

1652

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

**ESPECIFICACIONES PARA EL CALCULO
HIDRAULICO DE ALCANTARILLADOS
PARA AGUAS NEGRAS.**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA EL PASANTE
ANTONIO VALLE BERUMEN**

MEXICO, D. F.





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mis amados padres,
Sr. Manuel Valle del Campo
y Sra. Antonia Berúmen de Valle,
con veneración.

A mi queridísima esposa
Delia Cervantes de Valle
con mi agradecimiento a
su valiosa cooperación.

Con todo amor a mis hijos:
Juan Antonio
Patricia y
María de Guadalupe.

A mis muy queridos hermanos :

María Luisa

Manuel

Amalia

Carlos .

Enrique

Francisco

Josefina

Rosa María

Alicia

Roberto

Jorge,

**y sus respectivas familias,
con profundo afecto.**

A mis maestros todos, que señalaron
a mis esfuerzos planos de superación,
con mi gratitud imperecedera.

Al señor Ing. don Anastasio Guzmán
guía y estímulo, con mi
cordial adhesión.

A mis amigos y compañeros
muy cordialmente.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-91 T
Exp. Núm. 73/214.2/-2280

Al Pasante señor Antonio VALLE BERUMEN
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Anastasio Guzmán, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"Hágase un estudio a fin de formar un pliego de "ESPECIFICACIONES" para el cálculo hidráulico de ALCANTARILLADOS para Aguas Negras, incluyendo tablas, nomogramas, etc., para facilidad y rapidez en las operaciones numéricas.

Como aplicación del anterior describase el Alcantarillado que se proyectó para la localidad de San Miguel el Alto, del Estado de Jalisco."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional.

Muy atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 13 de Enero de 1956
EL DIRECTOR

Ing. Javier Barros Sierra

CONTENIDO.

CAPITULO I

SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

- 1.- Descripción de lo que es un alcantarillado.
- 2.- La importancia que ofrece un sistema de esta naturaleza en la colectividad, sobre todo en la salud.
- 3.- Diversas clases de sistemas, sus ventajas e inconveniencias.
- 4.- Descripción de lo que es un alcantarillado negro y de los casos en que se impone su adaptación.

CAPITULO II

CALCULO HIDRAULICO.

- 1.- Asimilación del escurrimiento hidráulico en alcantarillas al de canales.
- 2.- Exposición breve del problema de canales.
- 3.- Características del problema en alcantarillas (canales cubiertos).
- 4.- Características de los líquidos que se van a eliminar en las alcantarillas negras.
- 5.- Determinación de gastos.
- 6.- Velocidades y pendientes.
- 7.- Proporcionamiento de secciones.
- 8.- Diámetros comerciales.
- 9.- Condiciones de gasto mínimo.
- 10.- Elementos para resolver el problema anterior con rapidez.

CAPITULO III

TABLAS Y NOMOGRAMAS

CAPITULO IV

RELACION DEL PROYECTO DE ALCANTARILLADO EN SAN MIGUEL EL ALTO, JAL.

I.- SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

1.- Introducción.

El problema de eliminar los volúmenes de aguas sucias producidas en las habitaciones, es tan antiguo como la propia habitación; las ciudades primitivas procuraron en alguna forma deshacerse de ellas; más no se estableció en el pasado ningún sistema planeado técnicamente del que pudieran tomar verdaderas enseñanzas las generaciones siguientes. Como se ven en los restos de alcantarillas sanitarias de las ciudades antiguas de Nínive y Babilonia, la "cloaca máxima" de la vieja Roma, en las que se tuvo una noción acertada aunque parcial de la urgencia de reunir y alejar las aguas sucias.

Es conveniente aclarar que en general en estas épocas el volumen de aguas limpias disponible en las casas era relativamente pequeño.

En la Edad Media, las normas de vida explican el corto consumo de agua. Huyendo de las prácticas higiénicas, como reacción a las costumbres de los tiempos paganos, en el menosprecio del cuerpo humano como materia de pecado, cubriéndolo celosamente y evitando su desnudez aún a los propios ojos; se favorecieron hábitos insalubres, en los que el agua se empleaba en un mínimo. Las consecuencias que estas prácticas trajeron, fueron las terribles epidemias tristemente célebres que asolaron a los pueblos de ese tiempo, de lo que se comprende que la eliminación de aguas negras mediante un servicio público tampoco fué resuelto en esta época y hasta los tiempos modernos no se reanudó la construcción de alcantarillas. Existieron al principio, no obstante, albañales únicamente para aguas de lluvia. En 1848 las autoridades de Londres expedieron una Ley (Public Health Act) en la que se prohibía la descarga de residuos domésticos a las alcantarillas de la ciudad, debido a la gran insalubridad que por este motivo reinaba; además imponía la obligación de que los residuos líquidos

evacúan las aguas de desecho, de manera rápida y segura, hasta llevarlas a un lugar en donde no causen daño ni molestia llamado desfogue o vertido.

PARTES EN QUE SE DIVIDE UN ALCANTARILLADO.

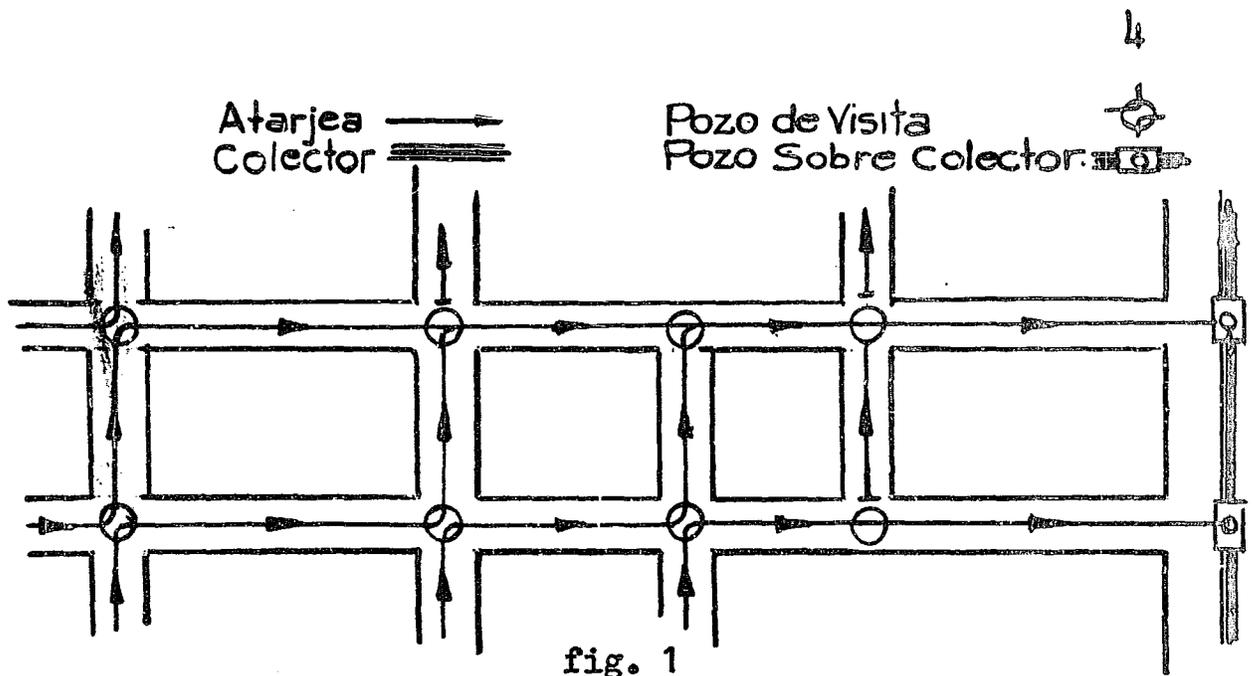
Un alcantarillado consta de alcantarillas y accesorios.

Alcantarillas.- Alcantarilla es un conducto que sirve para la eliminación gradual de las aguas negras recibiendo diferentes nombres de acuerdo con su finalidad y posición.

a).- Albañal.- Es el conducto general por el que se evacúan las aguas de un edificio y las lleva hacia el exterior, a los conductos de servicio público. Se divide a su vez en albañal interior y exterior.

El primero comprende el tramo del interior del inmueble al paramento exterior, y el segundo desde este paramento hasta el entronque con el conducto colectivo instalado en la calle. Es preciso hacer esta distinción para deslindar obligaciones, pues el albañal interior tiene el deber de instalarlo y conservarlo en buen estado el propietario del edificio y el albañal exterior, así como las demás partes del alcantarillado, deberá estar bajo el cuidado de una autoridad competente que generalmente es el gobierno.

b).- Atarjeas.- Se les llaman a las alcantarillas que van a lo largo de las calles recibiendo las aportaciones de los albañales exteriores, y también de otras atarjeas en cuyo caso se le llama Atarjea Colectora o Pequeño Colector. Se caracterizan por sus secciones pequeñas.



c).- Los gastos recolectados por las atarjeas son conducidos por una alcantarilla troncal denominada COLECTOR, cuyas características son: su amplia sección, su localización, que determina el sentido de escurrimiento de todas sus atarjeas tributarias; como generalmente la conducción es por gravedad, esta localización estará en las partes bajas de la zona por sanear.

Los colectores pueden ser simples o ramificados. A las ramas se les llama Subcolectores; nombre que también se da a las atarjeas colectoras.

d).- Cuando un colector deja de recibir aportaciones y sólo desempeña la función de conducir, recibe el nombre de Emisor, emisario o descarga. Por estar localizado en la generalidad de los casos en las afueras de las zonas urbanas, se emplea la sección de canal abierto.

Quando por algún motivo es preciso interceptar parcial o totalmente el gasto de un colector y llevarlo por otro conducto, éste recibe el nombre de Interceptor; el cual suele confundirse con el Aliviadero, que, como su nombre lo indica, trata de aliviar o quitar gasto a un conducto que esté sobrecargado.

e).- Las alcantarillas que conducen las aguas pluviales del piso de la calle, a las atarjeas, se llaman albañales pluviales. Fig. 2

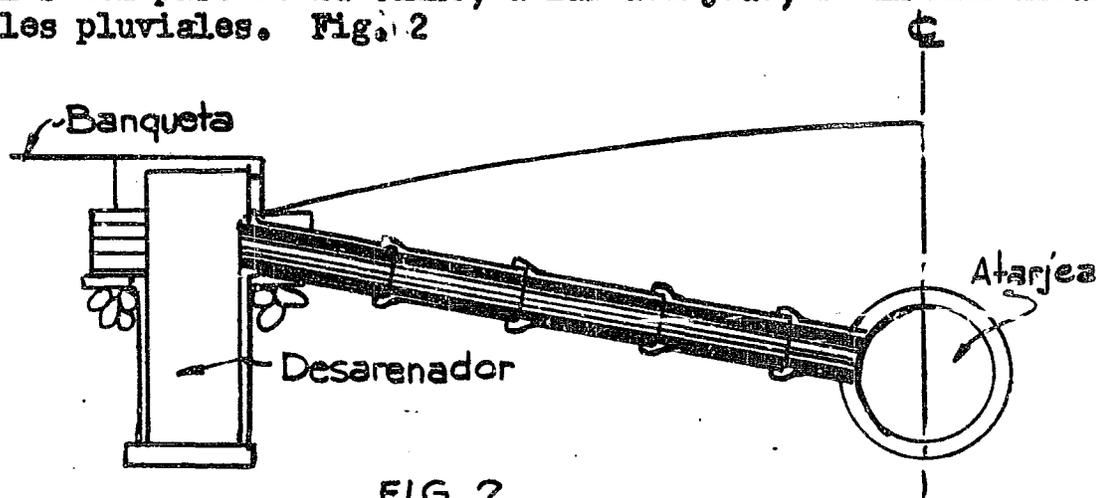


FIG 2

f).- El lugar en donde el Emisor vierte sus aguas, - requiere una obra especial llamada Desfogue o Desembocadura.

Accesorios.- Son los dispositivos indispensables para el buen funcionamiento y conservación de un alcantarillado. A saber: registros, pozos de visita, pozos de lámpara, pozos de caída, pozos especiales sobre colectores, cajas de unión, sifones invertidos, vertedores, subdrenes e instalaciones anexas.

Los registros son los dispositivos colocados sobre los albañales interiores a cada 4 o 5 m. de distancia; son generalmente cajas rectangulares de tabique de 40 x 60 cm. forrados en su interior de un material impermeable. Fig. 3 Sirven para una fácil inspección y limpieza de ese tramo de alcantarilla.

Pozos de visita.- Son chimeneas de forma cilíndrica en su base y tronco cónica en su parte superior, construidas sobre las atarjeas con suficiente amplitud para dar paso a un hombre y para que pueda maniobrar en su interior; su acceso es por la superficie de la calle; se baja al fondo por medio de escalones de fierro fundido empotrados en-

las paredes del pozo; el piso es una plataforma en la que tiene unas medias cañas que prolongan las atarjeas y encauzan sus corrientes. Está protegido en su desembocadura a la calle por un brocal y una tapa. Fig. 4

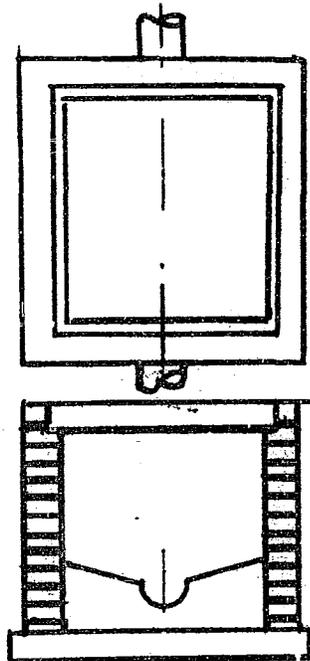


FIG 3

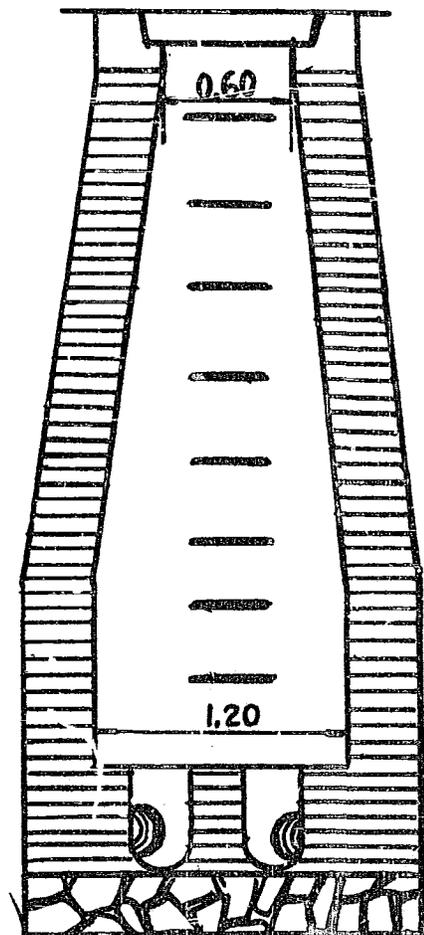


FIG 4

Su objeto es facilitar la inspección de las tuberías, sus reparaciones interiores, así como las maniobras de limpieza. Por estos motivos deben instalarse en los cruces de las atarjeas, cuando haya cambios de pendiente, de dirección, de sección transversal; y cuando no se esté en un caso como cualquiera de los anteriores, se colocarán pozos de visita a distancias no mayores de 100 m.

Pozos de lámpara.- Son tubos verticales de 10 a 15 cm. de diámetro, dispuestos sobre las tuberías. Se cons-

truyen entre los pozos de visita; permiten la inspección desde la superficie de la calle. Su nombre proviene de -

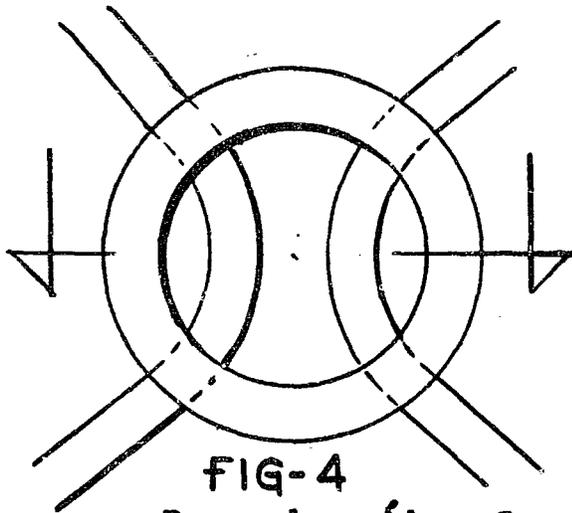


FIG-4

que antes se introducía por este pozo una luz hasta la atarjea y desde otros pozos cercanos se podía ver si la tubería estaba obstruccionada parcial o totalmente. Su finalidad es la de facilitar la inspección y limpieza de la tubería. Estos pozos por su utilidad limitada, han sido sustituidos por pozos de visita, de dimensiones mínimas.

Pozos de caída.- Son muy semejantes a los pozos de visita, con la diferencia que las tuberías que a ellos llegan no son continuas, sino están a diferentes profundidades. Tienen, además, un muro de mayor resistencia para evitar el desgaste producido por el caudal que llega. El

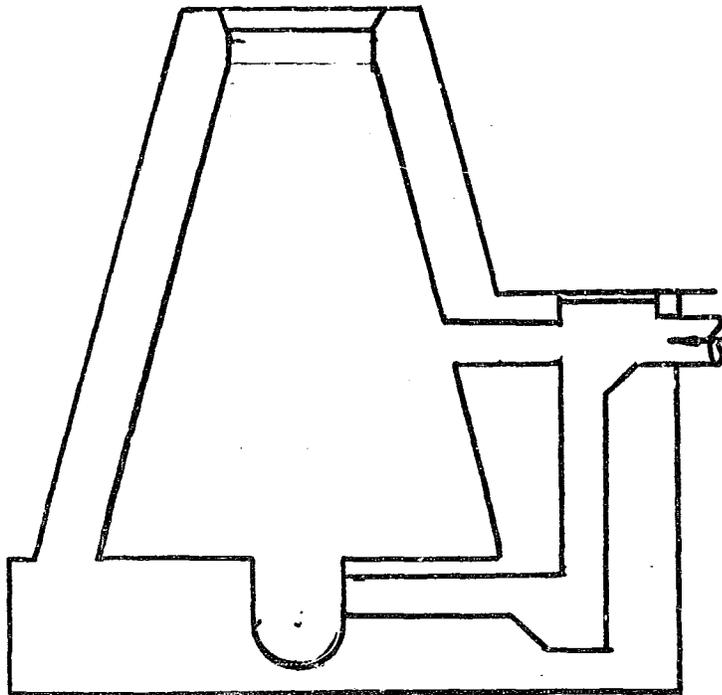


FIG-5

tubo más profundo debe quedar más alto que la plantilla del pozo para que siempre haya un colchón de agua. Se emplean en los lugares de fuertes pendientes, tales que originen velocidades de 3 m. por seg. o mayores, que erosionan las tuberías; su objeto es absorber fuertes desniveles para disminuir esas velocidades. Tienen el defecto de producir malos olores emanados de las turbulencias de las aguas sucias. Fig. 5.

Pozos especiales y cajas de unión.- Estos tipos de accesorios se colocan sobre los colectores. Desempeñan el mismo papel que un pozo de visita y deben construirse siempre que se presente cualquier caso de los antes dichos. Son cajas generalmente de concreto armado con amplitud suficiente para abarcar la o las tuberías que le lleguen. Fig. 6

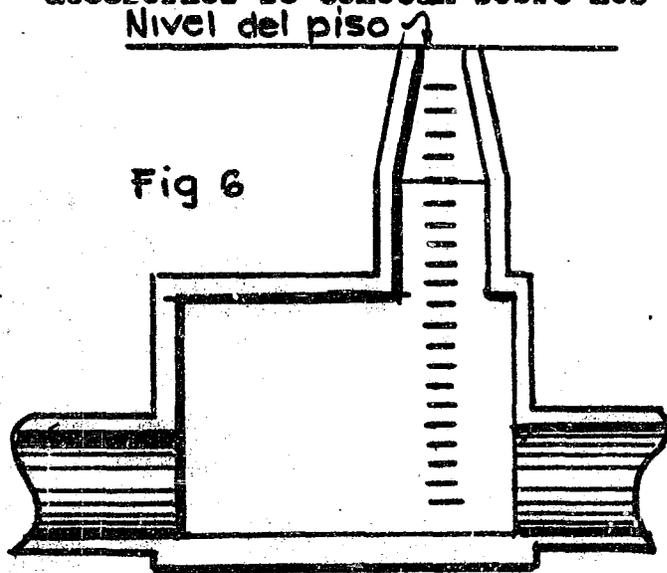
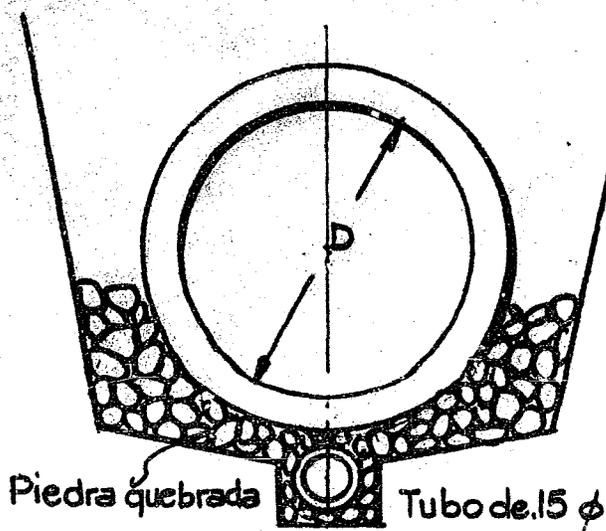


Fig 6

En el recorrido de una tubería puede presentarse un obstáculo; éste se puede salvar por medio de un sifón; un puente-canal, un puente-sifón, un tajo o bien un túnel.

Vertederos.- Son aberturas que se practican en los costados de la tubería para desviar determinado gasto; actúan como obras limitadoras.

Subdrenes.- Son conductos dispuestos en la parte inferior de las tuberías en toda su longitud, con el objeto de desalojar las aguas del subsuelo que se depositan en las cepas del alcantarillado, disminuyendo el gasto freático infiltrado en él. Fig. 7



Piedra quebrada Tubo de 15 φ

Fig 7

En las atarjeas los subdrenes consisten en un colchón de piedra quebrada. En los colectores, aparte del colchón, se coloca al centro de la cepa una tubería de corto diámetro, permeable, ya sea de material poro-

so o con agujeros, o sin juntear, para que tenga un fácil acceso el agua.

Existen otras instalaciones que si bien no son esenciales en todo alcantarillado, pueden, en ciertos casos, ser indispensables; entre las que podemos mencionar el equipo de bombeo, el de lavado de las tuberías, así como sus instalaciones. A todas ellas se les denominan Instalaciones Anexas.

3.- IMPORTANCIA QUE OFRECE UN SISTEMA DE ESTE NATURALEZA EN LA COLECTIVIDAD, SOBRE TODO EN LA SALUD.

El hombre siempre ha buscado para su establecimiento los lugares que le ofrecen mayor comodidad y facilidad para desarrollar sus múltiples actividades, objeto que no siempre ha logrado, teniendo que vivir en lugares que no están afines con su desenvolvimiento, pero que él ha tratado de acondicionarlos a sus necesidades.

