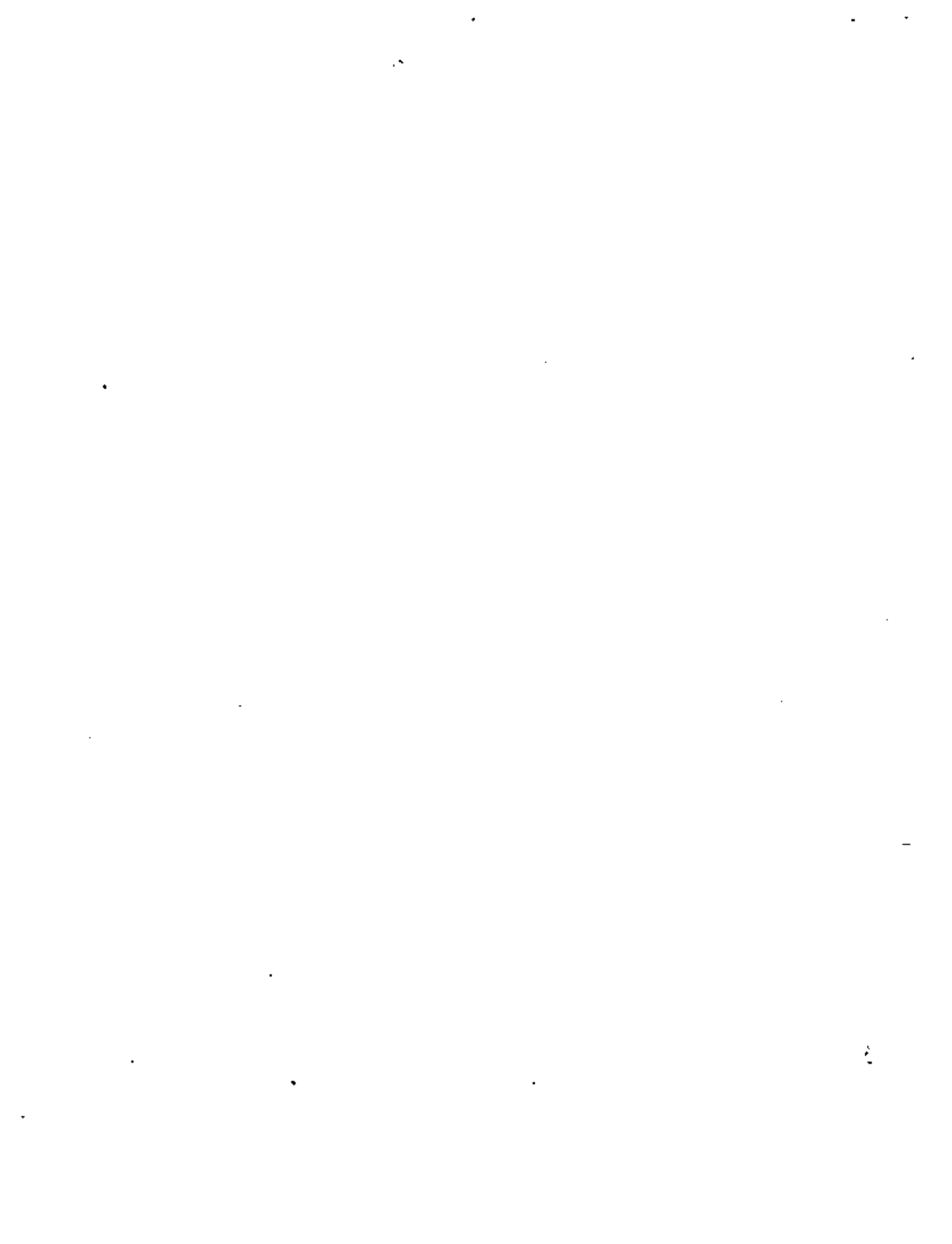
CUADRILLAS DE EMERGENCIA
(Equipo y Herramientas)

- 1.- Camioneta o Camionetas de rodillos de 3 a 4 toneladas de capacidad. (con equipo de Radio comunicación).
- 2.- Varillas flexibles de 80 a 120 tramos de 5/16" ϕ 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.- Pelas
- 9.- Cucharnes (pata de caballo)
- 10.- Barretas
- 11.- Cubeta de lámina negra de 20 Lts. de cap.
- 12.- Cable de manila de 1" de ϕ .
- 13.- Depósito de azolve.
- 14.- Localizador de varilla.
- 15.- Marros.
- 16.- Cunas.
- 17.- Cinceles.
- 18.- Carretillas.
- 19.- Ganchos.
- 20.- Paletas.

Hoja No. 3

ANEXO 1

- | | |
|--|--|
| 26.- Refinerías. | Gasolina, aceites, palos, estopas, grasas, gresca, etc. |
| 27.- Gasolineras. | 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 Obras 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. | Balcos y hojas (pinos, pirul, fresnos, etc.) - arenas y basuras. |
| 35.- Equipos de Limpieza. | Basuras, etc. |
| 36.- Obras de pavimentación. | Asfalto, grava cementada y escombros. |
| 37.- Plantación de arbolitos. | Tierra de la excavación. |
| 38.- Calles sin Banqueta y sin Pavimento. | Tierra, piedras y diversos desechos. |



ANEXO 2

50

NOTA: Se adiciona el siguiente material en caso de que la cuadrilla se utilice para preparar los trabajos de malacates:

- 1.- Alambre galvanizado No. 8, tramos de 80 a 100 m.
- 2.- Cable de acero de 1/4"

ANEXO 3

CUADRILLAS DE MALACATES MANUALES.
(Equipo y Herramientas.)

51

- 1.- Camión de volco
- 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.- Erizas 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.- Pielas
- 15.- Carretillas
- 16.- Gancho
- 17.- Picos
- 18.- Pallas
- 19.- Alambre galvanizado del No. 8
- 20.- Verillas flexibles
- 21.- Tirabuzones
- 22.- Llaves de armar y de jalar.

ANEXO 4

MATERIALES, EQUIPOS Y HERRAMIENTAS USADAS EN LA RECONSTRUCCION DE ALCANTARILLADOS.