Por naturaleza, el hombre tiende a vivir en sociedad, creando núcleos de población que, si bien redundan en su mejoramiento económico, social, cultural, etc. también trae consigo involuntariamente la polución y contaminación del medio ambiente, la que es mayor a medida que la población es más densa; causando un desequilibrio entre la acción corruptora del hombre y el natural poder purificador del ambiente, lo que origina una atmósfera insalubre que le enferma y que le mata. Para luchar contra ella, la sociedad cuenta con armas muy eficaces entre las que se encuentran la acción médica, la asistencia social, la educación, la cultura, la nutrición adecuada y junto con ella la acción sanitaria de la Ingeniería, determinando con ello una rama y complemento de especialización dentro de ella: la Ingeniería Sanitaria. La Ingeniería Sanitaria con sus obras, modifica favorablemente el medio; conserva o restituye su pureza y lo hace saludable. Es factor determinante para el abatimiento de los índices de mortandad y morbilidad ocasionadas por las enfermedades hídricas (cuyo medio transmisor es el agua): tifoidea, paratifoidea, diarreas, enteri-

tis y disentería; por las enfermedades cuyos vehículos -- transmisores son el aire, la tierra y los insectos, a saber: tuberculosis, uncinariosis, paludismo, tifo, etc. y -- también de otras enfermedades, pues el hombre al vivir en un medio sano, aumenta sus defensas orgánicas, traducién-- dose todo este abatimiento en un ahorro pecuniario de con-- sideración para los gobiernos y en un aumento de su prin-- cipal riqueza que son sus hombres, considerados como fac-- tores de producción. Un destacado estadista inglés dijo: " la salud pública es el fundamento o base en que descan-- san la felicidad y la potencia del Estado".

Son las enfermedades hídricas las que en muchos ca-- sos, contribuyen a elevar los índices ya mencionados; por este motivo la Ingeniería Sanitaria dedica mayor atención a obras de Abastecimiento de Agua Potable y a las de elimi-- nación de Aguas Negras y pluviales, no sólo desde el pun-- to de vista de su establecimiento, sino también de su fun-- cionamiento correcto, ejerciendo en ellas un control sani-- tario.

Siendo el agua un elemento indispensable para la su-- pervivencia del hombre, se deducirá la importancia que -- tiene un Sistema de Abastecimiento; pero no por eso las -- obras de Eliminación lo son menos, ya que son complemento necesario y obligado de todo Abastecimiento; pues al esta-- blecerse éste aumenta el volumen de aguas servidas que -- son peligrosas. Puede decirse que es un error el cons-- truir un sistema sin el otro.

El Alcantarillado y en general los sistemas de Eli-- minación, tienen un carácter esencialmente sanitario; con-- finan los peligros que encierra para evitar que sean mo-- tivo o vehículo transmisor de gérmenes nocivos; ejercen con ello un efecto ventajoso depurando el medio ambiente y haciéndolo saludable y decoroso.

4.- DIVERSAS CLASES DE SISTEMAS, SUS VENTAJAS E INCONVENIENCIAS.

Hay diferentes sistemas de alcantarillado. Se carac

terizan cada uno por los volúmenes y calidad de las aguas para cuya conducción se hayan proyectado:

Seguramente que al establecerse los primeros alcantarillados de la época moderna se construyeron tomando en cuenta la forma en que las grandes ciudades ya extintas, eliminaron sus aguas negras, utilizando amplios conductos subterráneos con la idea de tener menos restricciones para arrojar a ellos toda clase de líquidos, y aún hasta se intentó tirar las basuras para que las corrientes se las llevasen lejos de las habitaciones. Se empezaron a construir obras monumentales, enormes túneles subterráneos con los que se pensó que en forma definitiva se resolvía el problema de las aguas negras. Son notables muchas de estas instalaciones, como las grandes cloacas de París, que aún en la actualidad son motivo de admiración y su visita a ellas es causa de interés para el turismo.

Estas redes de grandes conductos vinieron a constituir lo que más tarde se llamó sistema combinado. Toda clase de líquidos de desecho iban a la cañería y no se pensaba en nada más de este problema. La designación en el idioma francés de "tout a l'égout" (todo a la cloaca), patentiza la idea que se concibió entonces.

La experiencia enseña y pone de manifiesto muchos conocimientos que el hombre con su entusiasmo descuida con frecuencia, ya en funcionamiento estas amplias alcantarillas que, sin duda realizaron la eliminación rápida de los máximos gastos de lluvia, mostraron sus desventajas, cuando en tiempo de sequía sólo escurrían las aguas negras por el fondo de ellas como insignificante arroyuelo, dejando a su paso los sólidos que llevaban en suspensión, necesitándose una constante remoción de esta indeseable materia, lo que disminuyó la fascinante sencillez o simplicidad de estos enormes conductos. De este mal funcionamiento en estiaje surgió la idea del sistema separado. Si bien sería perfecto en lo que respecta a aguas lloviznas, que un alcantarillado funcionara en tal forma, que estas aguas caídas sobre las superficies impermeables

de pavimentos y techos se eliminaran al mismo tiempo que caen, como si se tratara de una esponja que absorbiese por sus poros toda el agua que a ella llega; para ésto se necesitarían conductos capaces de dar paso a las concentraciones máximas de estos líquidos, resultando dichos conductos de dimensiones excesivas. Pero cuando más amplias son y mayor eficiencia se tiene para la eliminación de estos volúmenes, el funcionamiento con los gastos de aguas servidas únicamente, se verifica en forma imperfecta. Por tanto, se pensó si se separasen las dos clases de agua; si por estas grandes cañerías se eliminaran aguas de lluvia, estos funcionarían bien; aún en los gastos mínimos respectivos, el asentamiento de la materia sólida sería de cuerpos minerales que no ofrecerían los mismos aspectos de daño y molestia que los azolves de materia orgánica; la limpieza de arenas, arcillas y demás que arrastran las lluvias ya no sería necesario hacerla con la constancia de las otras, teniendo en cuenta, además, que las aguas pluviales con excepción de las primeras son relativamente limpias; no habría inconveniente en soportar breves inundaciones ni en permitir a la tubería trabajar esporádicamente a presión.

Por otra parte, las aguas negras, de mucho menor volumen, no requerirían estas exageradas capacidades y si se establecieran por separado tuberías para ellas exclusivamente, se podría obtener un escurrimiento correcto. En vista de estas consideraciones se pensó en separar las dos clases de aguas y separadamente también resolver el problema de su eliminación. Con esto surgió el sistema separado.

Sistema Combinado, Unico, Unitario, de Canalización Unica.- Con estos nombres se le denomina a la eliminación de todas las aguas de desecho y molestas, de una localidad, al través de una sola red de alcantarillado. Esta debe ser suficientemente amplia para el paso de los gastos máximos instantáneos de aguas pluviales y negras.

Sistema Separado, Divisor, Dual, de Doble Canalización.- La característica de este sistema es la de recoger, transportar y alejar las aguas negras independientemente -

de las pluviales. Un sistema de esta naturaleza consiste siempre en una red de conductos de capacidad suficiente para evacuar las aguas negras, y de un medio eliminatorio de las aguas de lluvia que bien puede ser otra red de igual longitud que la negra; o bien de una red de menor longitud que llegue a reducirse a unas cuantas alcantarillas interceptoras; haciendo la otra parte de la eliminación por escurrimiento superficial sobre los pavimentos de las calles.

Habrán ocasiones en que convenga el empleo de estos dos sistemas para el saneamiento de una ciudad; a este sistema se le da el nombre de Mixto. No se le considera como uno nuevo porque en realidad no lo es.

En estos sistemas se eliminan, además, las aguas de infiltración por la permeabilidad de los conductos principalmente en sus juntas. No puede decirse cual sistema sea mejor, ni establecerse lineamientos genéricos para preferir en cada caso uno u otro; sino deben estudiarse las modalidades inherentes a sus características básicas y analizar las ventajas y desventajas que adquieren mayor o menor valor en la localidad de que se trate, incluyendo también las posibilidades futuras.

Expondré las ventajas e inconvenientes de cada sistema para lo cual se deben tomar en cuenta las siguientes características distintivas.

El sistema combinado consta de una sola red de grandes dimensiones por donde conduce gastos que presentan enormes variaciones, desde los grandes volúmenes difíciles y a veces imposibles de controlar en las tuberías, y que hacen que éstas trabajen a presión, hasta los insignificantes gastos negros que escurren libremente. Para que tengamos idea de estas fluctuaciones aclaremos que el gasto pluvial en muchas ocasiones es 100 a 150 veces el gasto negro. En este sistema la mezcla de las aguas negras con las pluviales disminuye la calidad nociva de aquéllas.

El sistema separado ya vimos de cuántas redes puede

estar constituido, pudiendo llegar a estarlo por una sola red, la sanitaria o red negra, formada de conductos pequeños. Los gastos negros evacuados por ésta, se producen durante todo el año, teniendo fluctuaciones que quedan dentro de los límites de la capacidad de la tubería. Por la calidad nociva de estas aguas deben tenerse mayores precauciones para cuando la red trabaje a presión, en cambio las alcantarillas pluviales están sujetas a condiciones menos estrictas que el alcantarillado negro, además es más fácil, y menos frecuente y peligrosa su limpieza.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

Auto Limpieza.- Debido a la amplitud de las alcantarillas del sistema Unitario y sobre todo, si son de sección circular, los escurrimientos disminuyen de velocidad, favoreciendo el depósito de azolves. Esto puede solucionarse como lo indica la figura 8, poniendo en la plan-

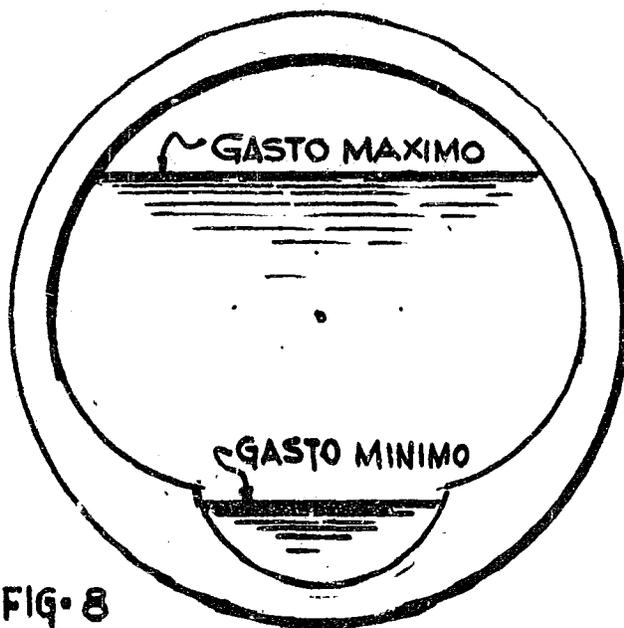


FIG. 8

ta una sección más pequeña (secciones de cuneta) suficiente para que se logre un escurrimiento correcto durante la temporada de sequía; además como el gasto fluctúa demasiado en tiempo de lluvia, al subir el nivel normal máximo de aguas negras, las materias putrecibles se adhieren en las paredes y quedan allí aún después de fuertes velocidades, y al descomponerse ocasionan malos olores.

En un alcantarillado negro las pequeñas variaciones de gasto permiten conservar una velocidad adecuada para el arrastre de las materias sólidas, evitando su estancamiento en la tubería.

Lavado.- En ambos sistemas la autolimpieza no es

suficiente, teniendo en ocasiones que removerse las materias estancadas por medio del lavado, introduciendo agua limpia en volúmenes y presión determinados. En el sistema combinado, en tiempo de lluvia, se economiza el lavado; pero en tiempo de secas, es más caro y el volumen de agua requerido es difícil de obtener. En cambio, es más fácil lavar un conducto pequeño requiriéndose menor volumen de agua y un costo menor, como sucede en el alcantarillado negro.

Limpieza Mecánica.- Los tubos de gran capacidad del sistema Unico permiten al hombre introducirse en ellos para su desazolve, pero las operaciones de limpieza son tardadas.

Los equipos necesarios para la remoción del azolve para tubos pequeños, son menos costosos y complicados, pero las obstrucciones rebeldes son difíciles de desalojar.

Ventilación.- En un conducto amplio circulan grandes volúmenes de aire difundiendo más los gases nocivos parcialmente purificados.

En la red sanitaria las fluctuaciones de gasto permiten una mejor y más uniforme renovación del aire contribuyendo lo pequeño de sus secciones en las que se forma mejor el tiro de los gases, más tiene la desventaja de que éstos se difunden en un volumen pequeño de aire.

Impermeabilidad.- Lo ideal sería que ni una sola gota de aguas negras saliera de las alcantarillas, construyéndolas de material perfectamente impermeable, lo cual es imposible por incosteable. Hay mayor dificultad en mantener los líquidos en un tubo grande, por los defectos propios de su construcción, y en el caso de que sean tubos prefabricados, sus juntas son los puntos más permeables de la red. Es más fácil lograr una mayor impermeabilidad en conductos pequeños, hechos en una fábrica y colocados luego en el lugar; además es factible de obtener superficies interiores tersas y sus juntas son más impermeables.

Los tubos construidos de barro vitrificado son los que han satisfecho mejor este requisito.

Manufactura de Tubos.- Resulta más conveniente construir los grandes conductos en el lugar, disminuyendo las condiciones de seguridad y de control de los materiales; si se construyen en taller, su fabricación se controla mejor, pero su transporte es pesado, caro, y puede tenerse un mayor porcentaje de desperdicios por ruptura de tubos.

Los tubos chicos se construyen con menor costo, más perfección y seguridad de buenas condiciones, en el taller que en el lugar.

Colocación en el lugar.- En el sistema combinado - la colocación de sus tuberías grandes resulta más molesta, las maniobras son más complicadas; en ocasiones conviene cambiar de sección y cualquiera que ésta sea, resulta más cara y su colocación requiere mayor cuidado. Tiene la ventaja que puede posteriormente hacerse un acabado por dentro del tubo. El manejo de las piezas chicas permite mayor rapidez en la construcción de la red.

Inspección.- Se facilita mucho en secciones amplias permitiendo su acceso a los trabajadores, cosa que no puede hacerse en secciones chicas, en donde se dificulta bastante esta operación.

Molestias en la Construcción y Reparación.- Las molestias ocasionadas al público en general, en la construcción y reposición de tramos de tubería son menores en la red sanitaria que en la del sistema unitario; pero tratanse de pequeñas reparaciones éstas son más fáciles de hacer en tuberías grandes, pues se pueden atender por su interior, no así en tuberías estrechas en donde generalmente tienen que romperse los pavimentos para llegar a ellas.

Operación y Funcionamiento.- En este aspecto los -

sistemas presentan marcadas diferencias sobre todo en lo que se refiere al desagüe de las casas en la red pública, en donde el sistema combinado es muy superior, pues la recolección de las aguas dentro de los edificios y su aportación a la red exterior se hacen por un solo conducto, que por su simplicidad constituye una gran ventaja.

En el sistema separado, cuando existen dos redes completas, cada casa debe contar con dos albañales, por lo tanto es muy fácil y probable que se hagan conexiones invertidas, ya sea por simple equivocación, por ignorancia o dolo, originando un pésimo funcionamiento: un albañal pluvial conectado a una alcantarilla negra no permitirá una rápida eliminación y provocará afloramientos indeseables de aguas llovedizas mezcladas con desechos orgánicos. Por el contrario, un conducto negro que descargue en el de lluvias origina depósitos putrescibles, contamina las aguas blancas, y cuando se registran gastos máximos, éstos penetran en los albañales y brotan por las coladeras y registros de las casas. En donde se complica más la separación de las aguas es en el interior de los edificios para lo cual exige obras más costosas, difíciles y molestas de atender por sus dueños.

Todos estos inconvenientes son mayores en lugares densamente poblados, donde la mala fé de los habitantes es mayor o donde por el ritmo propio de su vida se procede equivocadamente al hacer una conexión de albañal.

Para asegurar que las instalaciones son correctas y se usan debidamente, se requeriría una inspección y vigilancia continuas, que resultan onerosas para la autoridad a cuyo cargo está el sistema, y molestias para el propietario.

Emisario.- Para evitar causar daño o molestia el vertido de las aguas se hace generalmente en lugares distantes, su alejamiento se efectúa por medio del emisario o emisor y es la longitud de éste la que en ocasiones es factor determinante en la elección del sistema.

En un sistema combinado, un emisor de gran longitud es muy costoso. En el separado las aguas blancas pueden verterse en un lugar cercano, siempre y cuando no sean un peligro para la salubridad; y alejar únicamente las negras. Si se tuviesen que alejar las dos, lo económico es alejarlas por un solo conducto.

Topografía y bombeo.- Este es uno de los factores de gran peso en la elección del sistema.

Si una localidad es sensiblemente plana y no se necesita bombear ni tratar sus desechos líquidos, en general es indicada la Canalización Única. En caso que se eligiera el sistema Dual sería indispensable instalar las dos redes para tener un saneamiento completo.

En localidades con topografía accidentada, con fuertes pendientes en las calles, es casi imperativa la separación de las aguas, confinando los líquidos servidos en conductos subterráneos y dejando escurrir por la superficie, las aguas llovedizas. El problema se restringiría a las partes bajas y planas donde no tuvieran las aguas superficiales una salida natural.

Las ciudades planas tienen indicado el bombeo para una buena eliminación de las aguas molestas y el establecimiento de las plantas respectivas requiere un estudio cuidadoso. En un sistema combinado se mueven líquidos de desecho y llovedizos en las épocas correspondientes y sólo las aguas negras en los estiajes. En el separado se dispondrán plantas adecuadas para pequeños volúmenes de estas últimas, con funcionamiento constante, y grandes bombas para los días de lluvia.

Aprovechamiento y Tratamiento.- Las aguas pluviales son de menor peligro que las negras, es factible y conveniente en ocasiones aprovecharlas para lo cual deben canalizarse por separado.

Si por aprovechamiento, por no causar daños ni mo-

lestias o por cualquier otro motivo se requiere sujetar las aguas servidas a un proceso de depuración, el sistema divisor es el indicado, pues no conviene mezclar el pequeño caudal de aguas negras con las de lluvia. El total de líquidos combinados necesitaría para su tratamiento - muy grandes instalaciones en comparación con las requeridas para aguas negras, además por las variaciones tanto de volumen como de calidad de las aguas, la planta de tratamiento en estas condiciones sería muy costosa, y poco práctica.

La necesidad de un tratamiento viene a ser el único caso en que el sistema por establecer queda perfectamente determinado que es el separado; sin embargo, en el combinado, se pueden hacer adaptaciones por dispositivos especiales de desborde, interceptores, etc. que permiten hasta cierto punto separar las aguas antes nombradas.

Cuando se espera instalar una planta de tratamiento en un futuro próximo, aún cuando sea imperioso alejar las aguas blancas, se construye la red negra y luego se solucionará el problema de eliminación de las aguas pluviales.

Costo.- Este es factor de suma importancia en la elección del sistema, al grado que en muchas ocasiones se escoje el menos adecuado, por tener una erogación menor de inmediato.

La comparación de las ventajas y desventajas que bajo este aspecto ofrecen los sistemas, está basada en la eliminación sencilla y económica de las aguas llovedizas.

La red combinada se establece en todas las calles que se van a sanear, por lo cual su costo es elevado, dado que los conductos son siempre de grandes dimensiones (en secciones circulares son de 30 cm. a 2 y 3 m. de diámetro). Si el sistema divisor sólo consta de la red sanitaria, su costo será como una tercera parte del anterior; (los diámetros usados son de 20 a 60 cm.) pero si precisan las dos redes completas su monto total será ma-

yor que el del combinado en esa tercera parte. Si la red de aguas blancas no se extiende en toda la localidad, el costo baja y puede llegar a ser menor que el de la red unitaria.

Financiamiento.- La manera y facilidad de arbitrar se fondos es otro factor decisivo en la elección del sistema. La carencia de medios económicos y la dificultad para adquirirlos hacen que el sistema separado sea más ventajoso. La red de aguas residuales tiene menor costo, es al mismo tiempo la que se necesita instalar con mayor urgencia y por lo tanto, puede construirse a reserva de completarla con desagüe pluvial.

Diversos.- El sistema único presta mayores ventajas en las grandes ciudades y aún cuando los peligros para la salud son mayores, se dispone aquí de más elementos y de capital suficiente para evitarlos. El Sistema Separado conviene a las pequeñas poblaciones en donde por su falta de recursos y aprovechando el poder purificador del medio ambiente, puede constituirse dicho saneamiento en forma provisional únicamente, por la red sanitaria. Además, pueden existir otros motivos particulares en cada localidad, que hagan que se emplee un sistema u otro.

5.- ALCANTARILLADO NEGRO.

El uso indispensable del agua como medida de vida e higiene, como motivo de deporte y como elemento en multitud de industrias, nos convierte las masas de aguas potables y las de otro carácter de cierta pureza, en aguas sucias; es decir, las aguas comunmente aceptadas como puras, se contaminan con las substancias de residuos, produciendo los líquidos que se denominan genéricamente con el nombre de aguas negras, de desecho, servidas, residuarias, sanitarias, etc. no existiendo hasta la fecha un término que proporcione la connotación precisa que singularice a estos líquidos.

Se dividen en 3 categorías: Aguas Negras Domésticas,

Aguas Negras Industriales y Aguas Negras de Servicios Públicos.

Aguas Negras Domésticas.- Son las que provienen de los usos domésticos, con las que se mezclan materias fecales, desgastes orgánicos, sobrantes de vegetales; y de establecimientos tales como hospitales, escuelas, cuarteles, lavanderías, etc. Se les denomina también aguas cloacales.

Aguas Negras Industriales.- Con este nombre se designan a las derivadas de los diversos procesos industriales tales como tintorerías, fábricas de papel, textiles, tenerías, rastros etc. La característica de estas aguas es la gran proporción de sustancias de carácter ácido que contienen.

Aguas Negras de Servicios Públicos.- Son las originadas por los diferentes usos del agua en los distintos servicios públicos; como son el lavado de las calles, de las alcantarillas, desagüe de las fuentes, etc. Estas aguas se eliminan en el sistema separado por el Alcantarillado Negro.

El Alcantarillado Negro es la red de conductos indispensables del Sistema de Doble Canalización destinado a evacuar únicamente las aguas negras, y digo indispensable, porque conduce las aguas más peligrosas que requieren con urgencia su alejamiento, su eliminación.

Esta red se caracteriza por lo pequeño de sus cañerías, las que generalmente son de sección circular, debido a las ventajas que ofrece, en cuyo caso los diámetros varían de 20 a 60 cm. siendo estos últimos rara vez empleados.

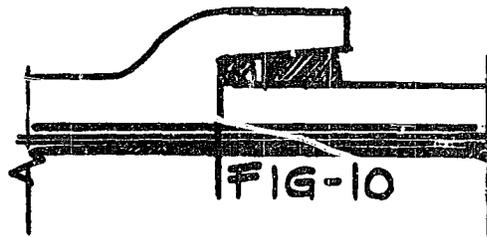
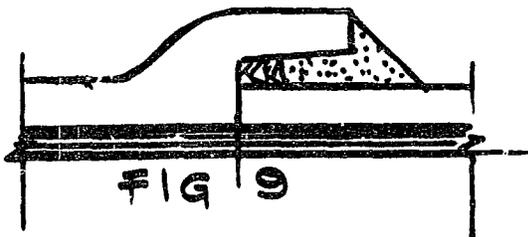
Los accesorios que se requieren para su buen funcionamiento son los mismos anteriormente descritos, con la diferencia que los pozos de visita deben ser herméticamente cerrados con el objeto que no sirvan de chimeneas de

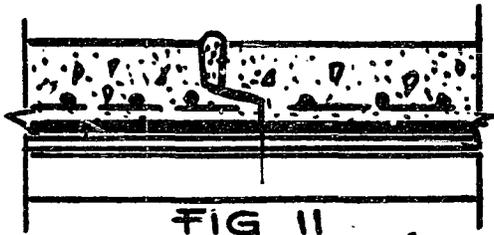
los gases mal olientes, los que son más molestos debido al poco aire en el que pueden difundirse dentro de las reducidas tuberías.