- | | |
|-------------------------------|--|
| CAMIONES | Pixones |
| Compresores | Maderas para Ademe (polines y tablones). |
| Equipo de Radio comunicación. | Cinta Métrica |
| Marros | Clavos de 2" y 3" |
| Cuñas | Plomadas. |
| Barretas | Niveles de Mano. |
| Pallas | Mangueras |
| Picos | Serretes |
| Carretillas | Cubetas de lámina negra de 20 lts. de capacidad. |
| Cucharas de albañil | Bombas de 2, 3 y 4" ϕ . |
| Cinceles | Plantas de luz con Guirnalda |
| Mactas | Arcos y Seguetas |
| Pielas (hilos) | Hachas para cortar raíces |
| Bieldos | Cable de manila de 1" ϕ . |

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.- Casaca de campaña y lona.

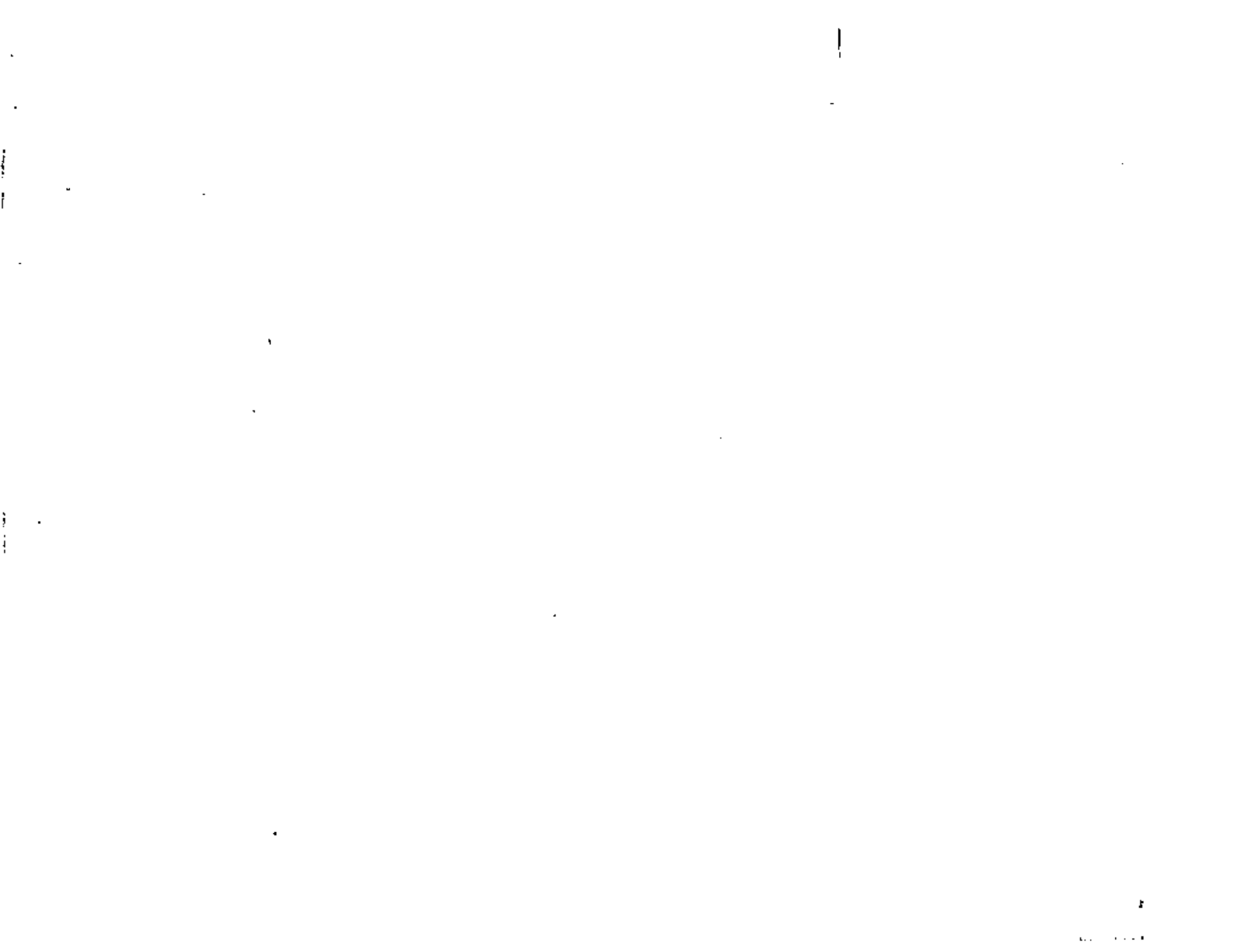
....!

ANEXO 6 Hoja 1

CUADRILLAS DE MALACATES MECANICOS
(Equipo y Herramientas)

- 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 poleas de 15 pulgadas para sacar la draga.
- 4.- Bastón con puente y poleas de 12 pulgadas para jalar la draga.
- 5.- Base para sostener el bastón.
- 6.- Carrete para la preparación.
- 7.- Materiales 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.- Flocador.
- 19.- Varilla flexible.
- 20.- Llaves (armar, jalar y dar vuelta).
- 21.- Tirabuzones.
- 22.- Localizador.

....!



ANEXO 6 Hoja 2

- 23.- Punta de ataque.
 - 24.- Gancho de varilla corrugada.
 - 25.- Cucharón pata de caballo.
- 1.- Malacate para Atarjea de 17 caballos de fuerza.
 - 2.- Dragas de 0.10 a 0.25 m. de diámetro.
 - 3.- Bastón con puente y polea de 12"
 - 4.- Base para sostener el bastón.
 - 5.- Carrete para la preparación.
 - 6.- Manerales que son necesarios.
 - 7.- Cadenas para colgar la draga.
 - 8.- Cable de 1/4 y 1/2" de diámetro.
 - 9.- Alambre galvanizado.
 - 10.- Abrazadera de 1/4 a 1/2"
 - 11.- Rozaderas.
 - 12.- Destorcedor para el cable.
 - 13.- Grilletes.
 - 14.- Varilla flexible.
 - 15.- Llaves (armar, jalar y dar vuelta).
 - 16.- Tirabuzones.
 - 17.- Localizador.
 - 18.- Punta de ataque