Al proyectarse, debe tomarse un coeficiente de seguridad mayor, para que siempre trabaje como canal y nunca como tubería a presión para evitar la contaminación del subsuelo.

Los conductos son de material que resista la corrosión ocasionada por los productos de la descomposición de las aguas residuales, y por los ácidos aportados a esas aguas o producidos por acción séptica; dicho material puede ser hierro fundido, hierro forjado, acero, arcilla cocida, concreto, etc., de éstos, los que se emplean con más frecuencia, por su menor costo son la arcilla cocida y el concreto, de los cuales este último es el más barato, pero tiene el inconveniente de deteriorarse por la acción del ácido sulfúrico que se forma en las paredes del tubo de la alcantarilla, arriba del nivel del agua, debido a la oxidación de éste ácido generado en las aguas sanitarias. En algunas tuberías antiguas se han visto lesiones considerables por esta causa. Por otra parte en muchas poblaciones de América y de Europa, se han empleado durante varios años, sin perturbaciones, tuberías de hormigón. En cambio al barro vidriado con sal puede decirse que no le afectan los productos químicos desaguados en las cloacas, ni la descomposición de la materia orgánica.

El empleo de tubos de concreto y de barro vitrificado prefabricados, en la construcción de redes negras, se ha extendido mucho y por esto al instalarse debe hacerse con mayor cuidado, procurando que las uniones entre tubo y tubo queden impermeables; evitando los posibles focos de infección. El tipo de estas uniones en esta clase de tubos es el de macho-campana, Figs. # 9 y 10 y el de mor-





taja. Fig. # 11

La unión usual se hace con mortero rico de cemento-arena. Una junta mejor es poniendo primero en todo el perímetro del tubo, un empaque de cáñamo o estopa fuertemente retorcida empapada en pasta de cemento, se calafatea y luego se llena el resto de la junta con el mortero de cemento, dejando un bisel a 45° con respecto a la parte exterior del tubo. Las uniones con mortero de cemento tienen la desventaja de su rigidez y al asentar el tubo pueden producirse grietas por las que se ocasionen filtraciones.

Cuando el nivel de las aguas freáticas queda por encima de la alcantarilla, es necesario adoptar precauciones especiales. En estos casos se emplean materiales bituminosos, más estancos y más flexibles, aunque más costosos. Se vierten calientes a unos 200°C y requiere en una empaquetadura de yute o estopa calafateada sobre el terreno.

La limpieza de este alcantarillado se hace mecánicamente por no poderse introducir un hombre para hacerlo.

Las aguas negras domésticas e industriales, se recogen mediante los artefactos sanitarios: excusados, lavabos, tinas de baño, fregaderos, mingitorios etc. y dispositivos especiales propios de cada industria; luego son conducidos al través de una red de cañerías tales como bajadas negras, tubos ventiladores, sifones, y registros, (deben evitarse las conexiones cruzadas), hasta el albañal negro, tubería que recoge o recolecta las aguas servidas del interior de una casa y las conduce fuera de ella hasta entregarlas a la alcantarilla de servicio público.

Después de estudios y experiencia se llegó a la conclusión que no debe emplearse para albañal tubo menor de 15 cm. de diámetro, cuya capacidad es muy superior a la requerida, esto es con el fin de que no se obstruyeran

fácilmente y en su limpieza no ofrezca dificultades. Por este motivo presenta el inconveniente de que cuando se tienen gastos mínimos, la corriente es incapaz de arrastrar los sólidos que contienen las aguas negras produciéndose azolves y adherencias en el interior del tubo. Para corregir este defectuoso comportamiento hidráulico se ha pretendido remover periódicamente los azolves por medio de golpes de agua, es decir introduciendo masas de ella a gran velocidad dentro del albañal. Al dispositivo para hacerlo se le llama TANQUE LAVADOR, el cual debe colocarse arriba de la cabeza o extremo alto del albañal y conectado por un tubo vertical al conducto; este depósito se abastece de la red de distribución de agua potable y que una vez lleno descarga automáticamente todo su volumen en forma violenta y casi instantánea. Su capacidad no debe ser menor de 200 litros y se ha establecido que proporcione una descarga al día. Este método es efectivo en los primeros tramos, pero luego su poder de arrastre disminuye hasta dejar de sentirse su efecto al llegar al albañal exterior. Para mejorar esta acción se requiere una gran frecuencia en los golpes de agua, lo que originaría un gran consumo de agua. Por lo anterior se deduce que es conveniente inspeccionar los albañales periódicamente y proceder a su limpieza cuando sea necesario.

También la práctica ha enseñado que los albañales no deben colocarse con pendientes inferiores al 2%, sólo en casos especiales plenamente justificados y tolerando deficiencias en su funcionamiento se puede bajar esa pendiente al 1%.

En donde quiera que se instale un alcantarillado negro, es absolutamente necesario que el agua pluvial se excluya de él; si no se sigue este criterio exactamente y estas aguas se descargan a las alcantarillas, el sistema llegará a sobrecargarse y no solamente fallará su funcionamiento sino que llegará a ser una fuente de daños o dificultades para la localidad.

De las aguas molestas de una localidad las que re-

quieren con urgencia su eliminación por los peligros que contienen son las aguas negras, es esta la causa que en múltiples ocasiones se establezca inmediatamente un alcantarillado negro.

Otros motivos por los cuales se impone la adopción de la red sanitaria sin un estudio extenso y cuidadoso son:

El Sistema combinado y el separado formado por dos redes completas, una para aguas negras y otra para aguas pluviales, son mucho más caras que la red negra, por lo cual, por menor costo se construye únicamente esta última, siempre y cuando el problema de las aguas pluviales pueda posponerse.

La topografía del terreno accidentado permite el escurrimiento por superficie de las aguas de lluvia.

La lejanía del punto de desfogue, justifica instalar una red negra.

La urgencia de un tratamiento es imperativa para confinar las aguas negras dentro de su propia red.

Las pequeñas comunidades con frecuencia consideran financieramente imposible de construir un sistema adecuado de alcantarillas combinadas y ha llegado a ser práctica común la adopción de una sola red, la indispensable, dejando la eliminación de las aguas llovedizas para cuando sea un problema urgente.

II.- CALCULO HIDRAULICO.

1.-ASIMILACION DEL ESCURRIMIENTO HIDRAULICO EN ALCANTARILLAS AL DE CANALES.

El agua es uno de los elementos esenciales para la vida; el hombre la aprovecha en diversos menesteres y con finalidades diferentes. De acuerdo con los usos que le dá, es el estudio que de ella debe hacerse.

Dos aspectos principales presenta el agua para su estudio: su calidad y su comportamiento mecánico.

Cuando se quiere emplear el agua en un abastecimiento, o utilizarla en alguna industria, adquiere principal importancia el estudio de su CALIDAD, para lo cual es necesario conocer su grado de pureza, su composición química, su carácter salubre o perjudicial, la acción diversa de ella y los cuerpos que contiene, afinidades, reacciones, etc.

En cambio, en otros aprovechamientos, este aspecto no interesa tanto, sino su Comportamiento Mecánico; como sucede al almacenarla como reserva o disponerla para regularización o como fuente de energía, o como vehículo para transportar materia sólida en suspensión (entarquinamiento).

Como líquido natural que es el agua, se encuentra en dos estados: el de reposo y el de movimiento. El primero es inestable, transitorio, casi fugaz, cualquier causa lo destruye; el segundo existe debido a que en el agua hay una tendencia pertinaz a estar en movimiento, formando corrientes, siendo éste su estado normal.

El estudio general de los fenómenos físicos del agua constituye la parte de la Física Aplicada llamada Hidráulica.

Esta se divide en : Hidrostática, parte que estudia el agua en reposo; Hidrodinámica, la que estudia su estado de movimiento, causas que la originan y efectos a que dá lugar. Por último, cuando solamente se estudia su movimiento sin considerar la energía que lleva ni las fuerzas diversas que causan su movimiento, etc. se tiene la Cinética.

En el proyecto de vasos de almacenamiento, en presas derivadoras, obras para contención de aguas, etc. se emplean las leyes de la Hidrostática; en cambio, para el aprovechamiento de la energía que lleva el agua, para su transporte (del que se derivan las obras de Conducción y Eliminación), etc. predomina su aspecto como movimiento.

El alcantarillado, para satisfacer su finalidad (la de eliminación rápida y segura de las aguas molestas de la vecindad del hombre), depende en gran parte del comportamiento hidráulico de las aguas que circulan por su interior.

Mecánica del agua.- La hidráulica ha establecido sus leyes y principios considerando un líquido perfecto, un líquido ideal. El agua como se encuentra en la naturaleza, difiere un poco de las características de un líquido perfecto; las condiciones de temperatura, posición, presión, naturaleza de la materia sólida que contiene, etc. modifican sus cualidades aumentando o disminuyendo sus discrepancias con las del líquido ideal, sin embargo estas diferencias no se toman en cuenta para estudiar su aspecto mecánico. El agua disminuye ligeramente su volumen al sujetársele a fuertes presiones; debido a la menor cohesión de sus moléculas tiene cierta viscosidad que tiene influencia en ciertos fenómenos; es un cuerpo heterogéneo, pero ya se dijo al estudiar la mecánica del agua, que se le considera como si se tratase de un líquido perfecto.

El agua se ha tomado como cuerpo tipo para establecer las unidades de medida de peso. En el sistema métri-

do, al peso de un decímetro cúbico de agua químicamente pura, a la temperatura de 4°C y una atmósfera de presión se llama kilogramo, de aquí se deduce el peso de $1\text{ cm}^3 = 1\text{ gr.}$, $1\text{ m}^3 = 1\ 000\text{ kg.}$

Peso Específico.- El peso específico de un cuerpo homogéneo es el peso de la unidad de volumen: En el sistema métrico el peso específico del agua es pues el peso de un metro cúbico de agua; aproximadamente $1\ 000\text{ kg.}$
 $w = 1\ 000\text{ kg/m}^3$ también se expresa en Ton/m^3 , kg/dm^3 , gr/cm^3 .

Densidad.- Se le da el nombre de Densidad de un cuerpo a la relación que hay del peso específico de ese cuerpo al peso específico del agua; es pues un número abstracto.

Presiones.- Supongamos dos cuerpos (1) y (2) de igual peso que están en contacto con el suelo. Fig. 12. Estos cuerpos están aplicando al suelo la misma fuerza de

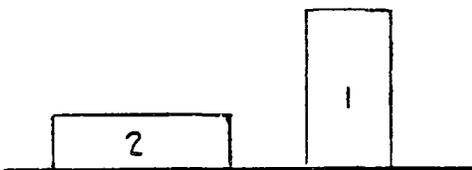


FIG-12

bido a su peso propio, (a su vez el suelo reacciona por el principio de la acción y la reacción) la que transmiten al través de sus superficies de apoyo, si de éstas la del cuerpo (2) es mayor que la del cuerpo (1) la presión ejercida sobre el suelo por el cuerpo (2) será menor que la ejercida por (1). Se ve que el valor de la presión depende de dos conceptos: de la fuerza ejercida y de la superficie de aplicación de la fuerza; en la primera varía en razón directa y en la segunda en razón inversa.

$$p = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Superficie}}$$

En resumen, la presión es la fuerza ejercida sobre la unidad de superficie y su unidad se tendrá cuando la unidad de fuerza sea ejercida sobre la unidad de superfi-

cie. En el sistema métrico la p se expresa en $\frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$, pero es una unidad muy pequeña, por lo que se emplean otras unidades derivadas que son más grandes, como el $\frac{\text{kg.}}{\text{cm}^2}$ que es 10,000 veces mayor que la anterior y se llama Atmósfera Métrica por su parecido con la Atmósfera Standard. En el Sistema Inglés se emplea igualmente la unidad derivada $\frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$ que es mayor 144 veces a la unidad de presión $\frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$

La atmósfera de la tierra ejerce una presión al nivel del mar equivalente a la que produciría una envoltura de agua de 10.32 m. de espesor, la que como es natural, disminuye a medida que aumenta la altitud; en consecuencia, en la superficie libre de un líquido actúa la presión atmosférica, distinguiéndose por esto dos clases de presión: la Absoluta y la Relativa.

Presión absoluta en un punto se le llama a la presión total que existe en ese punto, debido a todas las causas que están influyendo para producirla, siempre es de signo positivo. Se llama Presión relativa a la presión que resulta de restar la atmosférica, de la presión absoluta.

En unos casos es interesante considerar la presión absoluta, en otros no; para el tema que aquí se desarrolla no nos interesa esa consideración.

En hidráulica el agua ejerce presiones sobre los cuerpos con quienes está en contacto o encuentra a su paso. Se distinguen dos clases de presiones: la Estática y la Dinámica. La primera es producida por el agua en reposo, y la segunda lo es por el agua en movimiento. Supóngase el agua en un recipiente y en reposo, las presiones que ejerce son en el fondo y en las paredes del recipiente que la contiene, sus direcciones son hacia el fondo y hacia los lados y son normales a la superficie en la cual actúan de acuerdo con el principio de Pascal.

do, al peso de un decímetro cúbico de agua químicamente pura, a la temperatura de 4° C y una atmósfera de presión se llama kilogramo, de aquí se deduce el peso de $1 \text{ cm}^3 = 1 \text{ gr.}$, $1 \text{ m}^3 = 1\,000 \text{ kg.}$

Peso Específico.- El peso específico de un cuerpo homogéneo es el peso de la unidad de volumen: En el sistema métrico el peso específico del agua es pues el peso de un metro cúbico de agua; aproximadamente $1\,000 \text{ kg.}$
 $w = 1\,000 \text{ kg/m}^3$ también se expresa en Ton/m^3 , kg/dm^3 , gr/cm^3 .

Densidad.- Se le da el nombre de Densidad de un cuerpo a la relación que hay del peso específico de ese cuerpo al peso específico del agua; es pues un número abstracto.

Presiones.- Supongamos dos cuerpos (1) y (2) de igual peso que están en contacto con el suelo. Fig. 12. Estos cuerpos están aplicando al suelo la misma fuerza de



FIG-12

bido a su peso propio, (a su vez el suelo reacciona por el principio de la acción y la reacción) la que transmiten al través de sus superficies de apoyo, si de éstas la del cuerpo (2) es mayor que la del cuerpo (1) la presión ejercida sobre el suelo por el cuerpo (2) será menor que la ejercida por (1). Se ve que el valor de la presión depende de dos conceptos: de la fuerza ejercida y de la superficie de aplicación de la fuerza; en la primera varía en razón directa y en la segunda en razón inversa.

$$p = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Superficie}}$$

En resumen, la presión es la fuerza ejercida sobre la unidad de superficie y su unidad se tendrá cuando la unidad de fuerza sea ejercida sobre la unidad de superfi-

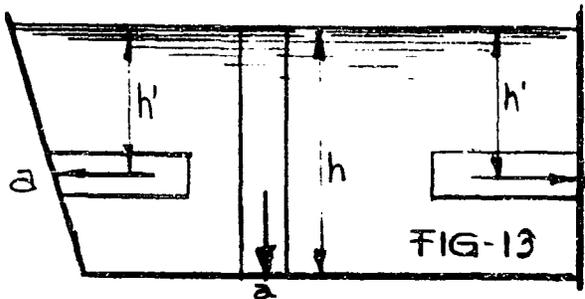
cie. En el sistema métrico la p se expresa en $\frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$, pero es una unidad muy pequeña, por lo que se emplean otras unidades derivadas que son más grandes, como el $\frac{\text{kg.}}{\text{cm}^2}$ que es 10,000 veces mayor que la anterior y se llama Atmósfera Métrica por su parecido con la Atmósfera Standard. En el Sistema Inglés se emplea igualmente la unidad derivada $\frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$ que es mayor 144 veces a la unidad de presión $\frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$

La atmósfera de la tierra ejerce una presión al nivel del mar equivalente a la que produciría una envoltura de agua de 10.32 m. de espesor, la que como es natural, disminuye a medida que aumenta la altitud; en consecuencia, en la superficie libre de un líquido actúa la presión atmosférica, distinguiéndose por esto dos clases de presión: la Absoluta y la Relativa.

Presión absoluta en un punto se le llama a la presión total que existe en ese punto, debido a todas las causas que están influyendo para producirla, siempre es de signo positivo. Se llama Presión relativa a la presión que resulta de restar la atmosférica, de la presión absoluta.

En unos casos es interesante considerar la presión absoluta, en otros no; para el tema que aquí se desarrolla no nos interesa esa consideración.

En hidráulica el agua ejerce presiones sobre los cuerpos con quienes está en contacto o encuentra a su paso. Se distinguen dos clases de presiones: la Estática y la Dinámica. La primera es producida por el agua en reposo, y la segunda lo es por el agua en movimiento. Supóngase el agua en un recipiente y en reposo, las presiones que ejerce son en el fondo y en las paredes del recipiente que la contiene, sus direcciones son hacia el fondo y hacia los lados y son normales a la superficie en la cual actúan de acuerdo con el principio de Pascal.



En la fig. 13 se indica un recipiente con agua. En una porción de superficie a , en el fondo, se está ejerciendo una presión igual al peso de una columna de agua de base a y

de altura h , o sea la distancia del centro de gravedad de esa superficie a a la superficie libre del líquido. Si se toma igual sección a en una pared, se verificará sobre ella una presión lateral cuyo valor es igual al peso del prisma de agua que tiene como base a y por altura la profundidad h' del centro de gravedad de la mencionada sección, y todos los puntos sobre el mismo plano horizontal, tienen igual presión.

Al peso del agua por unidad de superficie sobre la cual ejerce su acción y en las condiciones ya dichas se le llama **Presión Estática**.

En la fig. 13 el peso del prisma es

$$W = w a h, \quad W' = w a h'$$

y las presiones $p = \frac{w a h}{a} = w h$, $p' = w h'$

Como está dicho con anterioridad, la presión se mide generalmente en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ pero hay ocasiones que se expresa en m. de columna de agua y quiere indicarse con esto que es la presión producida por un prisma cuya altura es esa. La relación que guardan entre sí estas unidades es:

$$p = \frac{h}{10} \text{ kg/cm}^2$$

En general, para cualquier líquido la altura h que origina la presión p (carga de presión) es

$$h = \frac{p}{w}$$

Resumiendo, la presión estática o hidrostática depende de la carga o profundidad h .

Cuando el agua está en movimiento, sus partículas se disponen en forma de filetes dando lugar a una vena líquida cuyo conjunto vienen a constituir la corriente, y ejerce la acción de su peso en el conducto por el cual corre, si se interpone un obstáculo en su camino lo golpea, lo empuja y tiende a moverlo con una fuerza diferente a la anterior llamada Presión Dinámica y que depende además del peso del agua, de la velocidad de la misma; su valor puede ser igual o diferente de la estática.

Característica general del movimiento del agua. En un depósito se tiene agua en reposo, puesto que toda molécula es atraída hacia el centro de la Tierra y puesto que todas tienen una gran movilidad, se puede prever que habrá una tendencia general de las moléculas a colocarse lo más bajo posible en el fondo del recipiente. Se comprende que las moléculas que queden en el fondo, tendrán que soportar el empuje de las que están encima y a los lados; como estas acciones son mutuas se contrarrestan estableciéndose un estado de equilibrio que es el reposo.

Si en una pared del depósito, Fig. 14, se practica un orificio, el empuje que una partícula c estaba ejerciendo sobre la sección de pared, mueve a dicha partícula, impulsándola a salir por el orificio con cierta velocidad que depende directamente del valor de la carga h , su dirección será horizontal en un principio, pero luego debido a la gravedad desviará su trayectoria afectando la forma de una parábola cuando su caída sea libre.

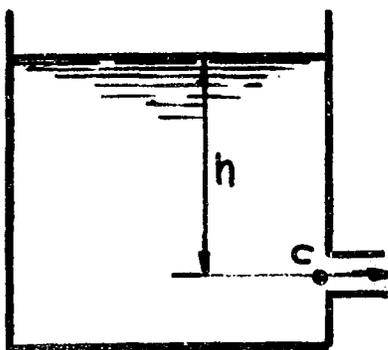
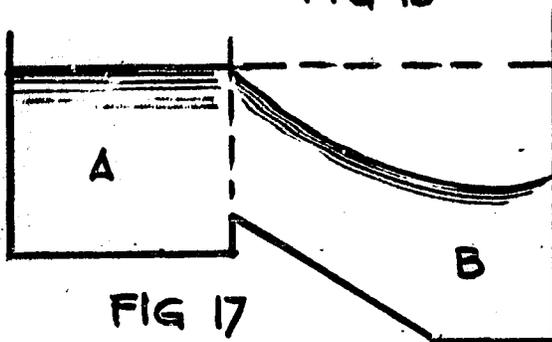
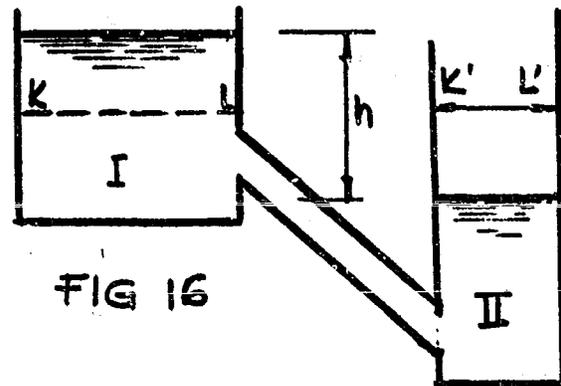
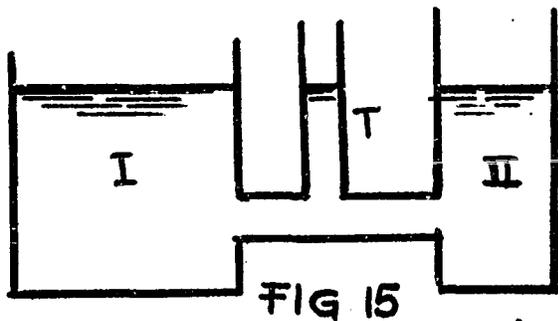


FIG-14

Una de las características del agua, es que tiende

a recuperar rápidamente su nivel y se debe a la tendencia irrefrenable de su movimiento a bajar siempre.

Supóngase que se tiene un recipiente I, fig. 15 - lleno de agua y se conecta por medio de un tubo a otro recipiente II vacío, en virtud de la tendencia, ya explicada, el agua se precipita por el conducto y comienza a llenar el depósito vacío; la afluencia de agua de I a II cesa hasta que el agua en los dos depósitos adquiere el mismo nivel.



Si ya en reposo estos recipientes, se baja el depósito II de tal manera que la diferencia de niveles sea h se inicia nuevamente la afluencia de I a II hasta quedar al mismo nivel

KL K' L' Fig. 16. Si en lugar de un tubo se tiene un con-

ducto abierto, Fig. 17, que comunique un depósito A con un depósito B más bajo, y si de este último el agua no puede desalojarse, empieza a acumularse, elevándose hasta adquirir un nivel común en los dos depósitos A y B.

Si en los tres casos el recipiente a donde fluye el agua tuviera manera de dejarla salir y en el depósito que suministra el agua pudiera conservar el mismo nivel se establecería una corriente continua originada por la altura h .