366

ALCANTABILIDAD Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGROAS

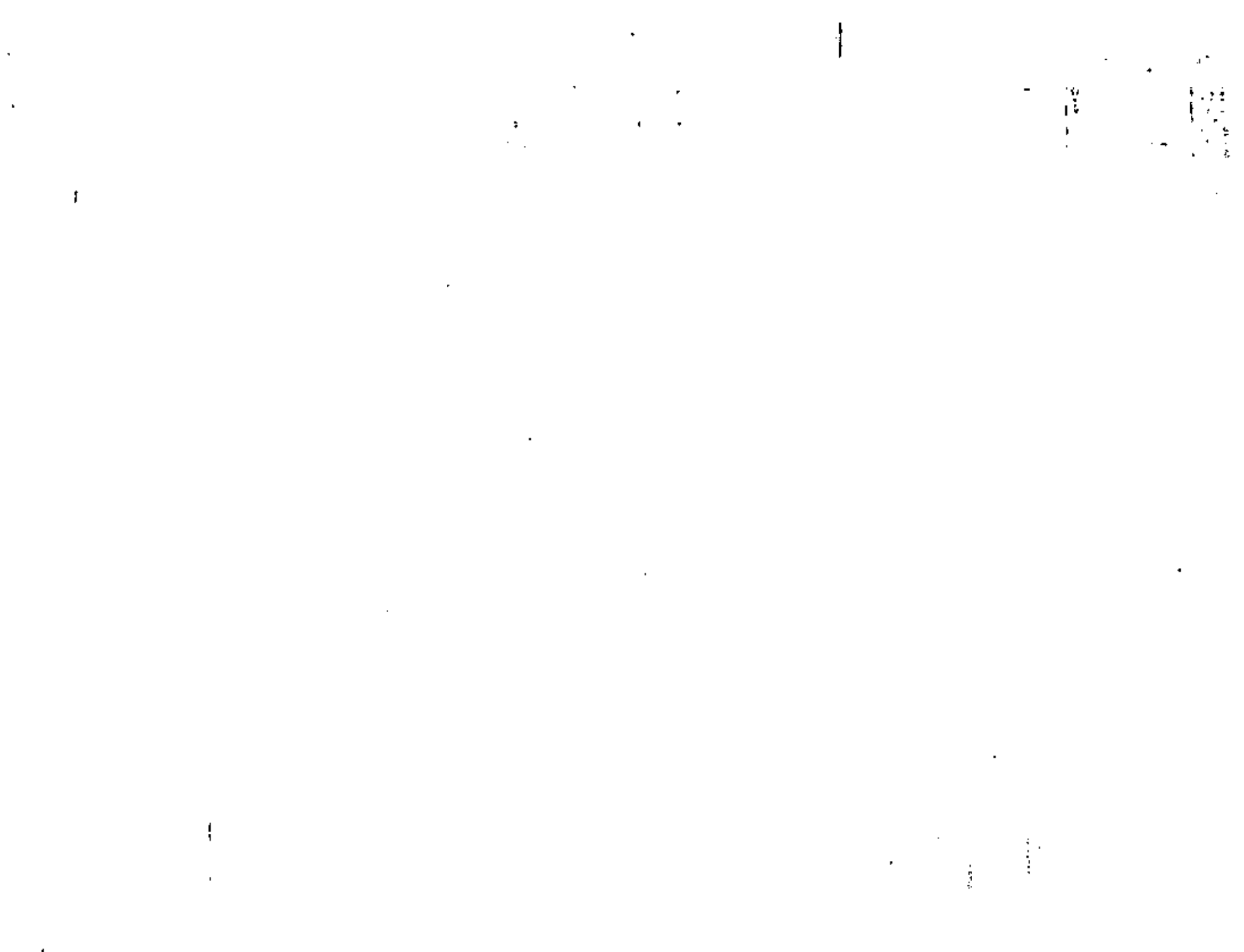
TABLA 13-1

PROPIEDADES DE ALGUNOS GASES QUE SE ENCUENTRAN EN LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO

Nombre del gas	Peso específico al aire	Margen explosivo % en el aire		Propiedades	Efectos fisiológicos	Concentración de seguridad, % en el aire
		Mín.	Máx.			
Amoníaco	0.6	16	0	Ou	(1)	0.03
Anhidrido carbónico	1.53	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)(8)	0.0004
Etano	1.05	3.1	15.0	C, O, T, NT		
Casolina*	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	Ou, C, To	(5)(8)	0.002 a 0.02
Gas del alumbrado	0.7±	3.0	...	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, oxid. (4) Anestésico a 2-4% (5) Irritante, mucositas, envenenamiento sistémico. Paraliza los centros respiratorios. (6) 1.3% peligroso con una exposición corta (7) 0.2% causa la toxicidad en 30 min. (8) Muerte en pocas minutos a 0.2%. (9) Gas de "guerra" sumamente tóxico. C. Irritante, D. Irritante, O. Oxid. muy poderoso en pequeñas concentraciones; no en grandes concentraciones. Ou, olor fuerte. NI, no irritante. NT, no tóxico. T. Irritante. 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 (Los porcentajes que se mencionan son porcentajes de volumen en el aire)	Efectos fisiológicos (Los 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, inapetoso y no venenoso. Soporta la combustión.	El aire contiene normalmente 20.91% 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 abstracción, o consumo químico del O ₂ disponible.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Vapores de gasóleo	Desde C ₁₂ H ₂₆ hasta C ₂₅ H ₅₂	Desde 3.0 hasta 4.0	1.3	7.0	Incoloro, olor perceptible hasta en concentraciones de 0.01% inflamable. Explosivo.	De efectos anestésicos cuando se inhalan. Al 2.4% es rápidamente fatal. De 1.1 a 2.2% es peligroso aun durante esta exposición.	Fugas de tanques de almacenamiento, descargas de los garajes y de operaciones domésticas o comerciales de lavado en seco.	1. Indicador de gases combustibles. 2. Indicador de deficiencia de oxígeno, para concentraciones mayores de 0.5%.
Monóxido de carbono	CO	0.97	12.5	74.2	Incoloro, inodoro, no irritante, no tóxico, inflamable. Explosivo.	La hemoglobina de la sangre tiene una gran afinidad por este gas, ocasionando la muerte por falta de oxígeno. Del 0.2 al 0.25% provoca la pérdida del conocimiento en 30 minutos.	Gas combustible elaborado.	Análisis de CO
Hidrógeno	H ₂	0.07	4.0	74.2	Incoloro, inodoro, inapetoso, no venenoso, inflamable. Explosivo. Propaga la llama rápidamente; muy peligroso.	Actúa mecánicamente para desplazar el oxígeno de los tejidos. No sostiene la vida. Es un anestésico simple.	Gas combustible elaborado.	Indicador de gases combustibles.
Metano	CH ₄	0.55	5.0	15.0	Incoloro, inapetoso, inodoro, no venenoso, inflamable. Explosivo.	Consultarse hidrógeno.	Gas natural, gas de los pantanos, gas combustible elaborado, gas de alcantarilla.	1. Indicador de gases combustibles. 2. Indicador de deficiencia de oxígeno.