Supóngase que en el caso de la figura 15 se inserta un tubo vertical en T, se nota que el agua sube en él, en

virtud de la misma tendencia a buscar su nivel, hasta al canzarlo y no subirá más arriba. Es esta misma tendencia la que explica que en todo el contorno del tubo T se están ejerciendo presiones, que en el caso de los recipientes de superficie libre solo actúan sobre el fondo y las paredes y aquí se efectúan también hacia arriba.

Si se quisiera remontar el agua a una altura h -- tendría que impulsarse comunicándole fuerzas ajenas a -- ella, sólo en el caso de correr confinada en un tubo sue le darse el caso de un movimiento ascendente espontáneo; también en los fenómenos de capilaridad se tiene una natural tendencia a subir, pero este fenómeno tiene poca importancia en los movimientos estudiados.

Por las consideraciones anteriores se concluye que la carga h que es profundidad dentro de la masa de un líquido y que es la determinante de la intensidad de las presiones hidrostáticas, produce velocidad cuando el agua puede correr. Igualmente el desnivel h que salva el agua para ir por sí misma de un lugar a otro es también motivo de movimiento.

Un fluído en movimiento presenta en algunos casos -- condiciones muy complejas y por lo tanto el fenómeno no -- puede ser expresado de una manera exacta en forma matemática debido a las condiciones exteriores más o menos variadas.

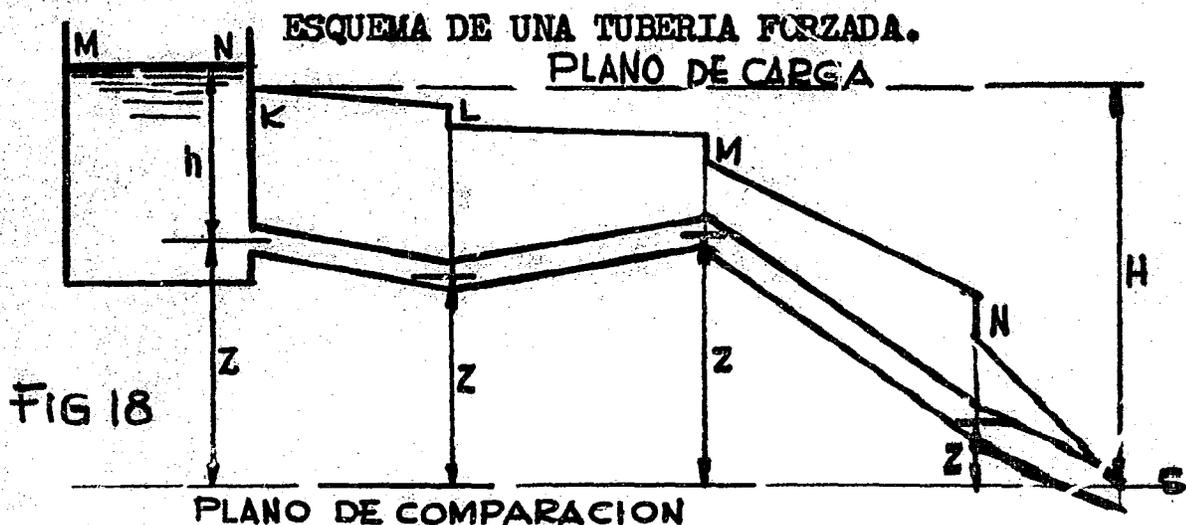
En ocasiones para la concepción clara de un fenómeno es necesario suponer condiciones ideales que permiten establecer algunas fórmulas fundamentales y afectarlas -- luego de coeficientes; otras veces se establecen fórmulas empíricas dentro de ciertos límites y que pueden aplicarse en la práctica, pero que sin embargo, resulta aventurado para el ingeniero escoger para sus cálculos tal o cual fórmula, sino que además también es importante que escoja los coeficientes adecuados para cada caso particular. Con la ayuda de la ingeniería experimental el acervo de conocimientos que sobre hidrodinámica se han obtenido en las-

últimas décadas ha sido considerable.

Conducción.— La conducción del agua consiste en su transporte al través de tuberías o canales, siendo las principales formas de hacerlo, conducción como corriente forzada y como cauce libre o abierto como canal.

Conducción en tubería forzada se denomina al escurrimiento de un fluido dentro de una canalización cerrada en todo su perímetro y con presiones generalmente distintas a la atmosférica.

Para ver como se efectúa el escurrimiento en una tubería forzada, supóngase un depósito D de almacenamiento, fig. 18, el agua se va a transportar a un lugar más bajo S, por medio de un conducto cerrado, insertado en la parte inferior de una de sus paredes que puede tener diversas inflexiones o no. En virtud de la carga h el agua corre por la tubería y tiene la tendencia a estarse ejerciendo sobre su envoltura una presión en todas direcciones, muy superior a la que ejerce la corriente libre, la falta de libre expansión la convierte en corriente forzada.



Si se obtura la salida S el agua deja de correr y si en la tubería se insertan en diversos puntos tubos verticales, (piezómetros) el líquido ascendería hasta el nivel del depósito MN. El plano que contiene a este ni-

vel se llama plano de carga. Si después se destapa la salida S el agua sale por ella y en los piezómetros se abate el nivel en diversa proporción, tendiendo a formar una línea quebrada que se llama línea o nivel piezométrico o nivel hidráulico KLMNS y que debido a pérdidas por fricción, esta línea o nivel siempre es descendente en el sentido de la corriente, tomando una cierta inclinación llamada gradiente hidráulico, tanto mayor cuanto menor sea la sección de la cañería y cuanto más grande sea el gasto.

Es como si el plano de carga se abatiese hasta formar la superficie piezométrica.

Hagamos pasar un plano paralelo al de carga por la salida S, que se designa como plano de comparación, la distancia vertical entre estos planos se llama carga o altura hidráulica y es constante en todo el trayecto de la conducción, formándola en general tres cargas: La de velocidad, la de presión y la de posición.

Las alturas entre el plano de carga y el nivel piezométrico, se llaman cargas de velocidad o alturas dinámicas, y son las fracciones de h que se han transformado en velocidad (energía estática o latente convertida en cinética o actual.) Las distancias comprendidas entre el eje del tubo y el nivel piezométrico se llaman cargas de presión o estáticas, y por último las distancias entre el eje de la tubería y el plano de comparación se llaman cargas de posición y están representadas en la figura por z

A la salida del recipiente D, el agua escurre por la tubería en virtud de la carga estática h, pero también tiende a caer en virtud de la altura z, desnivel que tiene que salvar para llegar a S, siendo en este punto en donde z o carga de posición tiene un valor de cero.

En cualquier punto de la tubería, la suma de las tres cargas es constante e igual a H o carga total y re

presenta esa suma de las tres energías mecánicas que el agua posee: la cinética, la potencial y la de presión.

Este es el teorema de Bernoulli que dice: "Si no hay pérdida de carga entre dos secciones de la circulación de un líquido en régimen permanente, la suma de las cargas de altura o posición, de velocidad y de presión es constante en cualquier sección del líquido".

Régimen permanente es el escurrimiento del mismo volumen por unidad de tiempo por todas las secciones de un conducto; la velocidad puede ser o no la misma, siendo inversamente proporcional a la sección por la que pasa.

En la conducción por cauce abierto o canal, el líquido escurre estando en contacto permanente con la atmósfera al través de una porción de su contorno, denominada superficie libre, la que puede ser considerada como isobárica.

Los cursos de aguas naturales, ríos o torrentes, constituyen casos típicos de escurrimiento en canales.

En éste, las presiones que el agua ejerce son únicamente sobre el fondo y paredes del cauce que la contiene y las partículas en movimiento tienden a bajar sin pretender nunca salir hacia arriba de la superficie. Lo que origina el movimiento del agua es el desnivel h que existe entre la parte alimentadora y el final del curso del río.

En la fig. 19 se muestra un esquema del escurrimiento en cauce libre; en este caso solo se tiene carga de posición en un principio y es la que produce el descenso del agua. Es como si en el caso de la tubería se bajase el

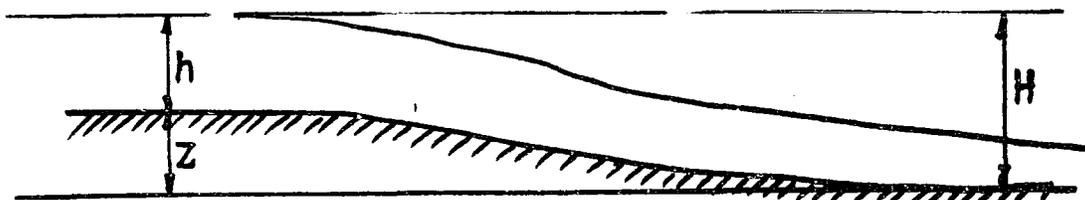


FIG 19

plano de carga hasta la salida, y se adaptase a la superficie de la corriente. No habiendo presión hidrostática, no se tendrá ninguna elevación de agua y por lo tanto el nivel piezométrico se confunde con la propia superficie del agua. Su escurrimiento es continuo, sin poder remontar alturas como en el caso de la tubería forzada.

Gastos y Velocidades.- El objeto de la conducción es transportar masas de agua de un lugar a otro, ya sea por medio de una tubería forzada o de un canal; por lo tanto es necesario conocer el movimiento del agua al pasar por los conductos, qué resistencia encuentra, qué presiones ejerce, etc.

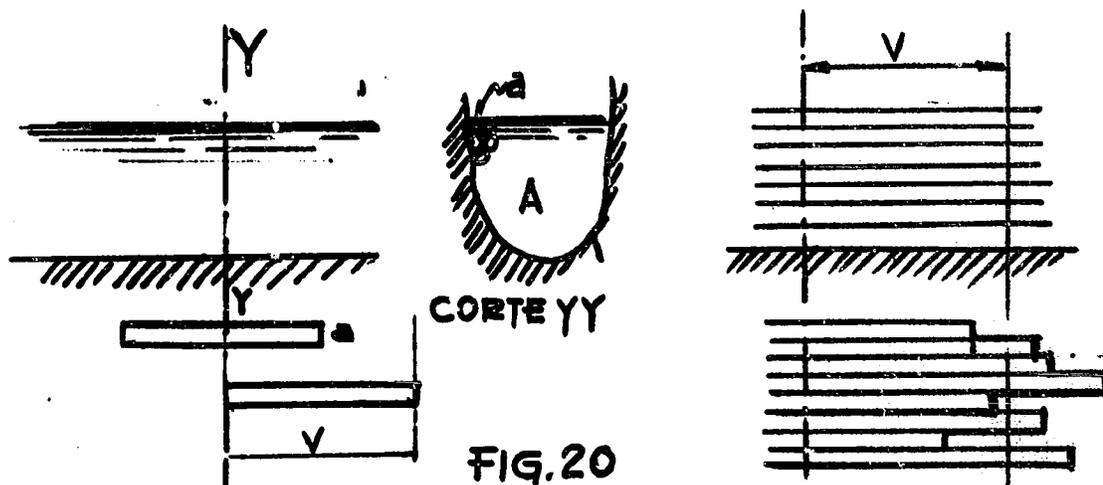
Definiciones.- Se llama gasto o caudal de una corriente, al volumen de agua que en una unidad de tiempo pasa por una sección y se representa generalmente por Q .

Se llama velocidad, al espacio recorrido por un móvil (en este caso el agua) en la unidad de tiempo.

En un sólido es sencillo comprender que un cuerpo se mueva con tal o cual velocidad, constante o variable. En una masa líquida en movimiento, no resulta muy claro hablar de velocidad, precisamente por estar formada de moléculas con poca cohesión entre sí, de las que cada una tiende a adquirir un movimiento, que al mismo tiempo que es propio e independiente interfiere con el de las otras y forman un complicado fenómeno de conjunto.

Una corriente no es más que un conjunto de filetes líquidos en movimiento, si se considera un filete aislado a un prisma líquido de una sección muy pequeña a fig.20 si por una sección cualquiera de un conducto pasa este filete animado de una velocidad, el camino recorrido por él en la unidad de tiempo será v , y el volumen de este prisma no es otro que el gasto escurrido por la sección A y cuyo valor es

$$dq = av$$



Como la sección total de conducto A está formada por todas las secciones pequeñas de los filetes, podemos expresarla así $A = \sum a$, además cada filete lleva su velocidad propia.

El gasto que circula en toda la sección será

$$Q = a_1 v_1 + a_2 v_2 + \dots + a_n v_n = \sum a v$$

Si todos los filetes se movieran con igual velocidad, el gasto se expresaría mediante la fórmula fundamental de la Hidráulica:

$$Q = vA.$$

El problema no es tan sencillo, pues como ya se dijo: no todos los filamentos tienen igual velocidad, unos pasan con mayor rapidez que otros por la sección considerada, de tal manera, que el gasto no es el volumen del prisma de base A y altura v , sino de base A y alturas variables, pero si se toma una altura media es decir una velocidad media se tiene la expresión sencilla:

$$Q = A v_{\text{media}}$$

Los filetes están animados de velocidades diferentes, pero que en conjunto equivalen a la velocidad media.

Es el caso de una conducción se tienen expresiones -

semejantes para cada sección:

$$Q = av \quad Q_1 = a_1v_1 \quad Q_2 = a_2v_2 \text{ etc.}$$

Quando se tiene un régimen establecido, (es decir que su velocidad no varía con el tiempo) el mismo gasto que pasa por una sección pasa por todas las demás secciones del conducto.

$$Q = av = a_1v_1 = a_2v_2 \dots = a_nv_n$$

A esta ecuación se le llama de continuidad.

Ahora se determinará el valor de la velocidad de la ecuación anterior para lo cual se deberán hacer algunas consideraciones acerca de los movimientos de corpúsculos pequeñísimos, sólidos y líquidos para poder deducir leyes que nos permitan cuantificar el movimiento real de la corriente.

Supóngase un punto material en el espacio (una concentración de materia de dimensiones tan pequeñas que pueden despreciarse) m , fig. 21, sobre él actúa únicamente la fuerza de atracción de la tierra, en virtud de la cual

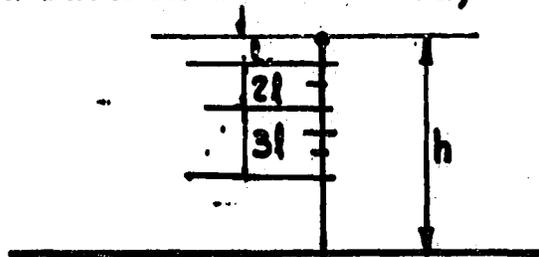


FIG 21

se desplaza en dirección vertical, (a plomo) si no hay causas que se opongan. Si se desprecia la resistencia del aire, el punto recorre la distancia h con un movimiento uniformemente acelerado, es decir, que la velocidad se incrementa una cantidad constante por cada unidad de tiempo transcurrido; el punto material recorre en la primera unidad de tiempo, la distancia l , en la segunda unidad recorre $2l$, en la tercera desciende $3l$ y así sucesivamente..... Al incremento de la velocidad se le llama

ma aceleración y en este caso es la aceleración de la gravedad, cuyo valor en un lugar a 45° de latitud y al nivel del mar es de 9.81 metros/seg² (32.28 pie/seg²) y generalmente se le designa con la letra g . La velocidad la expresamos:

$$v = gt \quad (1)$$

El móvil m recorrerá la distancia h en un tiempo determinado \underline{t} , si suponemos ahora que el cuerpo recorre esa distancia en el mismo tiempo \underline{t} pero animado de un movimiento uniforme, es decir que recorre espacios iguales en tiempos iguales (el incremento de la velocidad es lineal) su velocidad media será:

$$v_{\text{media}} = \frac{0 + gt}{2} = \frac{gt}{2}$$

El espacio recorrido h en ese tiempo \underline{t} valdrá

$$h = \frac{gt}{2} t = \frac{1}{2} gt^2$$

de (1) $t = v/g$ y sust. en ecuación anterior.

$$h = \frac{1}{2} g \frac{v^2}{g^2} = \frac{v^2}{2g}$$

Despejando v $v = \sqrt{2gh} \quad (2)$

Esta fórmula es teórica pues se ha despreciado la resistencia del aire y proporciona la velocidad de caída de un cuerpo. Como $2g$ es una cantidad constante para cada lugar, se deduce que \underline{v} es una función de \underline{h} .

Si en lugar de descender libremente lo hace sobre una superficie inclinada KP' (fig. 22) que no ofrece nin-

guna resistencia, el punto material, adquirirá al deslizar, un movimiento uniformemente acelerado cuya velocidad al llegar a la superficie horizontal será $v = \sqrt{2 gh}$

La caída de un cuerpo se comporta como si toda su masa estuviese concentrada en su centro de gravedad, por lo tanto su movimiento se puede asimilar al de una partícula material siempre y cuando se desprecien las resistencias y obstáculos. Como en realidad el cuerpo tiene su-

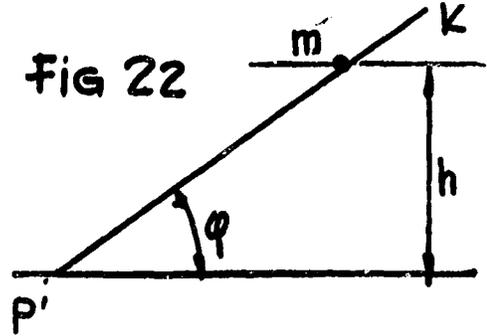


Fig 22

perficies nada despreciables que limitan su volumen, al caer, su movimiento es retardado por las diferentes resistencias que encuentra, siendo su velocidad menor al dado por la expresión $v = \sqrt{2 gh}$

Al libre deslizamiento de un cuerpo sobre un plano inclinado se opone una fuerza llamada de fricción o rozamiento, ocasionada por la inevitable rugosidad de las superficies en contacto; la del plano, y la del cuerpo; además también el aire presenta una resistencia a ese libre deslizamiento.

Una partícula líquida aislada no se diferencia fundamentalmente de un punto material, pero sí una corriente constituida por un conjunto de filetes líquidos, formados por sucesiones de moléculas de agua, que debido a su excesiva movilidad, a la fricción casi nula entre ellas, y a la acción constante de la gravedad, forman un complicado tejido o maraña de trayectorias, a cuyos movimientos es imposible encontrarles las expresiones matemáticas de las leyes que los rigen. Si una molécula líquida desciende por un plano inclinado, se comporta como un punto material, su velocidad será $v = \sqrt{2 gh}$. Si en lugar de una molécula se tiene una masa líquida, se puede confinar su movimiento sustituyendo el plano de descenso por un conducto que evite la dispersión de las moléculas; el agua correrá formando una corriente, fig. 23 y se observa que en secciones cercanas el punto de partida K, la velocidad -

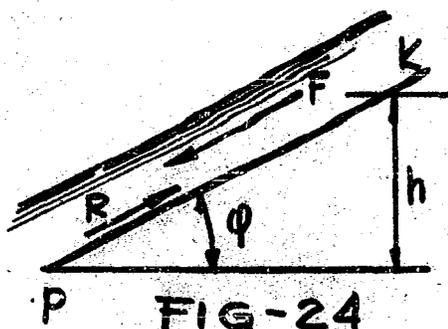


FIG-24

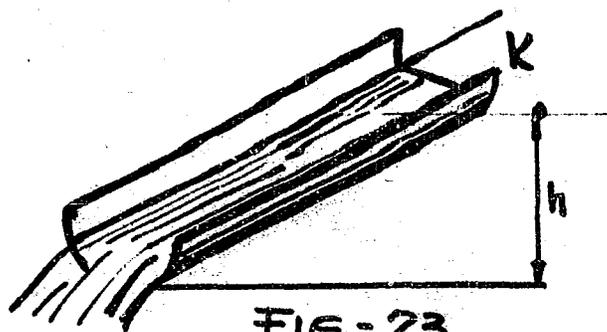


FIG-23

se incrementa, pero cuando el régimen se ha establecido, - la velocidad media se conserva constante; fenómeno contrario al ya visto. De esto se concluye que deben existir una o varias fuerzas que se oponen al movimiento acelerado, y estas fuerzas serán contrarias a la acción de la gravedad y destruyen el efecto de ésta. Sea F la fuerza que origina el movimiento acelerado de la masa líquida para recorrer una distancia, en ese trayecto habrá otra fuerza R igual y contraria que consume la aceleración, originando, por lo tanto $F = R$.

La magnitud de la fuerza F , depende de la fuerza de atracción de la gravedad y de la altura h que determina el valor teórico de la velocidad. $F = gh$.

El valuar la fuerza R es un problema insoluble, debido al movimiento caprichoso del agua con trayectorias diversas de espontánea tendencia circular. Débese a Bazin - físico francés, la idea de sustituir la corriente real por una ficticia, de movimientos simples y uniformes, corriente formada de filetes paralelos de igual velocidad y cuyo estudio ha permitido deducir leyes y fórmulas sencillas. Las corrientes naturales no adquieren este ideal movimiento llamado tranquilo, aunque muchas veces se le aproxime, sino que dá lugar a un régimen de escurrimiento muy diverso del cual ya hablé y que se designa con el nombre de turbulento.

En la conducción del agua por una tubería o por un canal se intenta aproximarse lo más posible al régimen uniforme y tranquilo, para lo cual se dispone ésta en tal forma de favorecer el escurrimiento del agua sin tropiezos, ni motivos de disturbio. Todas las causas que alteran es-

te movimiento uniforme, se consideran englobadas en el valor de la resistencia R .

Las fórmulas encontradas no pueden considerarse sino como aproximadas debido a que muchos de los factores que influyen en este fenómeno han escapado al control del cálculo. En la práctica se cuantifican estos factores incontrolables en conjunto por coeficiente deducidos en laboratorios experimentales.

Los primeros investigadores de la Hidráulica consideraron que cuatro causas eran las que originaban esa fuerza de resistencia R :

La presión estática de la corriente H
 La superficie de contacto del conducto S
 El gasto de la corriente o bien la sección
 de la misma A
 La velocidad de escurrimiento, es decir V

$$R = f (H, S, A, V)$$

Pero luego encontraron que la presión no influía en R pues tanto en las tuberías como en los cauces libres actuaba con la misma intensidad por lo que concluyeron que $R = f (S, A, V)$.

Existen otros factores que contribuyen al retardo del movimiento acelerado, como la turbulencia y la viscosidad o fricción interna, que no se tomaron en cuenta en forma expresa en las tres causas enumeradas.

Las superficies de los conductos siempre son causa de resistencia al deslizamiento del agua, ocasionada por su ineludible aspereza, la que tiende a detener el movimiento de las partículas líquidas en contacto. En un principio no se le consideró a la aspereza ninguna influencia porque suponían que ésta quedaba cubierta de una capa de partículas líquidas, inmóviles, que permitían el libre deslizamiento del resto del agua. El valor de R se consideró directamente proporcional a la extensión de la superficie,

formada por el perímetro mojado P (la parte del perímetro total de la sección que entra en contacto directo con el agua) y la longitud del conducto L , lo que podemos expresar así:

$$R = p L f (A, v) \quad (3)$$

Supóngase una sección circular de diámetro d y área a ; si se duplica el diámetro el perímetro aumentará al doble aumentando también al doble la causa de fricción, pero el área ha aumentado al cuádruplo del área original a . Por lo tanto en un conducto cualquiera donde una corriente circule a velocidad constante la fuerza R varía en razón inversa al gasto Q y por consecuencia del área A de la sección de dicha corriente; entonces tenemos:

$$R = \frac{pL}{A} f (v) \quad (4)$$

Después de numerosas experiencias para relacionar la resistencia R y la velocidad de la corriente se encontró que R es directamente proporcional a v . En la interpretación de los resultados de estas experiencias Prony estableció la función $v, f (v)$ en la forma siguiente.

$$f (v) = Av + Bv^2 \quad (5)$$

En donde A y B eran coeficientes que dependían de las circunstancias de la experiencia y además debían de englobar otras variables no consideradas. Posteriormente se encontró que el término Av podía desprejarse reduciéndose la función a

$$f (v) = Bv^2$$

Por lo tanto sust. en (4)

$$R = \frac{pL}{A} Bv^2 \quad (6)$$

Recordando que $F = R$ y $F = gh$ y sustituyendo en la expresión anterior queda finalmente

$$hg = B \frac{pl}{A} v^2 \quad (7)$$

en la que g y B son coeficientes aunque en realidad sólo lo es g ya que B es variable, pero esto permitió establecer las primeras ecuaciones de forma muy sencilla.

Fórmulas de tubos y canales.

En una conducción cualquiera, el problema que de inmediato se presenta es decidir sobre el tipo de conducto por emplear, es decir, si es por tubería forzada o por canal. A continuación se exponen las fórmulas más comunes para estos tipos de conducción.

Cauces abiertos. A. Brahm hizo notar que la pendiente viene determinada por la condición de que, la resistencia que al movimiento opone el cauce, sea igual a la componente de la gravedad en la dirección del mismo. En este tipo de conducción la superficie libre coincide con el nivel piezométrico del líquido en circulación, siendo por lo tanto la pérdida de carga y la pendiente, iguales.

De la expresión (7) se despeja v

$$v = \sqrt{\frac{hgA}{Elp}} \quad (8)$$

A la relación del área entre el perímetro mojado se le llama radio medio o radio hidráulico y suele representarse por \underline{r}

$$r = \frac{A}{p} = \frac{\text{Área de la sección transversal de la corriente}}{\text{Perímetro mojado}}$$

Además al cociente de la altura h (que desciende - el agua) entre la proyección de la longitud L del conducto se le representa por s .

$$s = \frac{h}{\text{proy } L.}$$

Teniendo en cuenta que h es muy pequeña comparada con L se confunden la $\text{tg } \phi$ con el $\text{sen } \phi$ siendo ϕ el ángulo que forma la plantilla del conducto con el plano horizontal.

$$s = \frac{h}{L}$$

Sustituyendo estas relaciones en (8)

$$v = \sqrt{\frac{g}{B}} \sqrt{rs}$$

considerando que $\sqrt{\frac{g}{B}}$ es constante y sustituyéndola por la letra C queda:

$$v = C \sqrt{rs} \quad (9)$$

fórmula de estructura sencilla debida a Chezy y muy empleada en canales. De ella se deduce que el área A , no debe tener determinada forma sino que está caracterizada por el radio hidráulico r .

En los conductos forzados la pérdida de carga figura como factor esencial en las ecuaciones del movimiento; definiéndose como la relación de la diferencia de niveles piezométricos a la longitud del tubo, y es en general distinta de la pendiente geométrica, (la o las pendientes del conducto) de los mismos. La forma de la sección del conducto también puede ser cualquiera, debido a que el períme

tro mojado es en este caso todo el contorno interior del tubo; es más imperativo tener mayor sección encerrada en el menor perímetro.

Partiendo de (7) y despejando h

$$h = B \frac{p}{A} L \frac{v^2}{g} = 2B \frac{p}{A} L \frac{v^2}{2g}$$

sustituyendo $\frac{p}{A}$ por $\frac{1}{r}$

$$h = 2B \frac{1}{r} L \frac{v^2}{2g} \quad (10)$$

En el caso particular de conductos de sección circular:

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

Con lo que la ec. (10) se simplifica

$$h = 8B \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (10')$$

Se puede involucrar $8B$ en un solo coeficiente f

$$h = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (11)$$

Esta fórmula es muy empleada en el cálculo de tubos forzados y se debe a Darcy; el valor h es la pérdida de carga.

En las fórmulas (9) y (11) supusieron que c y f

eran constantes, pero pronto se dieron cuenta que la rugosidad del conducto influía en la circulación del líquido que transportaba, además para encontrar la influencia de la velocidad v en la fuerza de resistencia R , supusieron $f(v) = B v^2$ y despreciaron Av ; demostrando la experiencia que v no intervenía en esa forma tan sencilla. Todo esto alteraba la sencillez de las fórmulas; para conservarlas pretendieron incluir todas las nuevas variaciones en los valores de C y f .

A continuación se hace una exposición de la manera como fueron transformándose estos coeficientes.

Primeros valores numéricos de c .

Fué C. A. Coulomb quien demostró que la resistencia que el agua opone a los cuerpos que se mueven lentamente en su seno, puede expresarse por una función binómica, cuyos términos sean respectivamente, proporcionales a la velocidad y a su cuadrado.

Fundándose en esta consideración Girard dedujo la expresión $s = Av + Bv^2$. Esta comunidad de coeficientes para v y v^2 fué criticada por R. de Prony quien basándose en experiencias de Dubuat propuso la fórmula

$$rs = 0.00004 v + 0.000309 v^2 \quad (12)$$

Esta ecuación de segundo grado se conoce con el nombre de fórmula de Prony. Su empleo resulta por demás laborioso; en cambio despreciando el primer término del segundo miembro se simplifica mucho.

$$rs = 0.000309 v^2$$

$$\text{despejando } v: \quad v = 57 \sqrt{rs} \quad (13)$$

es decir $c = 57$ y sus unidades son $\sqrt{m/\text{seg}}$

Fórmula de Dubuat. Dubuat fundándose en experien

cias propias de gran precisión propuso sustituir la fórmula de Chezy por la

$$v = \frac{48.85 \sqrt{r} - 0.80}{\sqrt{\frac{1}{r} - \log \text{nat} \sqrt{\frac{1}{r}} + 1.6}} - 0.05 \sqrt{r} \quad (14)$$

cuya aplicación resulta difícil por su complicada estructura, mientras que Eytelwein dedujo de parte de las experiencias de Dubuat la fórmula sencilla

$$v = 50.9 \sqrt{rs} \quad (15)$$

Fórmula de Tadini.- Hizo las mismas consideraciones que Prony y despreció el término de v , además redondeó el valor del coeficiente v^2

$$rs = 0.0004 v^2$$

$$\therefore v = 50 \sqrt{rs} \quad (16)$$

fórmula muy empleada en Italia.

Tanto la fórmula de Prony como la de Tadini tienen estructura igual a la de Chezy; son sólo aproximadas. La de Tadini da buenos resultados en el movimiento de aguas profundas, tranquilas y de pendiente débil.

Por su sencillez puede emplearse en las consideraciones preliminares de un anteproyecto.

La fórmula de Chezy es tan simple que su aplicación resulta de gran facilidad. Esta sencillez sería ideal si el valor C fuese constante, como en un principio se creyó, pero desgraciadamente nuevas experiencias demostraron que variaba de 10 a 100, de tal manera que los valores en contrados de 50 y 57 se referían a casos particulares. La rugosidad de las paredes de los conductos pronto manifestó su influencia en la resistencia R y se pretendió invo

lucrarla en la determinación de una serie de valores, a los que se llamó Coeficientes de Rugosidad, dependientes de la aspereza; por lo que C no es un número abstracto sino una función de la rugosidad de la superficie del con ducto que está en contacto con el líquido.

Variación de C con el radio hidráulico r .

Fórmula de Darcy.- Este físico en unión de Bazin - llegaron a reconocer la importancia esencial de la natura leza de las paredes, y estudiando ésto observaron que a igualdad de radio hidráulico r y pendiente s la velo cidad en sección triangular, rectangular o trapezoidal, era idéntica; mientras que para secciones semicirculares la velocidad era $1/10$ mayor que para las secciones antes dichas. Esta observación ha sido poco tomada en cuenta, en parte porque la sección semicircular nunca se presenta en los cursos naturales y rara vez en los artificiales. Estos investigadores franceses convinieron en despreciar el término Av de la función v . Partiendo de la expre sión

$$rs = Bv^2$$

de donde

$$v = \frac{1}{\sqrt{B}} \sqrt{rs} = C \sqrt{rs}$$

pretendieron fijar más exactamente el valor de B con la siguiente expresión, en que ya interviene el radio hidráulico:

$$B = \alpha + \frac{\beta}{r}$$

en los que α y β son nuevos coeficientes, y desde entonces se entrevió que éstos obedecían a leyes desconocidas, pero relacionadas con la naturaleza de las paredes de los canales. Bazin encontró que C variaba entre 10 y 86. Por lo tanto

$$C = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{r}}}$$

sustituyendo en la fórmula de Chezy

$$v = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{r}}} \sqrt{rs}$$

Los valores de α y β están relacionados con la rugosidad de las paredes. Darcy estableció para ellos los valores que se encuentran en la tabla I.

Fórmulas de Bazin.- Posteriormente Bazin modificó el valor de C , llegando a encontrar una relación más sencilla entre él y la aspereza o pulimento del conducto. Designó a la rugosidad por la letra n y estableció la siguiente expresión debiendo conocerse el valor de n :

$$c = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{r}}} \quad (17)$$

Bazin estableció seis valores para este factor n . (Tabla II). Esta fórmula se ha empleado mucho en Europa y ahora mismo, en la actualidad, tiene mucha aplicación. En el sistema inglés resulta:

$$c = \frac{157.6}{1 + \frac{n}{\sqrt{r}}} \quad (18)$$

Fórmula de Mognié.- Se propuso otra fórmula en función de r y n :

$$c = \frac{81 - n}{1 + \frac{0.02 n}{r + \sqrt{r}}} \quad (19)$$

Mognié asignó valores especiales a n considerando cinco categorías:

Paredes muy lisas	$n = 1$
Paredes lisas	$n = 3$

Paredes de tabiques bien pulidos, barro vitrificado	n = 12
Canales de tierra	n = 22
Superficies muy rugosas	n = 30

Esta fórmula no se emplea mucho no obstante su sencillez.

Fórmula de Manning.- En 1890 el irlandés Roberto Manning, como resultado de sus experiencias, propuso una expresión para la velocidad en conductos de cauce libre modificando el exponente $1/2$ del radio hidráulico r de la fórmula de Chezy; y el coeficiente C lo pone en función de la rugosidad n y de r .

$$C = f(n, r) = \frac{1}{n} r^{2/3}$$

sustituyendo en la fórmula de Chezy:

$$v = C \sqrt{rs} = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad (\text{sistema métrico}) \quad (20)$$

$$v = \frac{1.486}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad (\text{sistema inglés}) \quad (21)$$

Para cursos naturales Manning da la fórmula

$$C = 34 \left(1 + \frac{\sqrt{R}}{4} - \frac{0.03}{\sqrt{R}} \right) \quad (22)$$

admitiendo que la rugosidad depende solamente de la pro-

fundidad.

Los valores de n (Tabla IV) son los mismos que los de la fórmula establecida por los ingenieros suizos E. - Ganguillet y W.R. Kutter y que después veremos; habiendo visto que concuerdan en muchos valores, sobre todo para $n = 0.013$ a $n = 0.015$. Se considera que esta fórmula da resultados más exactos que cualquiera otra para tubos de diámetros menores de 10 cms. Por su sencilla expresión, es recomendable su empleo.

Variación de c con la pendiente s . - Contrariamente a lo deducido por Chezy, se ha notado que para velocidades muy pequeñas la velocidad no depende de $S^{1/2}$ sino S a la potencia 1; para valores mayores de v , el exponente de v disminuye con el objeto de conservar la misma estructura. La variación a $S^{1/2}$ se incluye en el coeficiente C .

Fórmula simplificada de Ganguillet y Kutter. - Estos ingenieros hicieron numerosas experiencias y como resultado determinaron una expresión de C que se considera la más cercana a la realidad, por lo que tiene una aceptación casi universal, pues cubre un gran número de experiencias. Llegaron a ella por diversos tanteos, partiendo de la expresión establecida por Bazin:

$$B = \frac{\alpha + \beta}{\sqrt{r}}$$

de donde

$$C = \frac{\sqrt{1}}{\frac{\alpha + \beta}{r}}$$

Encontraron los coeficientes α y β están ligados por la expresión $\beta = \alpha x$ por lo que

$$c = \frac{\sqrt{1}}{\sqrt{\alpha + \frac{\alpha x}{\sqrt{r}}}} = \frac{\sqrt{1}}{\sqrt{\alpha \left(1 + \frac{x}{\sqrt{r}}\right)}} = \frac{\sqrt{1/\alpha}}{\sqrt{1 + \frac{x}{\sqrt{r}}}}$$

e hicieron

$$\frac{1}{\alpha} = y$$

$$c = \frac{\sqrt{y}}{\sqrt{1 + \frac{x}{\sqrt{r}}}}$$

Nuevas observaciones les hicieron ver que el radical podía suprimirse, por lo tanto:

$$c = \frac{y}{1 + \frac{x}{\sqrt{r}}} \quad (23)$$

Muy semejante a la determinada por Bazin:

$$c = \frac{y \sqrt{r}}{x + \sqrt{r}} \quad (23')$$

En la que los valores x e y dependen de la rugosidad del conducto; a esta fórmula se le hicieron simplificaciones $y = 100$, $x = b$

$$c = \frac{100 \sqrt{r}}{b + \sqrt{r}} \quad (24)$$

Expresión conocida como la simplificada de Kutter.

Sustituyendo en la fórmula de Chezy

$$v = \frac{100 \sqrt{r}}{b + \sqrt{r}} \sqrt{rs} = \frac{100 r}{b + \sqrt{r}} \sqrt{s} \quad (25)$$

muy empleada en los E.E.U.U. en el cálculo de alcantari-
llados.

Se establecieron para b valores dependientes de la rugosidad, tabla III.

Luego estos mismos autores determinaron otra expresión más complicada derivada de las observaciones hechas, ya que al sustituir los coeficientes de acuerdo con la aspereza de la superficie se fué definiendo su intervención en el movimiento del agua. Al determinar las magnitudes de x e y hicieron intervenir la mencionada rugosidad en la forma siguiente:

$$y = a + \frac{L}{n} ; \quad x = a n$$

en las que a y L son nuevos coeficientes, por lo tanto

$$C = \frac{a + \frac{L}{n}}{1 + \frac{an}{\sqrt{r}}}$$

Se fijaron que C depende siempre de la rugosidad pero en tanto menor proporción cuanto mayor sea R, o sea que C aumenta con R pero tanto más lentamente cuanto mayor sea R. Además en canales y zanjas de tierra, lisos, rectangulares y de no muy grandes dimensiones, C aumenta con s, entonces a los valores de x y y les aumentaron el término m/s siendo m un nuevo coeficiente.

$$y = a + \frac{L}{n} + \frac{m}{s} ; \quad x = \left(a + \frac{m}{s} \right) n$$

Con los cuales establecieron el valor de C

$$C = \frac{a + \frac{L}{m} + \frac{m}{s}}{1 + (a + \frac{m}{s}) \sqrt{\frac{n}{r}}} \quad (26)$$

Valor que se conoce con el nombre de coeficiente de Kutter.

El valor de las constantes es:

Sistema métrico

$$a = 23$$

$$L = 1$$

$$m = 0.00155$$

Sistema inglés

$$a = 41.66$$

$$L = 1.81132$$

$$m = 0.0028$$

sust. estos valores

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{s} + \frac{1}{n}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{s}) \sqrt{\frac{n}{r}}} \quad \text{Sistema métrico} \quad (27)$$

$$C = \frac{41.66 + \frac{0.0028}{s} + \frac{1.811}{n}}{1 + (41.66 + \frac{0.0028}{s}) \sqrt{\frac{n}{r}}} \quad \text{Sistema inglés} \quad (28)$$

Esta fórmula empírica se ha comprobado en numerosas experiencias habiéndose tenido discrepancias de 10%, sin embargo ofrece algunas particularidades notables.

Si en ella $r = 1$

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{s} + \frac{1}{n}}{\left(\frac{1}{n} + 23 + \frac{0.00155}{s}\right) \frac{n}{\sqrt{r}}} = \frac{1}{n}$$

mismo valor de \underline{C} en la fórmula de Manning.

Tiene el inconveniente que su resolución es tardada y para cálculos rápidos no es práctica, a menos que se tengan tabulados sus valores.

Fórmula de Williams y Hansen.- En 1896 este físico propuso la siguiente expresión para \underline{C} , en el que \underline{C} es función únicamente de la rugosidad.

$$\begin{aligned} C &= 1.318 \ c \ r^{0.13} \ s^{0.04} \\ v &= 1.318 \ c \ r^{0.13} \ s^{0.04} \sqrt{rs} \\ \therefore v &= 1.318 \ c \ r^{0.63} \ s^{0.54} \end{aligned} \quad (29)$$

Esta fórmula se encuentra en el sistema inglés.

Los valores de \underline{C} son los siguientes:

Madera	120
Barro vitri- ficado	110
Ladrillos	100
Fundición	100
Acero rema- chado	95

Fórmulas exponenciales.- Las fórmulas hasta ahora vistas excepto las de Manning y de Williams y Hansen, tienen involucradas en el coeficiente \underline{C} , las variaciones de \underline{n} , \underline{r} y \underline{s} por mera convención con el fin de mantener la estructura simple de Chezy. Más tarde, al intentar es-

timar la pérdida de carga se vió que C variaba con la velocidad por lo que se hizo introducir directamente en las fórmulas respectivas de v y h , los valores de r y s con exponentes que mejor interpretaran los fenómenos reales de la corriente, estableciéndose una serie de fórmulas en las que se procuró conservar a C como variable solo de n con lo que su valor resultó más estable.

La estructura de este tipo de fórmulas derivadas de la de Chezy puede ser:

$$v = C r^x s^z \quad (30)$$

Fórmula de Foos.- En 1894 propuso 2 fórmulas en el sistema inglés:

$$\left. \begin{array}{l} v = C r^{6/11} s^{8/11} \\ v = C r^{1/2} s^{2/3} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{I} \\ \text{II} \end{array} \quad (31)$$

La primera es para valores de n inferior a 0.017 y la segunda para $n = 0.018$ siendo estos los determinados por Ganguillet y Kutter. Los diferentes valores de C se encuentran en la Tabla V.

Tutón fijó la siguiente fórmula:

$$v = C r^{(1.17-m)} s^m \quad (32)$$

en donde m varía de 0.48 (fierro viejo) a 0.58 (plomo, zinc, estaño) pudiendo tomarse como promedio 0.54 de lo que resulta:

$$v = C r^{0.63} s^{0.54} \quad (33)$$

fórmula muy parecida a la de Williams and Hansen.

Los valores de \underline{C} en este caso son:

Láminas remachadas	83 a 98
Fierro nuevo y madera	127 a 153
Plomo, estaño y zinc	188

Fórmula de Biel.- Este investigador propuso la siguiente expresión:

$$v^2 = \frac{1000 \text{ rs}}{0.12 + \frac{f}{\sqrt{r}} + \frac{25 k}{(100 f + 2) v \sqrt{r}}} \quad (34)$$

en donde \underline{f} expresa la rugosidad y \underline{k} la viscosidad. Su resolución es por tanteos suponiendo un valor a \underline{v} .

Fórmulas de Lea.- Este investigador estableció en 1909 fórmulas para canales con diferentes coeficientes y exponentes, según del material de que estén contruidos; en el Sistema Inglés.

Para canales rectos y lisos con cemento o madera :

$$s = (0.000065 \text{ a } 0.00011) \frac{v^{1.75}}{r^{1.25}} \quad (35-a)$$

Para canales rectos y lisos con ladrillo junteado o concreto:

$$s = (0.000065 \text{ a } 0.00011) \frac{v^{1.88}}{r^{1.15}} \quad (35-b)$$

Para canales rectos de cantera o piedra chicas:

$$s = 0.00015 \frac{v^{1.96}}{r^{1.4}} \quad (35-c)$$

Para canales rectos con mampostería de 3a., piedras grandes, roca y excepcionalmente canales lisos de tierra exentos de depósitos:

$$s = 0.00023 \frac{v^{1.96}}{r^{1.3 \text{ o } 1.5}} \quad (35-d)$$

Para canales de tierra en condiciones ordinarias:

$$s = (0.00033 \text{ a } 0.00050) \frac{v^{2.1}}{r^{1.3 \text{ a } 1.5}} \quad (35-e)$$

Para canales de tierra de resistencia excepcional:

$$s = (0.00050 \text{ a } 0.00085) \frac{v^{2.1}}{r^{1.3 \text{ a } 1.5}} \quad (35-f)$$

Fórmulas de Barnes.- Estas fueron adaptadas después de una investigación de datos experimentales útiles. Son al igual que las de Lea de diferentes coeficientes y exponentes según el material de que esté hecho el canal.- En ellas se toma en cuenta el deterioro causado por el uso, en forma de un porcentaje que debe agregarse al gasto Q .

Estas fórmulas están en el Sistema Inglés.

Para canales de madera cepillada. Agregar 8% al Q del diseño al tomar en cuenta el deterioro.

$$v = 223.3 \quad r \quad \begin{matrix} 0.660 \\ s \end{matrix} \quad 0.586 \quad (36-a)$$

Para conductos de madera áspera, no cepillada. Agregar el mismo % que en el caso anterior.

$$v = 182.5 \quad r \quad \begin{matrix} 0.666 \\ s \end{matrix} \quad 0.569 \quad (36-b)$$

Para canal limpio aplanado con cemento. Agregar 8% a Q al considerar el desgaste.

$$v = 136.3 \quad r \quad \begin{matrix} 0.635 \\ s \end{matrix} \quad 0.484 \quad (36-c)$$

Para conductos limpios; de ladrillo juntado. Agregar 5% al gasto por deterioro.

$$v = 92.1 \quad r \quad \begin{matrix} 0.602 \\ s \end{matrix} \quad 0.466 \quad (36-d)$$

Para canales limpios; de concreto liso agregar igual % que en el caso anterior.

$$v = 95.1 \quad r \quad \begin{matrix} 0.567 \\ s \end{matrix} \quad 0.471 \quad (36-e)$$

Para canales de mampostería labrada pegada, sin superficies salientes, agregar al gasto 8% debido al deterioro.

$$v = 109.7 \quad r \quad \begin{matrix} 0.713 \\ s \end{matrix} \quad 0.483 \quad (36-f)$$

Para canales de mampostería de paramento chipoteado; debe agregarse 8% al gasto por deterioro.

$$v = 80.5 \quad r \quad \begin{matrix} 0.653 \\ s \end{matrix} \quad 0.482 \quad (36-g)$$

Para cursos de agua de mampostería seca labrada a martillo, agregar 8% al Q .

$$v = 70.0 r^{0.820} s^{0.500} \quad (36-h)$$

Finalmente canales de tierra en condiciones de trabajo medias y de riveras libres de vegetación.

$$v = 58.4 r^{0.694} s^{0.496} \quad (36-i)$$

tanto las fórmulas de Lea como las de Barnes tienen el gran inconveniente que para usarlas es necesario seleccionar la fórmula correspondiente al tipo apropiado del canal.

Otras de las fórmulas exponenciales es la que propone Philipp Forchheimer.

$$v = \lambda r^{0.7} s^{0.5} \quad (37)$$

En la que λ tiene los siguientes valores:

Concrete enlucido	80 a 90
Concrete nuevo sin enlucir	60
Concrete antiguo más o menos irregular	50
Tierra conformada	30 a 42
Cursos naturales de agua	30

Fórmula de Koseny. - Este experimentador basose en la fórmula de Nikuradse.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1.74 + 2 \log \frac{D}{2\epsilon} \quad (38)$$

en donde λ es un coeficiente de resistencia del conducto

y D diámetro del tubo y ϵ se le llama rugosidad absoluta y cuya interpretación física es la altura media de las irregularidades (dependen del material y del proceso de fabricación del tubo).