Acido sulfhídrico	H ₂ S	1.19	4.3	46.0	Olor a huevos podridos, aun en pequeñas concentraciones pero el sentido del olfato se embotaba rápidamente. El olor no es evidente a concentraciones altas. Incoloro, inflamable. Explosivo. Venenoso.	Provoca la muerte en pocas minutos a 0.7%. Para las causas respiratorias.	Humos de petróleo, gases de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Bóxido de carbono	CO ₂	1.53	No inflamable		Incoloro, inodoro, no inflamable. No se percibe generalmente en cantidades peligrosas, a no ser que ya exista una deficiencia de oxígeno.	Al 10% se pierde resistencia por uso de unos cuantos minutos. Actúa sobre los centros nerviosos de la respiración.	Se desprende de los gases de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Nitrógeno	N ₂	0.97	No inflamable		Incoloro, insípido, inodoro. No venenoso. Principal componente del aire (parte del 79%).	Consultarse hidrógeno.	Se desprende de algunos sistemas de gases de alcantarillas.	Indicador de deficiencia de oxígeno.
Etileno	C ₂ H ₄	1.00	3.1	15.0	Incoloro, insípido, inodoro, no venenoso, inflamable, explosivo.	Consultarse hidrógeno.	Gas natural.	Indicador de gases combustibles.
Cloro	Cl ₂	2.5	No inflamable. No explosivo.		Gas amarillo verdoso, o bajo presión, líquido de color amarillo. De olor fuerte y penetrante. Intensamente corrosivo en presencia de humedad.	Irritante respiratorio, irritante de los ojos y de la membrana mucosa. Al poco tiempo un aerosol de 40-60 ppm es peligroso en 30 minutos. 1000 ppm pueden resultar fatales en pocas aspiraciones.	Fugas en conexiones de tuberías de alcantarillas.	Olor, amoníaco concentrado en estos produce humos blancos.

* De Water and Sewer Works - Van Neech - Agosto de 1953.

** Los gases con densidad menor de 1.0 son más ligeros que el aire; los de más de 1.00 son más pesados que el aire.

*** El primer procedimiento que se menciona es el más indicado.

que el aire.





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

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

BIBLIOGRAFIA

Julio, 1981

11

—

22

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

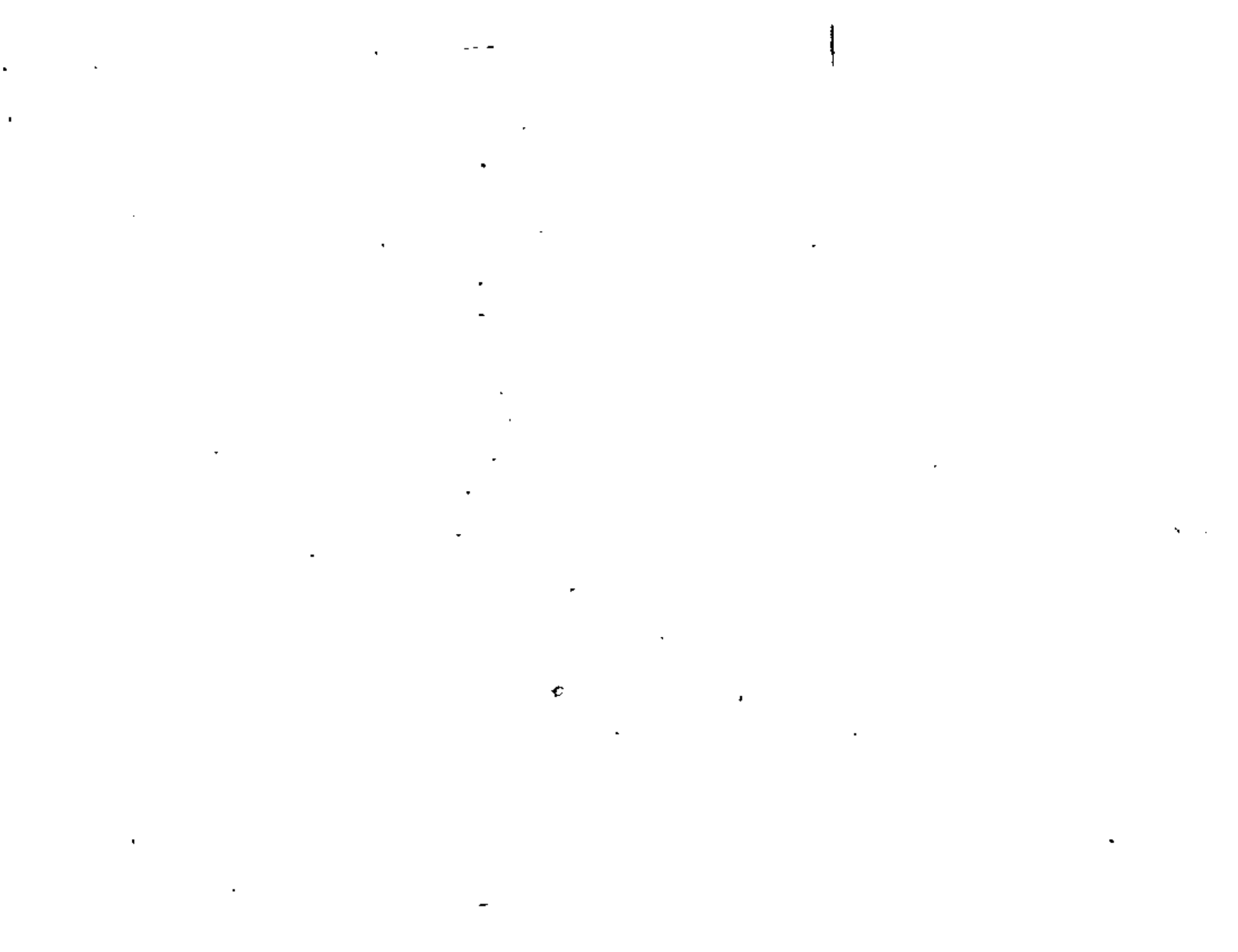
Tema 5-1 y 5-2. Alcantarillados pluviales.

- 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 Baumann.
- 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 Practices. 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 Baumann.
- 3.- American Sewerage Practices. Vol. 1 Metcalf y Eddy.
- 4.- Handbook of Applied Hydraulics. 3a edición. Davis.
- 5.- Centrifugal Pumps. Karasik.