La relación $\frac{\epsilon}{D}$ se llama rugosidad proporcional porque indica la importancia de las irregularidades de la pared del tubo con relación a su diámetro, además determinó el valor

$$C = \sqrt{\frac{2g}{\lambda}} \text{ de la fórmula } v = C \sqrt{DS}$$

$$C = \sqrt{2g} \left(1.74 + 2 \log \frac{D}{2\epsilon} \right)$$

de este valor estableció

$$C = 8.86 \log D + \frac{7.71 - 8.86 \log 2\epsilon}{N}$$

en la cual N es una constante que solo depende de la rugosidad absoluta ϵ y cuyos valores se encuentran en la tabla VI

$$C = 8.86 \log D + N$$

por lo que $v = (8.86 \log D + N) \sqrt{DS}$ (39)

llamada fórmula de Koseny.

Esta fórmula tiende a ser empleada con más frecuencia ya que compete con la de Manning, en la simplicidad de su estructura.

Fórmulas modernas sin coeficiente dependiente de la rugosidad. Muchos de los investigadores, hasta ahora citados, intentaron establecer una fórmula única con coeficientes constantes. Siedek en 1901 estudiando los cursos de agua naturales dió por sentado que la rugosidad depen-

de del caracter del curso; o sea de su anchura, profundidad e inclinación y por lo tanto puede prescindirse de todo coeficiente de rugosidad en la fórmula de la velocidad, habiendo llegado a la expresión

$$v = \frac{T \sqrt{1000 s}}{20 \sqrt{B}} \quad (40)$$

En donde T es la profundidad media o sea el área de la sección considerada dividida entre la anchura de la corriente en la superficie B.

Estos conceptos de Siedek aún cuando actualmente son aceptados en el caso de los cursos naturales de agua, su fórmula no es empleada por causa de las complicaciones de cálculo a que conduce, ni tampoco se utiliza en los canales artificiales, ya que evidentemente no es posible prescindir en ellos de todo coeficiente que dependa de la rugosidad de la pared.

Christen llegó al resultado de que la anchura en la superficie tiene especial importancia y que el radio medio debe ser substituído por la profundidad media T. Estudiando el resultado de numerosas medidas llegó a la fórmula

$$v = \sqrt{2K^3} \sqrt{T_s} \sqrt[8]{b_1} = \frac{\sqrt{k^3}}{8 \sqrt[3]{b_1}} \sqrt{As} \quad (41)$$

siendo b_1 la mitad de la anchura, $\sqrt{2k^3}$ un coeficiente que varía de 71.7 para el cemento a 15.6 para grava o piedra partida. Esta expresión tiene una incongruencia pues a mayor anchura, mayor velocidad.

No hay hasta el presente, razón experimental alguna que exija la adopción de fórmulas fundamentalmente distintas para los cauces abiertos y las tuberías. En consonancia

cia con ésto las investigaciones de Darcy y Bazin han comprobado que en un tubo rectangular y en un canal abierto de igual base y mitad de altura debido a la igualdad de los radios hidráulicos a cada valor de v corresponde el mismo de la pérdida de carga o de la pendiente.

Acaban de exponerse numerosas fórmulas para resolver los problemas relativos a la circulación del agua en canales y tuberías y puede plantearse la pregunta que cuál de ellas debe preferirse. No es fácil de contestar, pero como es de suponerse, las fórmulas antiguas establecidas antes de venir el conocimiento de la importancia que tiene el estado de rugosidad de las paredes del conducto son las más inexactas como la de Prony, Tadini, etc.

En las fórmulas posteriores a dicho conocimiento cabe distinguir si se trata de interpretar con el rigor la teoría el proceso hidráulico o si por el contrario se ha de resolver un caso práctico, ya que una determinada ecuación no puede adaptarse a ambos puntos de vista, pues mientras por ejemplo el técnico no debe olvidar que futuras incrustaciones sobre la pared interna del conducto, dificultarán el movimiento, el investigador no ha de distraer su atención en la consideración de estos detalles.

Es conveniente trabajar siempre en casos similares con la misma fórmula, con el objeto de ir formando un criterio propio y lo que es más importante aún, poder comparar y constatar los resultados. Siendo como son de alguna consideración las diferencias a que se suele llegar calculando un mismo caso con una u otra fórmula, es absurdo afinar demasiado los datos prácticos y trabajar con muchos decimales. Por la misma razón es suficiente en general, la aproximación que se obtiene de una gráfica o de un ábaco.

Aquí en México son muy usadas las fórmulas de Manning, la de Chezy con coeficientes Ganguillet y Kutter, y la simplificada de Kutter, la de Hazen y Williams, y la de Koseny entre otras.

En el proyecto de un alcantarillado dado que los datos de que se disponen para determinar el gasto son generalmente muy imprecisos, se usan fórmulas de estructura sencilla que permita con rapidez el cálculo de cualquiera de sus elementos.

2.- EXPOSICION BREVE DEL PROBLEMA DE CANALES.

Ya se expuso en qué consiste el problema de la conducción tanto en tuberías forzadas como en canales, de lo que se deduce que son cuatro los elementos que definen un canal: 2 hidráulicos y 2 geométricos, a saber: el gasto Q , la velocidad V , el área A y la pendiente s

Teniéndose dos ecuaciones: la de continuidad y la de velocidad (cualquiera que ésta sea) se deberán tener dos incógnitas como máximo de los elementos antes nombrados, para que el problema tenga solución. De la combinación de los 4 elementos se tienen los 6 problemas típicos:

DATOS

Q, A
Q, V
Q, S
A, V
A, S
V, S

INCOGNITAS.

V, S
A, S
A, V
Q, S
Q, V
Q, A

Siendo variadísimas las aplicaciones de los canales como medios de conducción de aguas, es lógico que sean muy diversos los tipos de secciones con que pueden construirse, de acuerdo a las ventajas que ofrezcan, como son la rectangular, la semicircular, la parabólica, la triangular, la trapezoidal, la circular, la ovoide, la en herradura, etc.

Sección de máxima eficiencia.- En la fórmula de Chezy, poniendo el valor del radio hidráulico queda:

$$v = \sqrt{C \frac{A}{p} s}$$

Observando esta expresión se deduce que la velocidad máxima se produce a sección A constante para un valor mínimo de p , lo que es lógico suponer ya que disminuye la superficie de fricción.

La sección que a igualdad de área tiene un perímetro mínimo es la semicircular, la que sin embargo, se utiliza poco en la práctica por la dificultad constructiva que supone. Es frecuente reemplazarla por una sección trapezoidal en la que es interesante determinar cuál es la condición de mínima resistencia.

$$p = b + \frac{2d}{\cos \varphi} \quad (42) \quad A = (b + d \tan \varphi) d \quad (43)$$

podemos poner p en función de A

$$p = \frac{A}{d} = d \tan \varphi + \frac{2}{\cos \varphi} \quad (44)$$

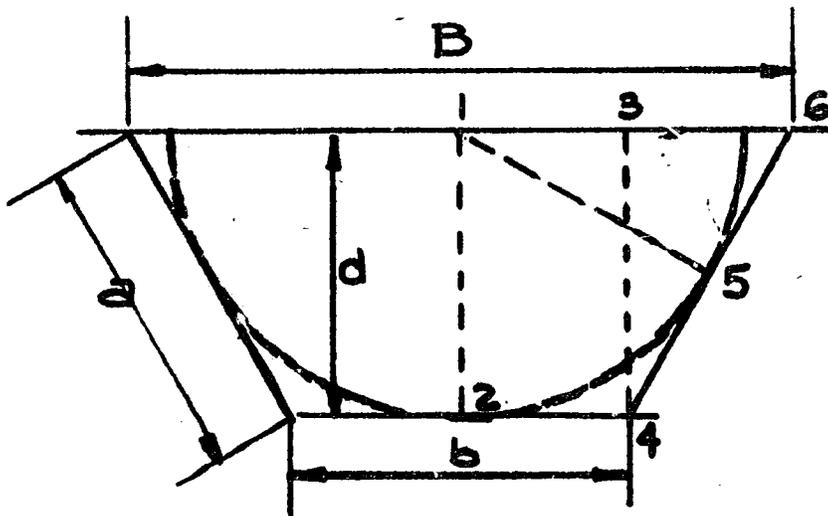


FIG-25

Derivando la (44) con respecto a φ e igualando a cero, es decir si hay libertad para elegir φ .

$$\frac{dp}{d\varphi} = -\frac{d}{\cos^2 \varphi} + \frac{2d \operatorname{sen} \varphi}{\cos^2 \varphi} = 0$$

$$d(2 \operatorname{sen} \varphi - 1) = 0$$

$$\text{sen } \varphi = \frac{1}{2} \therefore \varphi = 30^\circ$$

Derivando la expresión del perímetro (42) con respecto a d, e igualando a cero.

$$\frac{d p}{d d} = -\frac{A}{d^2} - \tan \varphi + \frac{2}{\cos \varphi} = 0$$

$$A = \frac{(2 - \text{sen } \varphi)}{\cos \varphi} d^2 \quad (45)$$

sustituyendo el valor de φ encontrado:

$$A = \frac{(2 - 0.5)}{.866} d^2 = 1.73 d^2$$

$$A = \sqrt{3} d^2 \quad (46)$$

Considerando como figura equivalente un cuadrado de lado, la base media b_m de la sección trapezoidal se tiene:

$$b_m = \sqrt{3} d \quad (47)$$

de donde la plantilla del canal será:

$$b = 3 \sqrt{d} - \sqrt{\frac{3}{3}} d = \frac{2}{3} \sqrt{3} d \quad (48)$$

la longitud de los taludes:

$$a = \frac{d}{\cos \varphi} = \frac{2}{3} \sqrt{3} d \quad (49)$$

En consecuencia el trapecio resulta un semi-exágono regular inscrito en una circunferencia de radio $\frac{2}{3} \sqrt{3} d$ y circunscrito a otra de radio igual a h.

El radio hidráulico vale:

$$r = \frac{\sqrt{3} d^2}{2 \sqrt{3} d} = \frac{d}{2}$$

En la generalidad de los casos no hay libertad para elegir el ángulo φ ya que depende del material de que esté construido el canal. En este caso también la sección trapezoidal de perímetro mínimo, es la obtenida circunscribiendo un semi-exágono a una semicircunferencia, fig. 25. En esta figura se ve que $1/2 B$ o sea la mitad del ancho superficial es igual a la longitud de los taludes, pues los triángulos 1,5,6, y 3,4,6, son iguales, por lo tanto:

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{2d}{\cos \varphi} + \frac{2d}{\cos \varphi} - 2d \tan \varphi \right) d$$

$$A = \frac{(2 - \operatorname{sen} \varphi)}{\cos \varphi} d^2$$

expresión anteriormente encontrada para área con perímetro mojado mínimo, y como este perímetro vale

$$p = 2 \frac{2d}{\cos \varphi} - 2d \tan \varphi, \text{ el valor del radio hidráulico es}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{d}{2} \text{ que simplifica los cálculos y proyectos de estas secciones.}$$

Al proyectarse canales en la práctica es necesario combinar las consideraciones anteriores que son exclusiva

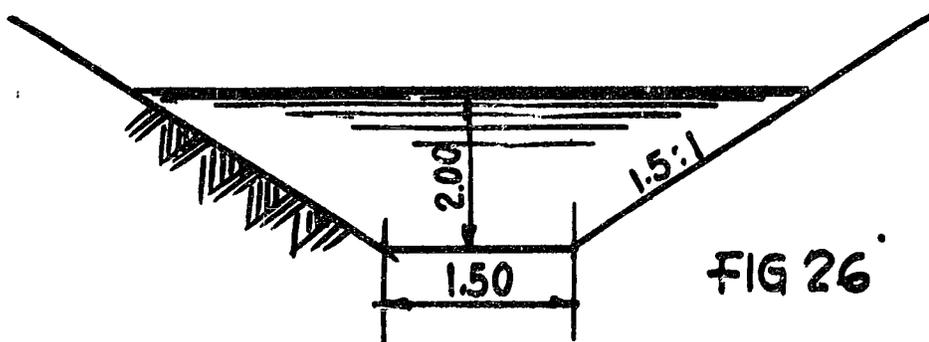
mente hidráulicas, con el aspecto económico, pues el precio unitario de la excavación no depende únicamente del volumen del material por remover sino además de la profundidad de excavación, de los medios disponibles para tal fin, del perfil transversal del terreno y también del costo de expropiación cuando la haya, en cuyo caso está en función del ancho superficial del canal.

Velocidades que no provocan erosión.

- Tierra muy fina de caracter movedizo	0.20 a 0.30 m/seg
- Tierra muy fina suelta	0.30 a 0.45 "
- Tierra gruesa	0.45 a 0.60 "
- Suelo arenoso medio	0.60 a 0.75 "
- Suelo arcillo-arenoso	0.75 a 0.80 "
- Suelo arcilloso medio, aluviales y de cenizas volcánicas.	0.80 a 0.90 "
- Margas firmes, margas arcillosas	0.90 a 1.10 "
- Suelos arcillosos duros, gravosos comunes	1.20 a 1.50 "
- Grava gruesa, guijarros, cascajos	1.50 a 1.80 "
- Conglomerados, grava cementada, pizarra suave, tepealte	1.80 a 2.40 "
- Roca sedimentaria blave y dura	3.00 a 4.50 "
- Concreto	4.50 a 6.00 "

En seguida se ilustra con seis ejemplos sencillos los problemas típicos de canales:

PROBLEMA I.- Se tiene un canal construido en tierra, de sección trapezoidal de 1.50 m de plantilla y 2.00 m de tirante; por él se van a conducir 11.50 m³/seg. Determinar la velocidad de que estará animada el agua y su pendiente.



$$A = bd + m d^2 = 1.50 \times 2.00 + 1.5 \times 4 = 10.00 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{11.50}{10.00} = 1.15 \text{ m/seg.}$$

Para encontrar la pendiente se empleará la fórmula de Chezy con coeficiente calculado con la expresión simplificada de Kutter.

$$C = \frac{100 \sqrt{r}}{b + \sqrt{r}} \quad \text{para este caso } b = 1.25$$

$$r = \frac{A}{p}; \quad p = 1.50 + 2\sqrt{3.50^2 + 2.00} = 9.56 \text{ m.}$$

$$r = \frac{10.00}{9.56} = 1.05 \text{ m.}$$

$$C = \frac{100 \sqrt{1.05}}{1.25 + \sqrt{1.05}} = \frac{100 \times 1.024}{1.25 + 1.024} = 45.03$$

$$v = 45.03 \sqrt{rs} \quad s = \frac{1.15^2}{5625 \times 1.05} = 0.00062$$

PROBLEMA II. - Calcular el diámetro y la pendiente de un conducto circular de concreto, colocado en su sitio, el cual va a transportar por gravedad un gasto de $2.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$ a una velocidad de 1.40 m/seg. cuando $D/d = 0.75$, siendo d el diámetro del tubo y D un tirante

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{2.50}{1.40} = 1.79 \text{ m}^2$$

$$\text{por otro lado } A = 0.7854 d^2 = 1.79$$

$$\therefore d^2 = \frac{1.79}{0.7854} \quad \text{y} \quad d = 1.51 \text{ m.}$$

De la fórmula de Chezy se determinará C con la fórmula de Bazin de la cual $n = .31$ (de los valores de Rumelin)

$$C = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{r}}}, \quad r = \frac{d}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ m.}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{.31}{\sqrt{.38}}} = \frac{87}{1 + 0.50} = 58$$

$$v = 58 \sqrt{rs} \quad s = \frac{1.96}{3364 \times .38} = 0.00154 \text{ m.}$$

PROBLEMA III.— Obtener las características de la sección trapecial de un canal en tierra con taludes 1.5 : 1 por el que se van a conducir $6.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$ con una pendiente de 0.0004 m. Además determinar la velocidad a la que va a circular el agua.



FIG 27

se despejan las incógnitas

Partiendo de la ec. de Manning

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

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = Ar^{2/3} \quad \text{por otro lado}$$

$$A = bd + md^2 \quad \text{y} \quad p = b + 2\sqrt{m^2 d^2 + d^2}; \quad m = 1.5$$

$$A = bd + 1.5 d^2 \quad \text{y} \quad p = b + 2d\sqrt{225 + 1} = b + 3.6055 d$$

$$\frac{Q n}{s^{1/2}} = \frac{6.50 \times 0.030}{0.0004^{1/2}} = 9.75$$

$$Ar^{2/3} = 9.75$$

Como puede verse hay dos incógnitas b y d, y una sola ecuación, por lo que se procederá por tanteos fijando un valor de b = 3.00 m. y se darán valores a d hasta obtener 9.75, por lo que para mayor facilidad se tabulan los valores.

d	d ²	1.5d ²	3d	A	3.6056d	p	r	r ^{2/3}	Ar ^{2/3}
1.50	2.250	3.375	4.500	7.875	5.4084	8.4084	0.9360	0.957	7.178
1.80	3.240	4.860	5.400	10.260	6.4900	9.4900	1.0811	1.053	10.804
1.70	2.890	4.335	5.100	9.435	6.1295	9.1295	1.0335	1.023	9.652
1.71	2.924	4.386	5.130	9.516	6.1656	9.1656	1.0382	1.026	9.763

Valor que se tomó como bueno, pues no es práctico usar fracciones de centímetro.

PROBLEMA IV.— Determinar la capacidad y la pendiente de un canal de sección trapecial proyectado con máxima eficiencia con tirante normal de 3.15 m, talud 2:1, velocidad 0.80 m/seg y n = 0.020

$$A = \left(\frac{2 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right) d^2 \quad \varphi = 63^\circ 30'$$

$$A = \frac{2 - 0.89493}{0.44620} \times 9.90 = 24.70 \text{ m}^2$$

$$Q = Av = 0.80 \times 24.70 = 18.76 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

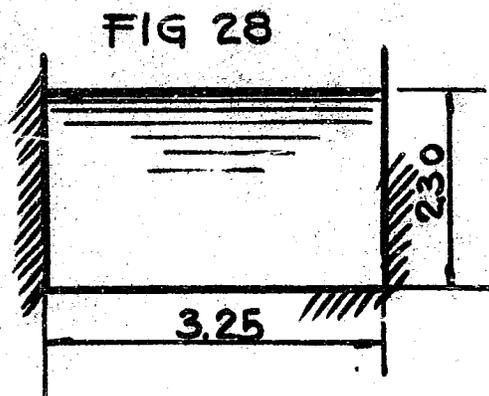
$$r = \frac{d}{2} = 1.575 \text{ m.}$$

$$\text{De Manning } 0.80 = \frac{1}{0.020} (1.575)^{2/3} s^{1/2}$$

$$s^{1/2} = \frac{0.016}{(1.575)^{2/3}}, \quad s = \frac{0.00255}{1.83} = 0.00139 \text{ m.}$$

PROBLEMA V.- Verificar la capacidad de un canal, de sección rectangular, de las siguientes medidas: ancho 3.25 m, tirante normal 2.30 m; la pendiente es 0.0005 m. El material con el que fué construido es concreto. Calcular además la velocidad del agua.

Empleando la expresión de Bazin para C



$$C = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{r}}}$$

en donde $n = 0.74$

$$A = 3.25 \times 2.30 = 7.46 \text{ m}^2$$

$$p = 2 \times 2.30 + 3.25 = 7.85 \text{ m}^2$$

$$r = \frac{7.46}{7.85} = .950$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0.74}{\sqrt{.95}}} = \frac{87}{1.76} = 49.4$$

$$v = 49.4 \sqrt{.95 \times 0.0005} = 1.08 \text{ m/seg}$$

$$Q = 7.45 \times 1.08 = 13.40 \text{ m}^3/\text{seg}$$

PROBLEMA VI.- Se necesita regar una zona de cultivo, cuyo desnivel con la fuente de aprovechamiento permite una pendiente $S = 0.005$, el terreno en donde se ha localizado el canal, es arcilloso medio, por lo que la velocidad máxima admitida es de 0.90 m/seg . Se desea conocer el gasto que se puede transportar con la sección trapecial económica.

De acuerdo con los datos se deduce que el talud es $1 : 1$, $\phi = 45^\circ$, $n = 0.025$

$$\text{A partir de } v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

$$r = \left(\frac{v n}{S^{1/2}} \right)^{3/2} = \left[\frac{0.90 \times 0.025}{0.005^{1/2}} \right]^{3/2}$$

$$r = (.318)^{3/2} = 0.18 \text{ m.}$$

$$\text{Para la sección económica } r = \frac{d}{2}$$

$$\therefore d = 2 \times 0.18 = 0.36$$

$$A = \left(\frac{2 - \text{sen } 45^\circ}{\text{cos } 45^\circ} \right) 0.36^2 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$b = \frac{A}{d} - h \tan 45^\circ = \frac{0.24}{0.36} - 0.36 \times 1 = 0.31 \text{ m}$$

$$B = \frac{0.24}{0.36} + 0.36 = 1.03 \text{ m.}$$

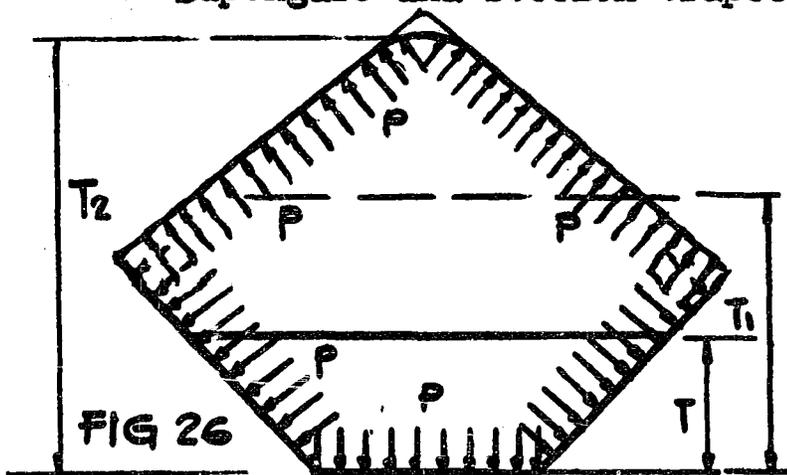
$$Q = A v = 0.24 \times 0.90 = 0.216 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3.- CARACTERISTICAS DEL PROBLEMA EN ALCANTARILLAS. (Canales cubiertos).

El agua se mueve en sentido descendente en los canales por efecto de la fuerza de gravedad, y con una velocidad tal, que el desnivel o altura de caída compense los rozamientos, y en pequeña parte dé origen a una transformación de la energía potencial en cinética, sin pretender nunca salir hacia arriba de la superficie de la corriente en la que obra la presión atmosférica.

Las presiones que el agua ejerce, son únicamente sobre el fondo y las paredes del conducto con quienes está en contacto y que de acuerdo con el Principio de Pascal son normales a la superficie sobre la que actúan; el valor de cada presión está dado por el producto del peso específico del agua multiplicado por la profundidad del área unitaria considerada ωh .

Supóngase una sección trapezoidal de tirante T ; por-



lo ya dicho, el agua ejerce sobre el fondo y las paredes presiones p de diferentes valores ahora bien, si las paredes se continúan en la forma que indica la fig. 26 y se aumenta el tirante a T_1 , la forma de conducción no se ha alterado en lo absoluto,

si se prolongan estas paredes hasta cerrarlas con una bóveda constituyendo un conducto cerrado, el tipo de conducción sigue siendo el mismo; más aún si se aumenta el tiran

te hasta la parte superior del conducto a T_2 siguen persistiendo las mismas condiciones, habiéndose reducido la superficie libre a un punto y el perímetro mojado aumentado a su máximo; pero cuando el nivel del agua sobrepasa la clave del conducto, las condiciones de escurrimiento se modifican cambiando a un tipo de conducción forzada, originado por una sobrecarga que actúa sobre el tubo y en el que las presiones que el agua ejerce son iguales.

El alcantarillado, por la función que realiza, debe ser una red de conductos cerrados, generalmente subterráneos, que confine los peligros que conduce y que por razones de higiene y economía principalmente, se proyecta que trabaje como canal permitiendo que en casos extraordinarios y dentro de un límite tolerable trabaje como tubo forzado.

4.- CARACTERISTICAS DE LOS LIQUIDOS QUE SE VAN A ELIMINAR EN LAS ALCANTARILLAS NEGRAS.

Las aguas negras constituidas por las aguas servidas producto de los usos doméstico, industrial, y de servicio público, están compuestas entre otras: del agua del aseo personal, de la casa, de la cocina, de los lavaderos y fregaderos, de las deyecciones humanas y la de animales domésticos; del agua sobrante de los mataderos y establecimientos industriales etc.

Estas aguas contienen:

Sustancias Minerales como cloruro de sodio, fosfato potásico, y sales ferrosas, ácidos, etc. Las materias fecales contienen aproximadamente un 3.5% de fosfatos, la orina .5%. Algunas aguas procedentes del empleo en ciertos oficios contienen venenos minerales.

Sustancias Orgánicas en parte nitrogenadas. En las materias fecales se encuentra el 2.2% de nitrógeno, en la orina el 1.4%. El agua de las cocinas, la sobrante de mataderos, de fábricas de almidón, de lana, de ingenios azú

careros, etc., contienen gran cantidad de sustancias orgánicas.

Bacterias Patógenas. Los micrococcos del pus, los gérmenes del tétanos y del Edema Maligno, están muy difundidos en las materias residuales; ocasionalmente se encuentran también los bacilos de la tuberculosis, difteria, tífus, disentería, etc. La calidad de las sustancias y la temperatura relativamente baja, de ordinario no son favorables para su desarrollo.

Se ha creído que especialmente las deyecciones humanas contienen bacterias patógenas y que por eso son más peligrosas que las demás materias de desecho. En general el número de gérmenes infecciosos contenidos en los excrementos es relativamente corto.

Las aguas domésticas suelen contener las bacterias citadas, ya porque el contenido de los vasos y utensilios empleados por los enfermos se asean en vertederos o por la limpieza de escupideras, lavado de ropa, etc. Estos desechos por las sustancias nocivas de que están formados producen múltiples perjuicios a la salud.

Al entrar las materias sobrantes en putrefacción, transmiten al aire productos gaseosos.

El aire de las habitaciones es el que más fácilmente se vicia. Un metro cúbico de deyecciones puede producir en 24 horas unos 18 m³ de gases, de los que 10 m³ son de ácidos grasos volátiles e hidrocarburos, 5 a 6 m³ de ácido carbónico, 2 a 3 m³ de amoníaco; unos 20 lt de hidrógeno sulfurado. Con un mal sistema de alcantarillas se verificará en ocasiones un tiro enérgico de aire de las alcantarillas a las casas; en Europa se ha observado que en 24 horas pasa un volumen de 200 a 1200 m³ de aire que contiene cantidad abundante de gases procedentes de la putrefacción. El aire libre también se vicia a menudo, por las alcantarillas abiertas, depósitos de materias fecales, cursos de agua, etc.

La importancia que tienen las impurezas gaseosas del aire en la higiene, no está aún completamente probada, el mal olor produce a muchos individuos repugnancia, náuseas, y durante largo tiempo inapetencia y malestar, la respiración se altera, la aspiración es más superficial, sienten una impresión de miedo, etc. Se ha emitido la opinión también, de que juntamente con los citados gases de putrefacción existen en el aire otros gases venenosos desconocidos que conservan su efectividad en cantidad infinitesimal; no puede excluirse por completo esa posibilidad. De todas maneras la sensibilidad individual hacia estos venenos será muy diversa, y debe ser muy fácil acostumbrarse a ellos

Se vé en efecto, que los operarios que trabajan en las cloacas, los pepenadores, y en general la clase pobre, son indiferentes hacia un aire de mal olor o viciado por los gases de putrefacciones, y que respiran sin perjuicio para su salud. Además se ha creído que algunas enfermedades infecciosas (malaria, tifus) debían atribuirse a gases fétidos, miasmas. Esta teoría errónea está abandonada actualmente por la razón de que un veneno puede ocasionar una intoxicación y nunca infecciones que solamente pueden ocasionar organismos vivos.

La teoría de los miasmas ha dado origen a muchas confusiones, siendo que los verdaderos agentes de las infecciones casi no producen malos olores. Los gases malolientes se originan en medios nutritivos que permiten una enérgica actividad vital de las bacterias e impiden su difusión por medio del aire; una vez que los elementos nutritivos se acaban y se suspende la vida bacteriana, es posible el transporte de los micro organismos por el aire. Por lo tanto es inadmisibles en absoluto que los olores fétidos sean causa directa de una infección.

También se cree que un gas de mal olor puede ocasionar una disposición individual a las enfermedades infecciosas y es posible porque las sensaciones de náuseas e insuficiencia en la respiración, producen efectos perjudi

ciales al bienestar y a la energía. Con esto se establece la necesidad de disponer siempre de aire puro y del alejamiento de las impurezas nocivas.

En donde los gases son tóxicos por su concentración, es en el interior de las alcantarillas y pozos, donde se descuida bastante la limpieza, habiéndose presentado numerosos casos de asfixia de poceros, etc., que penetran a su interior.

Las aguas negras transportan una gran cantidad de sustancias orgánicas capaces de corromperse, que impiden el empleo, en diversos usos, del agua del subsuelo. También transportan venenos minerales, como por ejemplo, el agua sobrante de una fábrica que contenga fuerte proporción de plomo, arsénico, amoníaco, etc.

Las aguas cloacales favorecen la difusión de los gérmenes infecciosos; ésta puede verificarse si próximos a las habitaciones o en su interior se encuentran focos de infección en número relativamente grande. Las maneras de cómo se efectúa son diversas: por medio de los individuos, los insectos, el aire y en general por el medio ambiente.

La posibilidad de una infección se reduce mucho, cuando se construyen instalaciones para el pronto alejamiento de los focos mencionados, de la vecindad del hombre.

5.- DETERMINACION DE GASTOS.

a).- Gasto por eliminar.- Las aguas nocivas y molestas de una localidad que requieran ser eliminadas con rapidez, están constituidas por las aguas negras, las de lluvia, y las debidas a infiltraciones.

Aguas negras.- Las aguas negras o residuales, son el producto del uso insustituible del agua como elemento indispensable para la vida, la higiene, en diversas industrias, y para algunos servicios públicos. Estas aguas por

su carácter nocivo, requieren ser eliminadas para evitar la contaminación del medio ambiente.

Aguas de lluvia.- Estas aguas provienen de la condensación del vapor de agua que se encuentra en la atmósfera, condiciones de altitud, latitud, clima, proximidad de grandes depósitos lacustres, mares, etc. Dichas condiciones influyen en la cantidad de agua que se precipita en un lugar determinado. El agua de lluvia, siendo benéfica para el desarrollo de la agricultura y para otros menesteres, es por su volumen que representa un serio problema para las zonas urbanas, sobre todo para las que son sensiblemente planas; en las que por tal motivo se deposita causando daños y molestias. Para evitarlo debe dársele pronta salida por medio de una red de alcantarillas.

Aguas de infiltraciones.- Por incosteabilidad, las alcantarillas no se construyen perfectamente impermeables, sino semi-impermeables, ya que por sus juntas de unión o de dilatación defectuosas y aún al través de sus paredes porosas, se filtra el agua del subsuelo. Este gasto que se infiltra a la tubería y que es al que nos referimos en este párrafo, se debe al vacío que se origina al fluctuar el gasto de tubo lleno a parcialmente lleno. Tales infiltraciones pueden no existir durante el tiempo seco, siendo máximas en tiempo de lluvias. Algunas alcantarillas pueden estar situadas bajo capas de aguas subterráneas y entonces las infiltraciones se presentarán en toda época. El volumen de estas aguas dependerá del cuidado con que la red de cloacas haya sido construída, de la altura del nivel freático y de la naturaleza del terreno. Un terreno esponjoso que tenga movimientos de acuerdo al contenido de agua, tenderá a separar las uniones de las tuberías por donde penetra el agua a ellas. Puesto que las condiciones de construcción y las características del suelo difieren mucho aún en la misma red, la infiltración que se produce no es posible estimarla con cierta aproximación.

Las unidades usuales para medir las aguas de infiltración, se expresan en volumen por longitud de tubería y

por día.

En el Sistema Métrico

 m^3

km × día

En el Sistema Inglés

Galones

milla × día.

Los volúmenes de estas aguas, dependen directa o indirectamente del número de habitantes que se benefician en el presente o en lo futuro con la instalación del alcantarillado. Las aguas negras se producen en razón directa a la población; los gastos de lluvia están en función de la superficie poblada, la que a su vez lo está por el número de habitantes; y las infiltraciones dependen de la longitud de la red, y ésta del área de la localidad. Por lo tanto es necesario conocer el número de habitantes, la densidad de población y el área de la localidad para determinar los volúmenes de las aguas mencionadas; pero deben determinarse previendo el posible crecimiento de la población, dentro del período económico de la obra.

b).- Maneras usuales de hacer la eliminación.- Como ya se dijo en un principio, de los sistemas colectivos de eliminación de aguas molestas de una localidad que mayores ventajas ofrece actualmente, es el alcantarillado; y según la forma en que se alejen dichas aguas, se distinguen tres sistemas, a saber: Sistema Combinado, es decir la evacuación de las aguas tanto negras como de lluvia por un solo conducto. El Sistema Separado que es la eliminación de dichas aguas por sistemas diferentes; y el Sistema Mixto que es la combinación de los sistemas mencionados, establecidos en una misma localidad, aprovechando las ventajas que cada uno presenta de acuerdo con los diferentes aspectos de los que ya se habló.

c).- Aguas negras.- El volumen de estas aguas depende en gran parte por su origen, del agua suministrada; la

determinación de su cuantía debe verse precedida de un estudio del consumo de agua en las condiciones presentes y en las futuras. No toda el agua consumida va al alcantarillado, la proporción de su volumen con respecto al de las aguas servidas debe ser deducida después de cuidadosas consideraciones que dependen de las condiciones locales. El agua empleada en el riego de praderas, jardines, calles, la consumida por los ferrocarriles, y en general para las calderas de vapor instaladas en diversas industrias, no llegará a las cañerías. Por otro lado, algunas industrias pueden tener su propia fuente de abastecimiento cuyo gasto frecuentemente no se controla, y que después de ser empleada descarga en la red de cañerías. Por lo tanto, aunque las aguas residuales pueden variar, en ciudades determinadas del 70 al 130% del agua consumida, los proyectistas suponen generalmente, que el volumen de tales desagües es igual al del agua suministrada, (incluyendo una moderada cantidad correspondiente a infiltraciones).

Dotación.- Es la unidad que cuantifica el agua suministrada o por suministrar a una población, y se define como el volumen que se le asigna a cada habitante correspondiente a un día medio anual, abarcando este volumen todos los usos del agua; servicios domésticos, públicos, e industriales, además pérdidas y desperdicios.

lt

Se expresa en $\frac{\text{lt}}{\text{hab} \times \text{día}}$

Como resultado de la experiencia, se hizo la siguiente tabla que ha servido de base para múltiples proyectos:

No. de habitantes en la Población	lt Dotación en hab x día		
	MÍNIMA	MEDIA	MAXIMA
menos de 5000	60	100	150
5000 a 15000	100	150	200
15000 a 50000	150	200	250
50000 a 200,000	200	250	300

Para poblaciones mayores no es lógico recurrir a esta tabla, sino que es preferible hacer un cálculo para determinar la dotación.

Aportación.- Es la cantidad de aguas negras que corresponde a un habitante por día medio anual, y representa el gasto que entrega a la red por su consumo personal más el de los usos públicos e industriales, y se expresa

en $\frac{lt}{hab \times día}$ Una vez determinada la aportación es fácil

calcular el volumen total de aguas negras. Como ya se dijo al principio de este inciso, es frecuente considerar la Aportación igual a la Dotación. Debo hacer notar que la demanda para incendios, no entra en los cálculos de un alcantarillado.

Variaciones máximas y mínimas.- La aportación es un gasto medio que no escurre en forma constante durante el día, sino que varía en forma semejante a la ley de demandas, con la hora, el día, el mes y el año; en consecuencia es necesario conocer las variaciones máximas para poder calcular los diámetros apropiados que permitan desalojar rápidamente esos altos gastos, evitando estancamientos peligrosos. También es preciso el conocimiento de las variaciones mínimas, para investigar las velocidades en las alcantarillas durante períodos de bajo caudal, y saber si son suficientes para arrastrar la materia sólida e impedir azolves. Además también son útiles para el proyecto de plantas de bombeo para aguas residuales.

En la mayoría de las localidades, las aportaciones de los usos domésticos empiezan a las seis de la mañana, y van aumentando hasta llegar a su máximo entre 12 y 13 horas, descendiendo en el transcurso de la tarde, llegando a reducirse a media noche, únicamente a los gastos de las aguas infiltradas y las de desperdicios.

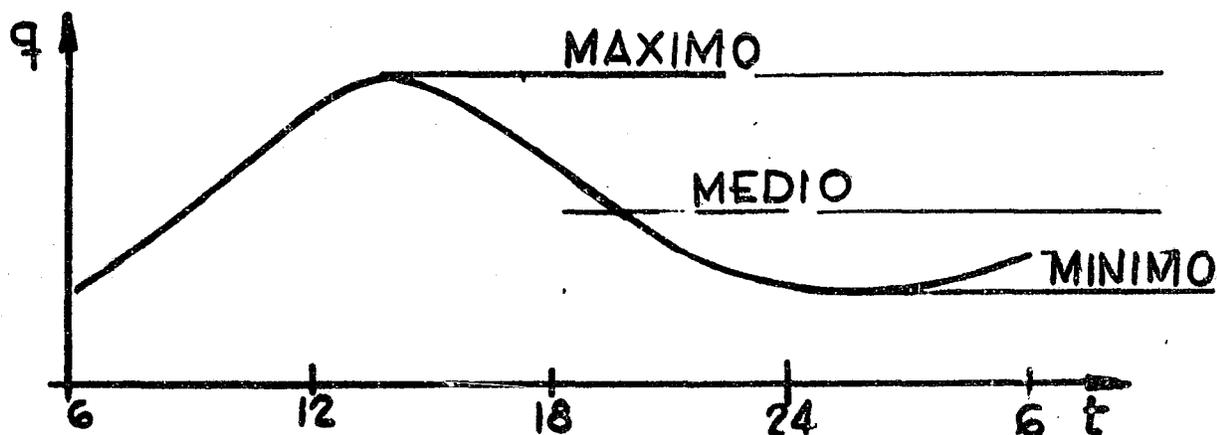


FIG 27

Gráfica de las fluctuaciones horarias.

En esta representación, el GASTO MAXIMO INSTANTANEO corresponde a la ordenada máxima y su valor es el doble del GASTO MEDIO INSTANTANEO.

El gasto MAXIMO HORARIO, se estima como el doble del gasto MEDIO HORARIO, y éste a su vez, se considera como el doble del gasto MINIMO HORARIO.

En las variaciones semanales, las máximas aportaciones tienen lugar el Jueves y el Viernes, y las mínimas el Domingo y el Lunes. El Gasto MAXIMO SEMANAL se considera como 1.5 veces del MEDIO SEMANAL.

Las aportaciones mensuales, alcanzan su máximo valor en Julio y Agosto, y su mínimo en Diciembre y Enero, pudiéndose estimar el Gasto MAXIMO MENSUAL en 1.33 veces el Gasto MEDIO MENSUAL.

Tomando en cuenta las máximas fluctuaciones de las aportaciones semanal y mensual, el GASTO MAXIMO INSTANTANEO será: $2 \times 1.5 \times 1.33 = 4$ veces el gasto MEDIO INSTANTANEO.

Dentro de la misma red, las fluctuaciones de gasto no son las mismas, pues a medida que una cañería es más importante, las variaciones van siendo menores, por la razón de que en los tramos iniciales de las atarjeas, las

aportaciones son muy irregulares, pudiendo darse el caso de que todas las conexiones domiciliarias funcionen a la vez. Para los tramos siguientes, con el gasto que conduce de los anteriores, las fluctuaciones disminuyen llegando a los subcolectores, colectores, y emisarios; los que debido a su gran capacidad, tienen la ventaja de absorber las máximas fluctuaciones de los primeros tramos de la red.

El Ing. Anastasio Guzmán M. recomienda para muestras poblaciones, los siguientes coeficientes de fluctuaciones máximas:

Atarjeas	4
Subcolectores y tramos iniciales de colectores	2 a 3
Tramos finales de colectores o emisarios	1 a 2

Algunos autores han establecido fórmulas empíricas para calcular estos coeficientes, entre las que podemos mencionar las siguientes:

Fórmula de Harmon

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (50) \quad \text{en la que } P \text{ es la población en miles.}$$

Para valores de P mayores de 100 000 habitantes el coeficiente de Harmon permanece constante e igual a 2.

Fórmula de Babitt

$$M = \frac{500}{5\sqrt{P}} \quad (51) \quad \text{en la que } M \text{ está en } \% \text{ y } P \text{ en miles.}$$

Esta expresión se usa para poblaciones entre mil y un millón de habitantes.

En el cálculo de un alcantarillado negro, existen -
diversas maneras de estimar los gastos parciales que se -
supone escurren y concentran al final de cada tramo, a sa-
ber: gasto por habitante, gasto por área servida, y gasto
por longitud de red. Todos se basan en la aportación, --
sus variaciones, ocasionadas por afluencias extraordina--
rias no previstas, y por las fluctuaciones de gasto, se -
toman en cuenta afectando la aportación por un coeficien-
te que incluye todas esas alteraciones, y que varía como
ya se dijo, según el tramo de que se trate.

Gasto por habitante.- Determinada la aportación y
estableciendo el número de individuos a que va a dar ser-
vicio cada tramo, puede fácilmente calcularse el gasto es-
pecífico por habitante. Ejemplo: Se tiene un tramo de --
red con los siguientes datos:

$$A_p = 250 \text{ lt/hab} \times \text{día}$$

Para tramos iniciales $C = 4$
" " siguientes $C = 3.5$

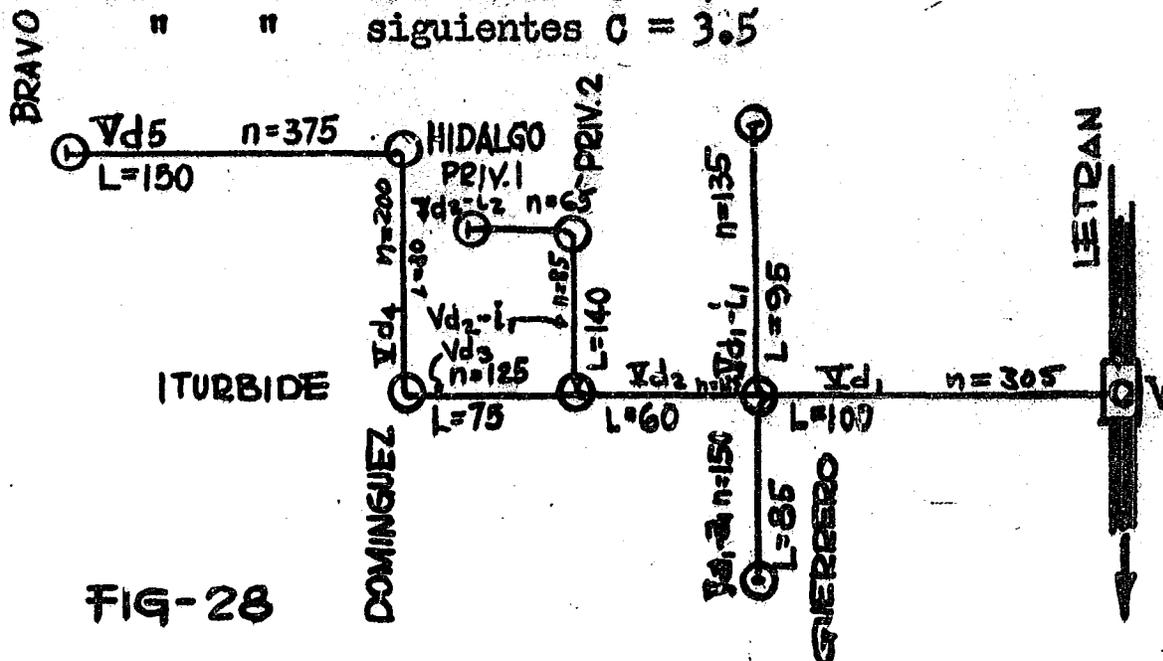


FIG-28

Gasto específico por habitante en los tramos inicia-
les

$$q_h = \frac{250 \times 4}{86400} = 0.01157 \text{ lt/seg}$$

En los tramos subsecuentes

$$q_h^i = \frac{250 \times 3.5}{86400} = 0.01013 \text{ lt/seg}$$

Para mayor facilidad y rapidez en el cálculo de los gastos negros siguiendo éste método, se tabulan los diferentes valores en la forma que se muestra en la página siguiente.

DESIGNACION ALCANTARILLA	LOCALIZACION		LONGITUDES				NUM. DE HAB.	GASTO NEGRO				
			METROS					Lt/seg.				
			Por	Entre	Ramal			Troncal		Ramal		Troncal
		Parc.	Acum.	Parc.	Acum.	Parc.	Acum.	Parc.	Acum.			
* Vd5	Hidalgo	Bravo										
Vd4		Domínguez			150	150	375			4.34		
Vd3		Domínguez			80	230	200			2.03	6.37	
* Vd2-i2	Iturbide	Domínguez			75	305	125			1.27	7.64	
* Vd2-i1	Privada 1	Privada 2	40	40			65	0.75	0.75			
Vd2	Privada 2	Iturbide										
* Vd1-i1	Privada 2	Privada 2	40	80			85	0.98	1.73		9.37	
* Vd1-d1	Iturbide	Privada 2										
Vd1	Guerrero	Guerrero			60	365	125			1.27	10.64	
	Guerrero	Hidalgo										
	Guerrero	Iturbide	95	95			135	1.56	1.56		12.20	
	Guerrero										
	Iturbide	Iturbide	85	85			150	1.74	1.74		13.94	
	Iturbide	Guerrero										
		Letrán			100	465	300			3.04	16.98	

Gasto por área servida.- Calculado el gasto total por eliminar, se divide entre la superficie beneficiada y se obtiene el gasto unitario por superficie, al que se le afecta del coeficiente de fluctuación respectivo, producto que multiplicado por el área que le corresponde al tramo de atarjea, nos da el gasto concentrado al final del mismo. Se dividen las manzanas en cuatro partes según sus diagonales, y se supone que cada triángulo es el área tributaria para la calle que le corresponde, en manzanas de forma de paralelogramo muy alargado, las áreas se dividen en dos triángulos para los lados mas cortos, y dos trapecios para los largos.