- 6.- Centrifugal and Axial Pumps. Stepanoff.
- 7.- Pumps. Wheeler Economy.
- 8.- Manual de bombas. KSB.
- 9.- Pumps. Kristal y Annett.
- 10.- Pumping of Liquids. Holland y Chapman.
- 11.- Pump collection 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. Soolyo.
- 16.- Effluent Pumping Plant. KSB.
- 17.- Instalaciones elevadoras de desaguos. KSB.
- 18.- Control de agua. KSB.
- 19.- Bombas para agua potable. O. S. P. Publicación 145.
- 20.- Hidráulica y construcciones hidráulicas. Schaffer.
- 21.- Apuntes del Curso Hidráulica II. Paz.

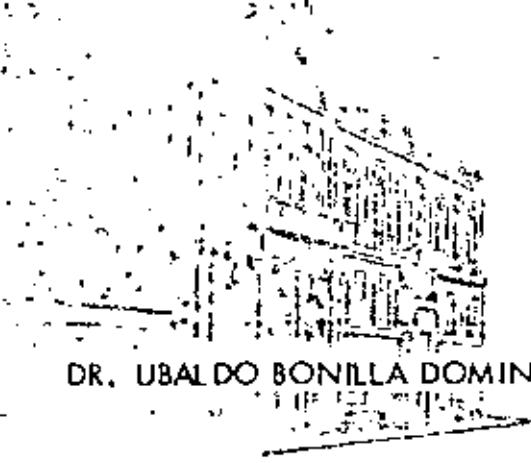




**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA · U.N.A.M.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

**METODO SECUENCIAL PARA EL DISEÑO OPTIMO DE REDES
DE ALCANTARILLADO**



DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

JULIO, 1981



METODO SECUENCIAL PARA EL DISEÑO OPTIMO DE REDES DE ALCANTARILLADO

Ubaldo Bonilla Domínguez

- Centro de Investigación y Entrenamiento, D.G.P.O.E.
- Subsecretaría de Planeación, SARRH
- Profesor de Ingeniería Ambiental, DEPEI, UNAM

Resumen

Se presenta y ejemplifica con una aplicación un método secuencial semiheurístico para optimizar el costo de sistemas de alcantarillado considerando, desde un principio, sólo los diámetros existentes en el mercado. El método puede ser aplicado a mano en sistemas con una población equivalente de unos 400 mil habitantes, empleando tiempos razonables para ello; si se desea, puede ser programado en computadora.

Synopsis

A semiheuristic method to optimize the cost of sewerage and runoff networks is presented. Solution to the problem considers only the pipe commercial diameters existing on the market. For networks corresponding to population equivalents of about 4×10^5 inhabitants the method may be applied by hand but if desired, it may be programmed.

Agradecimientos

El autor agradece su participación en la elaboración de este trabajo a las siguientes personas: Ingeniero Roberto Contreras Martínez, quien recolectó los datos, realizó los cálculos del ejemplo, comparó los resultados con los del método convencional y preparó las gráficas y figuras; Srta. Ana María Pastrana Berdejo, quien elaboró los dibujos; Sritas. Bertha Sosa y Patricia Vázquez quienes se encargaron de la mecanografía. Al Ingeniero Enrique Dau Flores, Director General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado en Centros Urbanos, se agradece especialmente el suministro de datos sobre precios unitarios y costos de excavación y tuberías.

Introducción

El diseño convencional de un sistema de alcantarillado consta de seis etapas: estudios preliminares; selección del sitio de vertido o tratamiento; trazo de la red; determinación de caudales en cada tramo de tubería; determinación de diámetro, pendiente y profundidad para cada uno de los tramos y determinación del costo de la red.

Al presente, se han desarrollado métodos que permiten optimizar el costo de una red, considerando simultáneamente las variables y restricciones que intervienen en el problema; sin embargo, tales métodos presentan uno o más de los siguientes inconvenientes: Requieren amplia capaci-

dad de computación; consideran que las tuberías funcionan llenas; suponen que existen tubos de cualquier diámetro; o ignoran algunas restricciones.

En este trabajo se presenta un método secuencial semiheurístico que permite optimizar el costo de una red una vez que se han determinado los caudales en cada tramo de tubería; este método elimina algunos inconvenientes que presentan otros métodos de optimización. Su aplicación puede realizarse a mano, con el auxilio de gráficas y calculadora, en tiempos relativamente cortos, para poblaciones equivalentes hasta de unos 400,000 habitantes o, si se desea, puede ser programado para computadora.

Nomenclatura y Unidades

D	diámetro de tubería, m
L	longitud de tramo, m
Q	caudal, m ³ /seg
V	velocidad, m/seg
S	pendiente hidráulica
n	coeficiente de la fórmula de Manning*
T	cota del terreno, m
S _T	pendiente del terreno
h	profundidad de excavación a la clave, m
C	costo unitario de tubería, excavación, etc. (relativo)
K	costo total de la red (relativo)
a, b, c	constantes
i, j, k	subíndices que identifican ramal, nodo y alternativa de diámetro
min, max:	mínimo, máximo, respectivamente
-	promedio
h _i	profundidad de excavación en la descarga de un ramal.

Identificación de los elementos de la red

Para asegurar que se cumpla con la restricción de que la clave de una tubería secundaria tenga una cota mayor que la clave de la tubería principal en que descarga, se considerará ramal

* Obviamente, la fórmula de Manning puede ser substituida por cualquier otra que sirva al mismo propósito.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for transparency and accountability.

2. The second part outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data sources to ensure the validity of the findings.

3. The third part describes the process of identifying trends and patterns in the data. It notes that careful analysis is required to distinguish between significant changes and minor fluctuations.

4. The fourth part discusses the challenges faced during the data collection and analysis process. It mentions issues such as data quality, access to information, and the complexity of the data itself.

5. The fifth part presents the results of the study, showing a clear upward trend in the data over the period analyzed. It also includes a comparison with previous studies to provide context.

6. The sixth part discusses the implications of the findings and offers recommendations for future research. It suggests that further exploration is needed to understand the underlying causes of the observed trends.

7. The seventh part concludes the document by summarizing the key points and reiterating the importance of the research. It expresses confidence in the findings and their potential impact.

principal a aquel que en el punto de intersección lleve mayor gasto y tenga un mayor desarrollo a partir de su extremo aguas arriba.

La numeración de los nodos del principal es progresiva y se inicia en su punto de descarga. La numeración de los nodos de un ramal secundario se continua progresivamente aguas arriba del punto de intersección con el principal.

Para un ramal dado, cualquier tramo se denota por la letra j correspondiente al nodo del extremo aguas arriba del tramo (figura 1).

Fórmulas Fundamentales

$$D_j = \left(\frac{4Q_j}{\pi v_j} \right)^{1/2} \quad (1)$$

$$s_j = \left[n \left(\frac{4}{D_j} \right)^{2/3} v_j \right]^2 \quad (2)$$

$$h_{j-1} = (T_{j-1} - T_j) + h_j + s_j L_j \quad (3)$$

$$C = f(D) + g(h) \quad (4)**$$

* Ver figura 2

** Según Dajani S.J. (2), la fórmula $C = a + bD^2 + ch^2$ presenta un coeficiente de correlación múltiple mayor a 0.9. No obstante que para la República Mexicana se obtienen resultados similares, las diferencias entre los valores estimados con esta ecuación y los valores reales es muy grande (4 a 25%).

Modelo de Optimización

La optimización de una red de alcantarillado consiste en la determinación de los diámetros y las profundidades de excavación para cada tramo, de manera que se obtenga un costo mínimo total para la red y se satisfagan simultáneamente las especificaciones del proyecto.

- Función objetivo:

$$K = \sum_j C_{jk} L_{jk} \quad (5)$$

- Restricciones.

Para cualquier ramal (i , constante):

$$D_j \geq D_{\min} \quad (6)$$

$$v_{\min} \leq v_j \leq v_{\max} \quad (7)$$

$$h_{\min} \leq h_j \leq h_{\max} \quad (8)$$

$$D_j \geq D_{j-1} \quad (9)$$

* Puede usarse en su lugar la restricción $s_{\min} \leq s_j \leq s_{\max}$

Para cualquier intersección de ramales (j , constante):

$$h_i \geq h_j, \quad i > j \quad (10)$$

Criterios de Optimización

a) Debido a que:

Para cualquier tramo, a un incremento positivo del diámetro corresponde un incremento negativo en la profundidad de excavación:

- las funciones $f(D)$ y $g(h)$ son monótonicas
- el costo de tubería más excavación será mínimo cuando $f(D) = g(h)$.

b) Si para un tramo cualquiera no se satisfacen una o más de las restricciones, tampoco las cumplirán los tramos de los ramales subsecuentes.

c) Si para un mismo tramo dos o más tuberías requieren exactamente del mismo colchón de tierra, la tubería más económica es la de menor diámetro.

Procedimiento General

- a) Determinense los diámetros comerciales que satisfacen el gasto del primer tramo aguas arriba del ramal principal (fórmula 1) y las restricciones hidráulicas (fórmulas 6 y 7).
- b) Para cada uno de los diámetros ($k = 1, 2, \dots$) que pasan las restricciones hidráulicas, determinense las profundidades de excavación h_{j-1} (fórmula 3).

Si $h_{j-1} > h_{\max}$ se descarta el diámetro correspondiente

Si $h_{j-1} < h_{\min}$ se hace $h_{j-1} = h_{\min}$, y se calcula

$$s_j = \frac{(h_{j-1} - h_j) - (T_{j-1} - T_j)}{L_j} \quad (11)$$

Si $s_j \geq \left[n \left(\frac{4}{D_j} \right)^{2/3} v_{\max} \right]^2 = s_{j\max}$

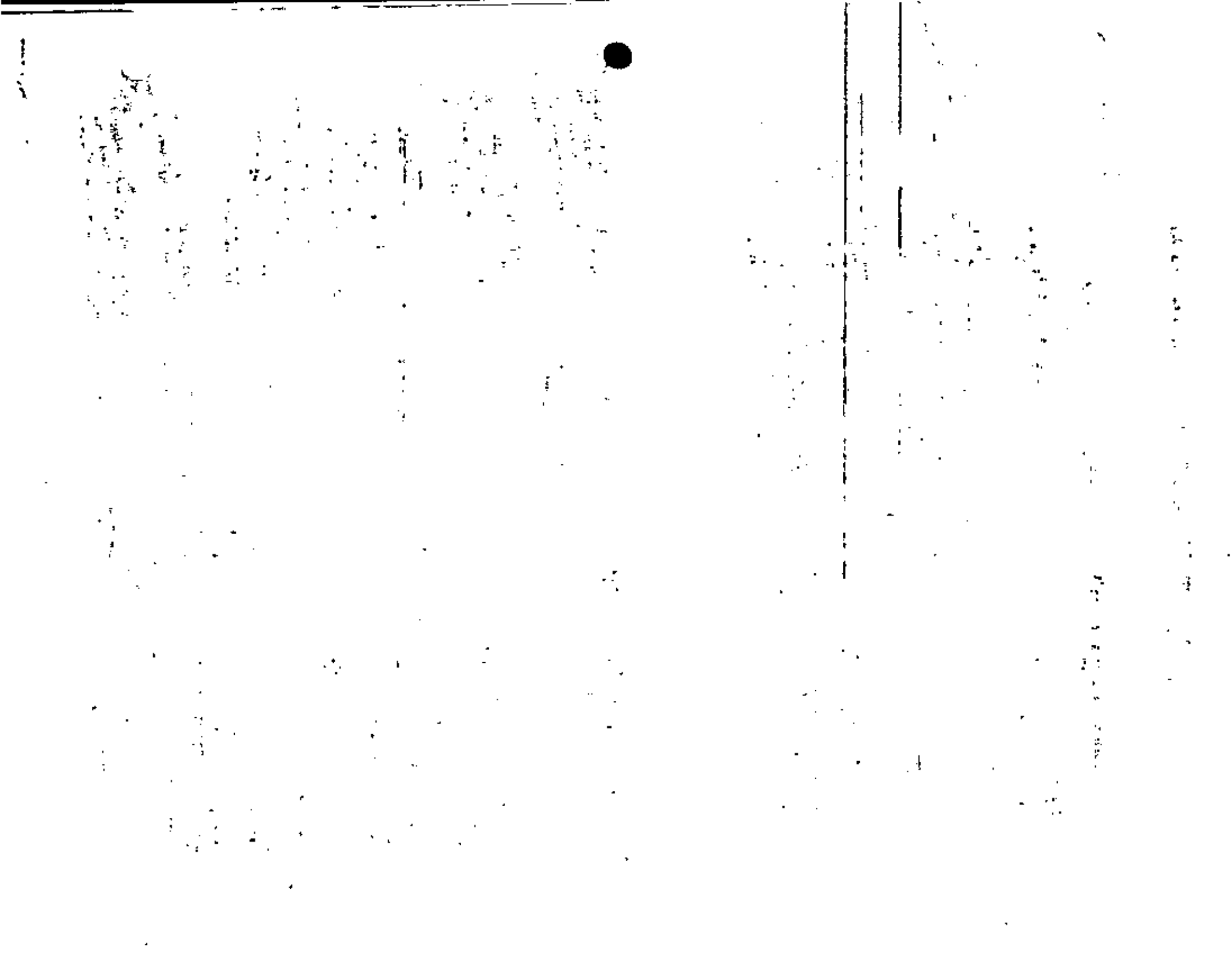
se hace

$$s_j = s_{j\max}$$

Y se calcula.

$$h_j = h_{j-1} - s_j L_j - (T_{j-1} - T_j) \quad (12)$$

* Véase la figura 2



la 3 hasta el nodo 3 del secundario. La alternativa más económica hasta el nodo 10 del principal procede de la alternativa 1 hasta el nodo 11, y así sucesivamente.

El uso de un árbol (figura 5) es una forma alterna de llevar el registro de los cálculos.

Bibliografía

1. Bonilla Domínguez Ubaldo. "Diseño Optimo de Redes de Aguas Negras". Centro de Educación Continua. Facultad de Ingeniería - UNAM, México, D. F., 1977.
2. Dajani J. S., Gemell, R.S. and Morlok E.K. "Optimal Design of Urban Wastewater Collection Networks". Journal of Sanitary Engineering Division. December 1972, pags. 853-867
3. Metcalf & Eddy "Wastewater Engineering". Mc Graw Hill Book Co. USA, 1972
4. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. - "Catálogo de Precios Unitarios. Costos de Excavación y Tubería". Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado. SANOP. México, D.F.
5. Secretaría de Recursos Hidráulicos. - "Normas de Proyectos para Obras de Alcantarillados en Localidades Urbanas de la República Mexicana". Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado. S.R.H. México, D. F., 1976.

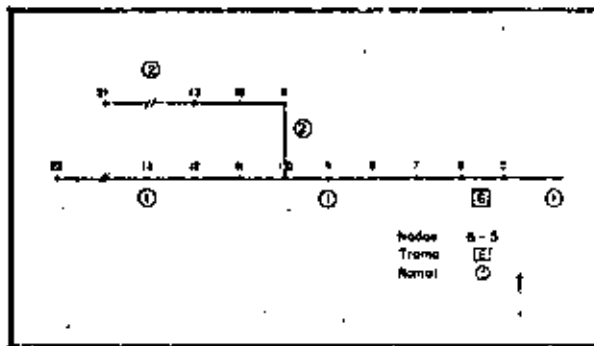


Figura 1- IDENTIFICACION DE LOS ELEMENTOS DE UNA RED DE ALcantARILLADO.

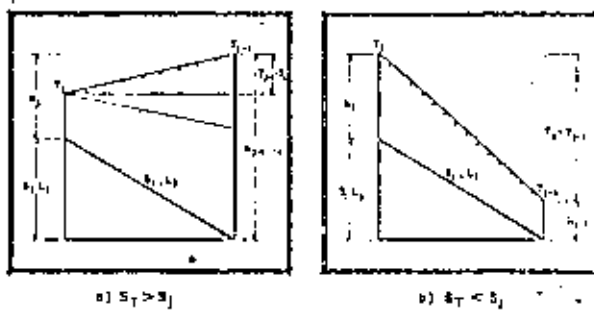


Figura 2- IDENTIFICACION DE LOS ELEMENTOS DE UNA EXCAVACION. a) $S_T > S_1$; b) $S_T < S_1$

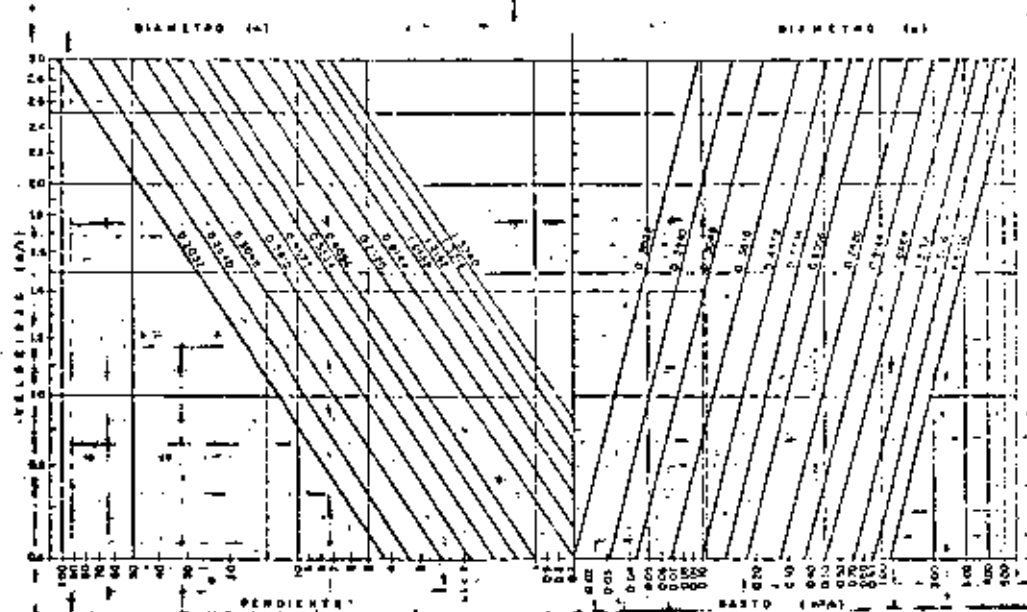
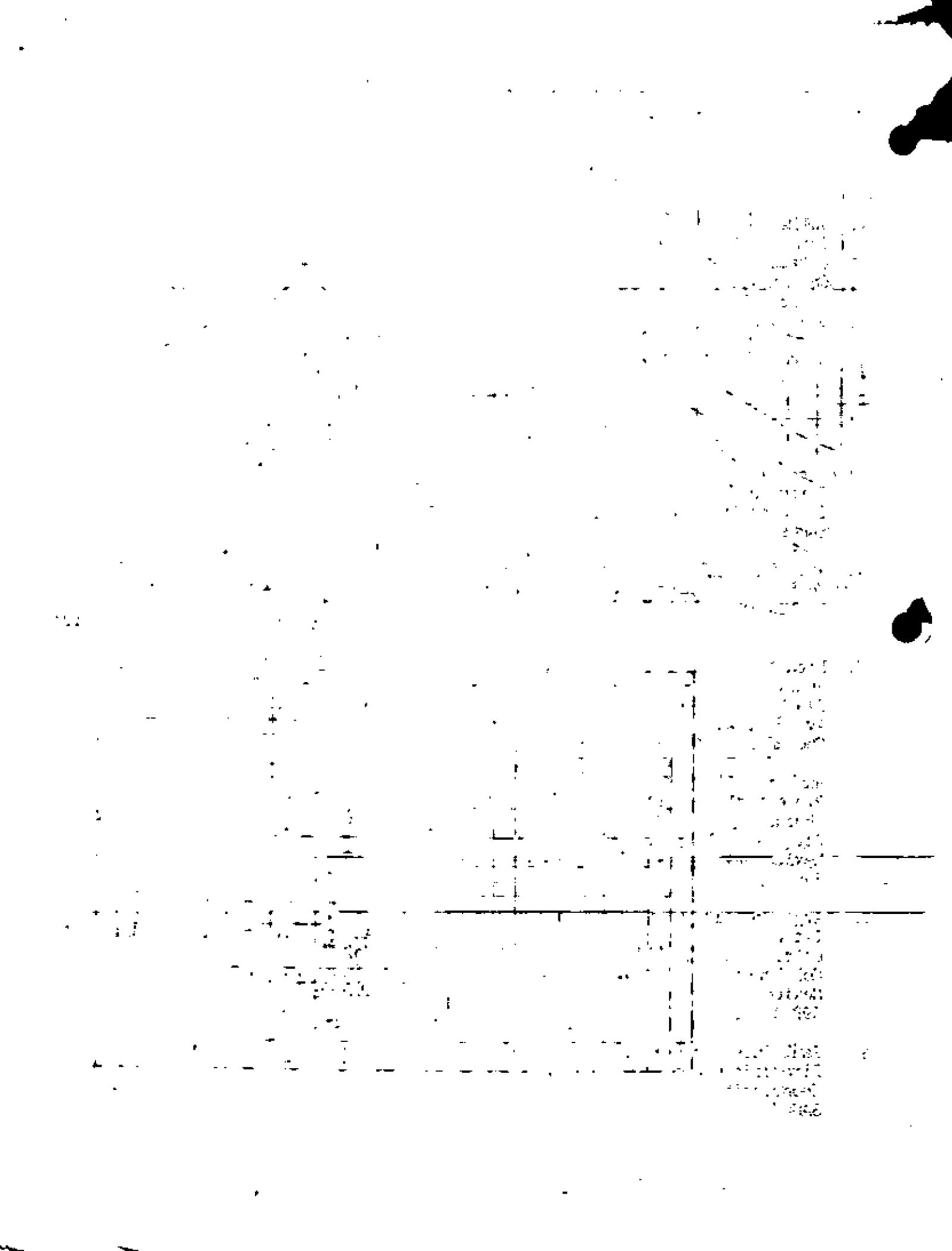


Figura 3- VELOCIDADES Y PENDIENTES FACTIBLES PARA TUBERIAS DE DIAMETROS COMERCIALES (n = 0.015)



SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

1981

Directorio de Asistentes

1. Julián Cerón Reyes
Istme, S.A.
Calzada Legaria 252
Col Pensil
México 17, D.F.
399 69 22
2. Claudio Eguiguren Valdivieso
Campeños 137-C3-1705
Col Esmeralda
México 13, D.F.
670 49 22
3. Fernando Escamilla Bas
Dirección General de Carreteras en
Cooperación
SAHOP
4. Raúl Galván Díaz
Comisión Estatal de Agua y Saneamiento
765 09 18
Malagueña 141
Col Benito Juárez
Cd. Netzahualcoyotl, Edo de México
5. Miguel Angel Gamboa Navarrete
Junta Local de Caminos
SAHOP
Av López Mateos 500
Chetumal, Yuc.
Av 2 Norte No 47
Cozumel, Yuc.
6. Humberto Garavita Vidal
Proyectos y Servicios Administrativos, S.A.
Ahuehuate Sur 600
Bosques de las Lomas
México, 10, D. F.
596 29 77
Beethoveen 90-39
Col Exhipódromo de Peralvillo
México 2, D.F.
7. Argimiro García Martínez
Istme, S.A.
Calzada Legaria 252
Col Pensil
México 17, D.F.
399 69 22
Antigua Calzada de Guadalupe 15-6
Col San Marcos
México 16, D.F.
399 69 22 ext 218
8. Raúl Interian González
Dirección General de Carreteras en
Cooperación
SAHOP

Faint, illegible text at the top left of the page.

Faint, illegible text in the upper middle section.

Faint, illegible text in the middle left section.

Faint, illegible text in the lower middle left section.

Faint, illegible text in the lower middle section.

Faint, illegible text in the lower left section.

Faint, illegible text in the bottom left section.

2101 Avenue J
Co. 1000
Tel. 1000
1000

Faint, illegible text in the top right section.

Faint, illegible text in the upper middle right section.

Faint, illegible text in the middle right section.

Faint, illegible text in the lower middle right section.

Faint, illegible text in the lower middle right section.

Faint, illegible text in the lower right section.

Faint, illegible text in the bottom right section.

Faint, illegible text in the bottom right section.

17. Marco Antonio Solano Ortíz
Constructora Espama, S.A.
Paseo de la Reforma 95-610
Col San Rafael
México 4, D.F.
535 93 03
- Paseo de la Reforma 95-610
Col San Rafael
México 4, D.F.
566 30 62
18. Mariano Tec Segura
Dirección General de Carreteras de
Cooperación
SAHOP
Junta Local de Caminos 22
Quintana Roo
317 27
- Avenida Tulum
Super Manzana 63 Lote 10
Cancun, Quintana Roo
317 27
19. Fernando Guillermo Valero Díaz
Instituto Nacional de Antropología e
Historia
Ex Convento de Churubusco
Col Del Carmen Coyoacán
México 21, D.F.
544 73 65
- Mar Arafuma 18 Edificio D-201
Col Popotla
México 17, D.F.
547 03 78
20. Efraín Valenzo Blanco
Departamento de Pesca
Obregón 269
Col Roma
México 7, D.F.
525 49 60
- Cristóbal Colón 11
Juchitán, Oax.
208 58
21. José Rafael Vargas Sánchez
Vasa Construcciones, S.A.
Tepic 88-101
Col Roma Sur
México 7, D.F.
564 36 57
- Regules 34-7
Queretaro, Qro.
22. Juan Mauricio Vera Olivares
Diseño de Sistemas de Alcantarillado y
Agua Potable
Tabasco 262-201
Col Roma
México 7, D.F.
533 45 25
- Lino Merino 347
Col Juan Escutia
México 9, D.F.
765 41 39