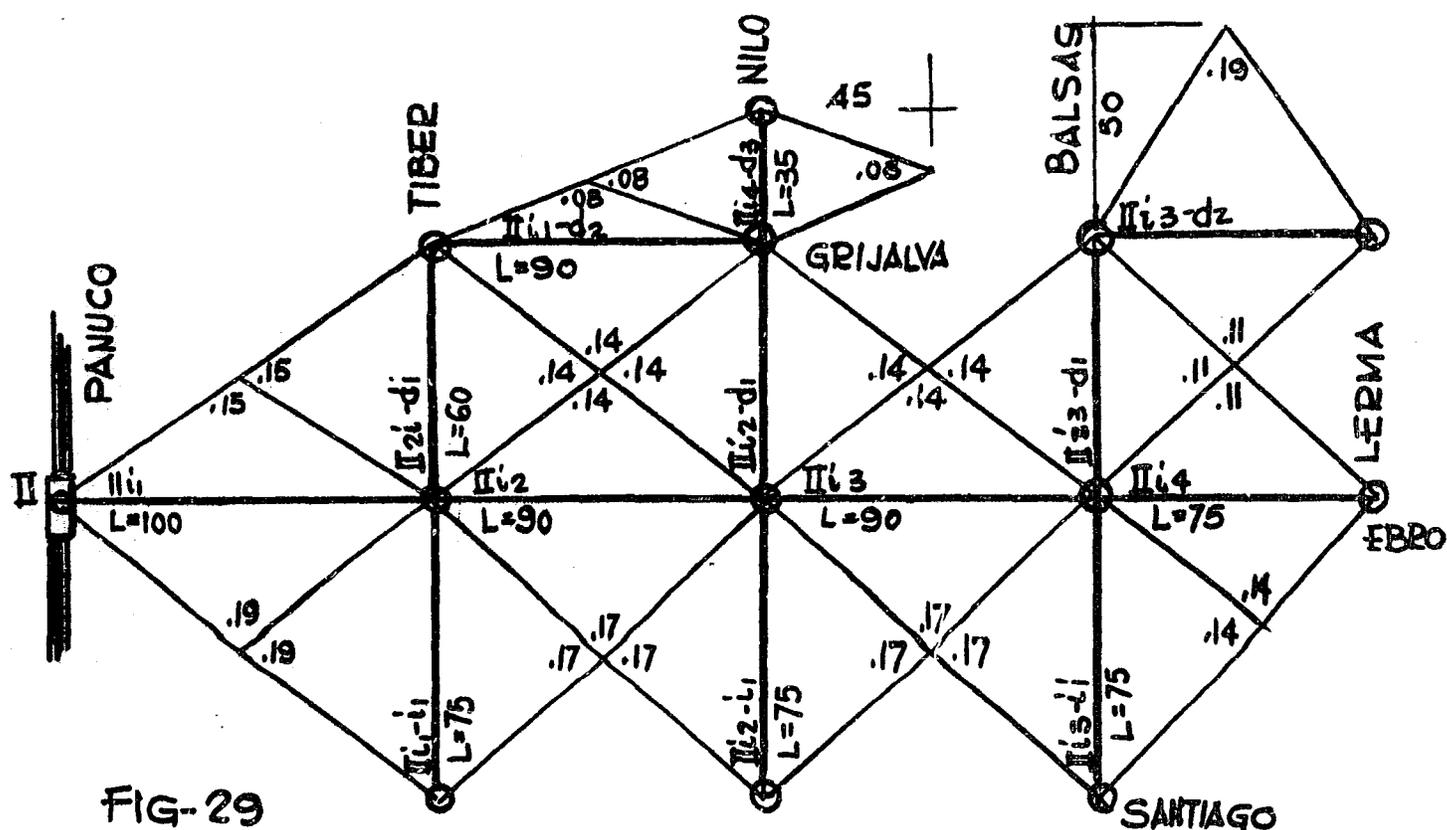


FIG-29

Ejemplo:

$$A_p = 225 \text{ lt/hab} \times \text{día}$$

$$P = 15 \text{ 000 habitantes}$$

$$\text{Area} = 65 \text{ Ha.}$$

Gasto medio total:

$$Q = \frac{225 \times 15 \text{ 000}}{86 \text{ 400}} = 39.06 \text{ lt/seg}$$

Gasto específico por superficie en tramos iniciales

$$q_a = \frac{39.06 \times 4}{65} = 2.40 \text{ lt/seg} \times \text{Ha.}$$

Para tramos subsecuentes

$$q_a = \frac{39.06 \times 3.75}{65} = 2.25 \text{ lt/seg} \times \text{Ha.}$$

Otra forma de seguir este método, es calculando la densidad de la zona por servir, las áreas correspondientes a cada tramo, y obtener el gasto que corresponde a esa densidad; y la cifra específica resultante se va multitiplicando por el área de cada tramo.

Ejemplo:

$$D = 230 \text{ hab/Ha.}$$

$$A_p = 225 \text{ lt/seg} \times \text{día}$$

$$q_a = \frac{230 \times 225}{86\ 400} \times 4 = 2.40 \text{ lt/seg}$$

$$q_a = \frac{230 \times 225}{86\ 400} \times 3.75 = 2.25 \text{ lt/seg}$$

Los valores se tabulan de la misma manera.

Gasto por longitud de la red.- Conociendo el gasto total por eliminar, se divide entre la longitud L de la red, y se obtendrá el gasto instantáneo (gasto instantáneo por unidad de longitud), el que se afectará del coeficiente de fluctuación respectivo; producto que multiplicado por la longitud del tramo se obtiene el gasto producido en el mismo.

Ejemplo: $A_p = 300 \text{ lt/hab} \times \text{día}$
 $P = 20\ 000 \text{ habitantes}$
 $L = 17\ 500 \text{ m}$

Gasto medio total $Q = \frac{300 \times 20\ 000}{86\ 400} = 69.44 \text{ lt/seg}$

Gasto por unidad de longitud en tramos iniciales

$$q_1 = \frac{69.44}{17\ 500} \times 4 = 0.0159 \text{ lt/seg} \times \text{m}$$

en tramos subsecuentes

$$q_1 = \frac{69.44}{17\ 500} \times 3.75 = 0.0149 \text{ lt/seg} \times \text{m}$$

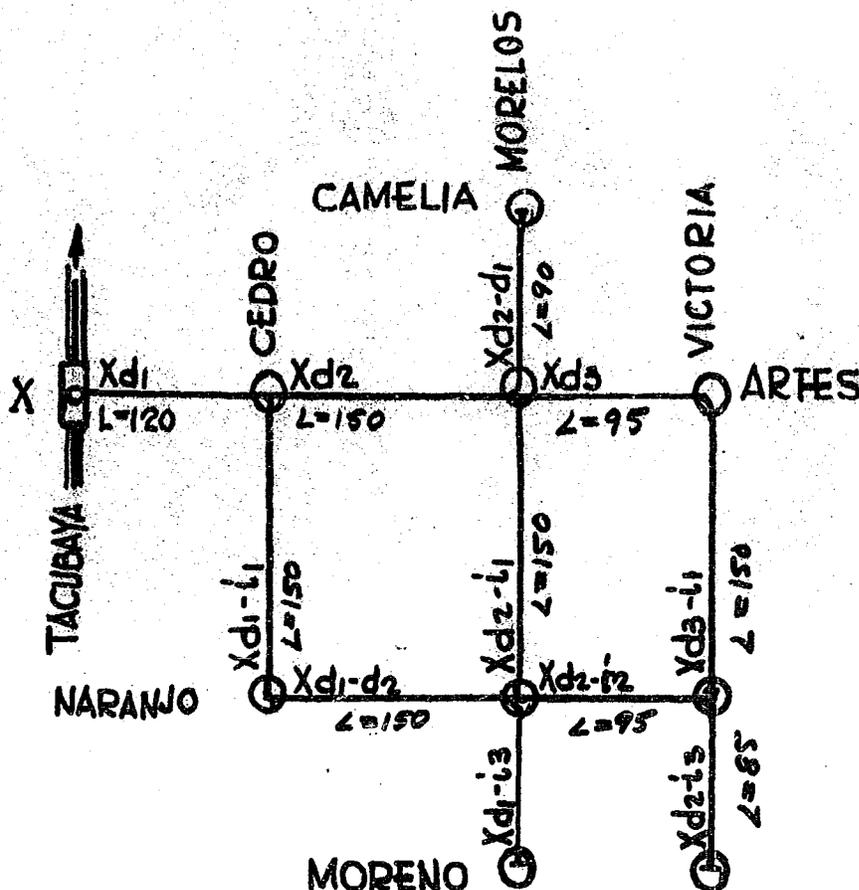


FIG-30

CONCENTRACION Y ACUMULACION DE GASTOS, RETARDOS.

Se ha supuesto que los gastos máximos instantáneos (el del propio tramo y el de los anteriores) se concentran en los extremos bajos de cada tramo, lo que es poco probable que acontezca dependiendo del tipo de atarjea. En una atarjea sin ramificaciones, de acuerdo con lo supuesto, el



FIG-31

gasto máximo instantáneo se acumula en 2; - en el tramo siguiente 2-3 se hace la misma - suposición, el gasto q' originado en ese tramo, más el - gasto máximo q reunido en 2, se concentran en 3 y así sucesivamente; lo cual para que llegase a pasar se necesitaría que todos los gastos máximos instantáneos de cada tramo, se sostuvieran el tiempo necesario para que el gasto del primer tramo recorriera la distancia existente hasta el extremo considerado.

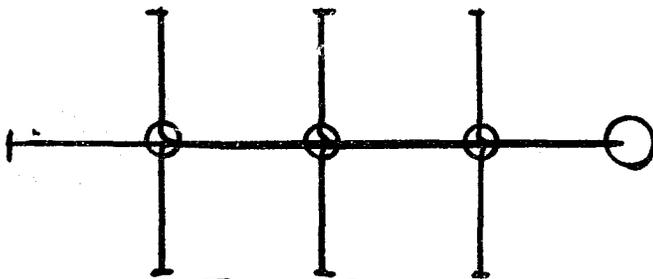


FIG 32

del lado de la seguridad.

En el caso de las atarjeas ramificadas, la posibilidad de concentración es mayor - por el menor retardo de las aguas al recorrer menores - distancias. Por lo tanto - esta consideración hace que la capacidad de la red esté

6.- VELOCIDADES Y PENDIENTES.

a).- Concepto de velocidad en general. La velocidad es una cantidad vectorial que para estar completamente definida debe conocerse su magnitud, dirección y sentido; se expresa mediante vectores. Su magnitud se expresa

$$v = \frac{\Delta e}{\Delta t} \quad \text{tomando límites}$$

$$v = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta s}{\Delta t} = \frac{ds}{dt} = f'(t)$$

es decir, el valor de la velocidad es la derivada del camino recorrido con respecto al tiempo. Su dirección es la línea imaginaria que recorre, y el sentido es hacia donde se dirige.

b).- Concepto de velocidad en corrientes de agua. - El agua está formada por pequeñas partículas, las que cuando alguna causa extrema rompe su estado de equilibrio, adquieren velocidades de diferentes magnitudes, siendo ocasionadas por las diferentes fuerzas que se oponen al movimiento, como son la viscosidad, la fricción de la pared del conducto, etc., siendo estas magnitudes pequeñas, las trayectorias y las posiciones de dichas partículas se conservan paralelas y del mismo sentido constituyendo el régimen laminar. Arriba de ciertos valores llamados críticos, las trayectorias, las direcciones y sentidos son caprichosos formando el régimen turbulento.

Como para el estudio de las corrientes de agua es necesario conocer la velocidad y es imposible que se estudie la de cada partícula, se ha adoptado un valor medio para la sección considerada que es al que se refieren las fórmulas. La magnitud de la velocidad como ya se dijo depende de la pendiente, del tamaño y forma de la sección transversal y de la rugosidad de las paredes del conducto. La repartición de velocidades en una sección depende de muchas circunstancias. En un cauce abierto si se midiese la velocidad en diferentes lugares, y se determinaran curvas de igual velocidad (isótacas), se encontraría que la velocidad máxima se encuentra sobre la vertical de mayor profundidad a $1/5$ aproximadamente abajo de la superficie. Haciendo el diagrama de velocidades sobre esa vertical, se obtiene un sector de parábola cuyo vértice corresponde a la máxima velocidad; la velocidad media se localiza entre 0.2 y 0.8 de su profundidad; y su valor es aproximadamente el 85% de la velocidad máxima y como de 80 a 95% de la superficial. En el caso de conductos circulares y lle

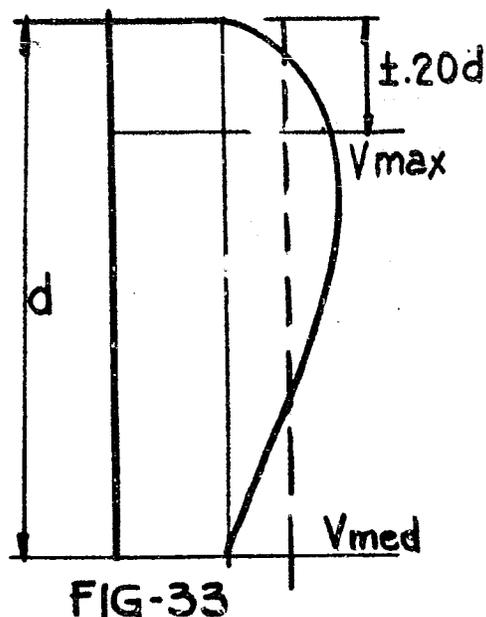


FIG-33

nos, las isótacas son círculos concéntricos cuyo valor aumenta del perímetro al centro de la sección debido a la resistencia que ofrece la pared del conducto.

c).- Relación entre pendiente, velocidad y gasto. Estos tres valores están íntimamente relacionados como se puede ver en la fórmula de continuidad y en aquéllas con que se calcula la velocidad. Por una sección determinada pueden pasar una gran variedad de gastos cam-

biando la velocidad, y por consecuencia la pendiente; lo mismo sucede teniendo un gasto por eliminar, éste puede conducirse por diferentes secciones según la velocidad de que esté animado, desde el punto de vista económico ese gasto debería eliminarse por la sección menor, pero se necesitaría una pendiente fuerte con lo que se profundizaría demasiado la tubería encareciendo por otro lado la obra; por lo tanto el criterio a seguir es equilibrar la sección y la pendiente procurando que ésta siga paralela a la pendiente general del terreno.

En la circulación por canales abiertos, la línea de carga coincide con la superficie del agua y el gradiente hidráulico o pendiente es igual a la caída de ésta por unidad de longitud. En condiciones ordinarias se toma como pendiente de una alcantarilla, la de su plantilla, lo que implica que ésta y la superficie del agua sean paralelas, generalmente así sucede, pero debe tomarse en cuenta la posibilidad de cualquier condición que modifique la pendiente hidráulica, con lo que se modificaría la capacidad de conducción sin haber cambiado la pendiente geométrica, lo cual puede suceder en las conexiones de atarjeas con colectores o en donde se produzcan cambios de velocidad que afecten la línea de carga; en los desfuegos a ríos o lagos pueden estar sumergidos originando una pendiente hidráulica

menor que la geométrica, y una reducción en la capacidad de conducción.

d).- Velocidades en tuberías que trabajan como canal. El agua se mueve en sentido descendente en los tubos o canales por efecto de la fuerza de gravedad, con una velocidad media tal, que la carga disponible o altura de caída compense las fricciones y en pequeña parte de origen a una transformación en energía cinética, es decir en velocidad debida a la carga; dicha velocidad media varía de acuerdo con el tirante. Su diagrama de velocidades es igual al de cualquier conducción en canal, cambiando éste cuando está lleno, pues las velocidades en la periferia son iguales y si el conducto es simétrico, su diagrama se asemejará a una parábola.

La sección circular presenta la particularidad de que la velocidad a medio tubo es la misma que a tubo lleno.

Los límites máximos de la velocidad en tuberías, que no causen erosión; varían según el material de que estén construídas, en el caso que aquí tratamos, generalmente son conductos de barro cocido o de concreto los que admiten velocidades de 2.00 a 2.50 m/seg, sin embargo habrá ocasiones excepcionales en que por razones particulares del caso se empleen velocidades mayores siempre que no pasen de 4.00 m/seg, para lo cual deberá utilizarse material apropiado debidamente reforzado.

e).- Fluctuaciones de tirante en conductos cerrados y relación con velocidades y pendientes.- Ya se indicó que los gastos que conduce una alcantarilla son sumamente variables, desde un gasto máximo de seguridad igual a 4 veces el gasto diario medio anual $4q$, a un gasto mínimo igual a la mitad del gasto diario mencionado $0.5q$. Las condiciones de escurrimiento, elegida ya una forma de sección, varían entre estos dos extremos, presentado algunas ventajas según la forma elegida.

Estas fluctuaciones hacen que las características hidráulicas cambien para cada tirante, ya que corresponderá

a cada valor de éste un área mojada y un perímetro mojado distintos, y por consecuencia un radio hidráulico diferente; si la pendiente es constante la magnitud de la velocidad varía en razón directa del radio hidráulico, en consecuencia, al cambiar el tirante variará la velocidad.

En conductos cerrados, a mayor tirante aumenta la velocidad hasta llegar a su máximo después del cual decrece siguiendo una ley diferente para cada sección. Ese máximo se presenta en las secciones más usuales entre el .80 a .95 de la altura máxima media de la plantilla a la clave.

Si se determina una velocidad a tubo lleno con una pendiente dada, al disminuir el gasto la velocidad bajará y la pendiente supuesta no seguirá dando la velocidad calculada. Tratándose de aguas limpias ésto no tiene inconveniente puesto que escurrirán con el mínimo de pendiente, pero tratándose de aguas con materia sólida en suspensión como son las aguas negras, se requerirá una velocidad mínima (para el gasto mínimo) capaz de arrastrar la materia sólida que contienen. Es conveniente por lo tanto dar al tubo una pendiente que nos proporcione esa velocidad mínima cuando se presenta esa fluctuación mínima.

f).- Especificaciones para velocidad y pendiente mínimas. Es muy importante determinar la velocidad mínima que ha de tener el agua en las alcantarillas, con objeto de obtener la más rápida evacuación de las aguas sucias.

Las aguas sucias por las materias que llevan disueltas, tienen un peso mayor que las aguas puras y además -- llevan materias en suspensión que deben arrastrarse; por consiguiente han de estar animadas de una velocidad suficiente para vencer la resistencia que al arrastre oponen sobre las paredes tales materias.

A este respecto las múltiples experiencias indican, que en alcantarillas de aguas negras se requiere una velocidad a tubo lleno no inferior a 60 cm/seg, con lo que se asegura en gasto mínimo la velocidad de 30 cm/seg, consi-

derada como capaz de arrastrar los sólidos usuales que -
llevan estas aguas. Esto puede comprobarse en la siguien-
te forma:

Supóngase una alcantarilla de sección circular de -
diámetro D , por la que va a eliminarse un gasto máximo -
de $4q$ con una velocidad $v = 60$ cm/seg, y un gasto míni-
mo de $0.5q$ se calculará la velocidad v' de este gasto.

La capacidad del tubo es $C = 4q$

El gasto mínimo $0.5q$ ocupará $1/8$ de C . Empleando la
gráfica de elementos geométricos (Anexo 5) se obtiene pa-
ra $.125 C$ un tirante igual a $0.245 D$ y una velocidad -
 $v' = 0.64 v$, sustituyendo $v' = 0.64 \times 60 = 38.4$ cm/seg >
 30 cm/seg.

Una pendiente mínima no puede especificarse sin an-
tes decir las características de la sección y rugosidad -
de sus paredes.

La sección que primordialmente se emplea en el país
(por las razones que después se expondrán) es la circular
y los materiales con que se construyen son barro cocido y
concreto; por tal motivo a continuación se exponen las -
pendientes mínimas para este tipo de tuberías cuyos diáme-
tros son los usados en redes negras.

PENDIENTES MINIMAS	
$n = 0.013 \quad v = 60$ cm/seg	
Diámetro cm.	Pendiente m
20	0.0040
25	0.0030
30	0.0022
38	0.0015
45	0.0012
60	0.0008

7.- PROPORCIONAMIENTO DE SECCIONES.

a).- Forma de sección hidráulica (relación del radio hidráulico a la forma).

En el transporte de agua a presión es usual adoptar la sección circular para los conductos, pero cuando se trata de conducción por gravedad, esta sección no es siempre la más conveniente; por lo que surge, en esta forma de escurrimiento, el problema de elegir la sección más apropiada. La ecuación de continuidad nos dice $A=Q/v$, en donde conocidos Q y v es fácil obtener un área, pero hay infinitud de figuras con diferentes formas de igual área, cuál de ellas será la más apropiada? cada una presenta ventajas y desventajas. Como las dimensiones de la sección se traducen en material de construcción y éste en dinero, desde el punto de vista económico, deben preferirse las menores secciones posibles; por lo que conviene disminuir lo más que se pueda el valor de A y si se tiene un gasto fijo Q , es necesario aumentar la velocidad entre los límites ya vistos: (0.60 m/seg a 2. - 2.5 m/seg)

De la fórmula general $v = C r^x s^z$ en la que se puede asimilar cualquier fórmula para calcular la magnitud de la velocidad, se ven los factores que intervienen en ella. El coeficiente C depende principalmente de n .

Para conductos del mismo material e igual pendiente v aumenta proporcionalmente con r , y por tanto con el área A . Ahora bien, si se tiene esa superficie A fija y se quiere aumentar la velocidad por la razón ya expuesta, la única manera de hacerlo es disminuyendo el perímetro mojado P , el que depende de la forma de la sección; en consecuencia conviene elegir una sección de forma tal que permita un escurrimiento con la máxima velocidad y con la mínima superficie de contacto.

b).- Forma óptima. La elección de la forma de sección más apropiada en las alcantarillas por los gastos variables que transporta constará de dos partes: la condición a tubo lleno, y a parcialmente lleno.

Quando el agua llena completamente el conducto cerrado, puede decirse que la mejor sección será aquella que encierra mayor área en el menor contorno interior. De todas las figuras geométricas conocidas, el círculo es el que satisface esta condición; su radio hidráulico es el mayor valor que puede obtenerse a tubo lleno.

A esta ventaja, traducida en menor costo de fabricación, se suman otras.

La construcción de tubos circulares puede hacerse en el lugar de su colocación, o en fábrica en donde se controlan mejor los materiales, su acabado es más perfecto; en resumen ofrece mejores garantías. En su manufactura se aprovecha el movimiento mecánico circular, uno de los más controlables y utilizables. Se maneja con más facilidad un tubo circular, que conductos de otra sección; por su simetría no requiere una posición determinada en su colocación, facilita grandemente los cálculos hidráulicos, y el ser una figura geométrica sumamente empleada, facilita encontrar sus características.

Su radio hidráulico es el mismo a tubo lleno que a medio tubo $r = D/4$ por lo que el gasto en estas condiciones será la mitad del gasto a tubo lleno.

Otra ventaja de la sección circular es que no presenta entrantes ni salientes facilitando la conducción de las aguas. Cabe hacer notar que el gasto máximo de una sección circular no se obtiene a tubo lleno como podría suponerse, sino cuando es poco menor que el diámetro, aproximadamente 9.5 décimos del mismo; en estas condiciones el área mojada es menor, r disminuye por este concepto pero en cambio aumenta por la disminución de p , pues a una ligera disminución de la superficie corresponde una longitud mucho mayor de p . Por estas razones puede considerarse la sección circular como la sección óptima para alcantarillas que trabajen a tubo lleno.

Quando el tubo circular conduce los gastos mínimos, se alteran las condiciones de buen escurrimiento; sucede-

lo contrario de lo que acontece cuando el tirante a tubo lleno baja un décimo del diámetro, el radio hidráulico disminuye y con ello la velocidad y el gasto originando así el asentamiento de materias dañinas. Este mal funcionamiento en ocasiones puede subsanarse aumentando el gasto con agua tomada de cualquier fuente de aprovisionamiento, con lo que aumenta el costo de operación. Se agrega a este inconveniente el de tener una base de sustentación pequeña ofreciendo dificultades en terreno de poca resistencia, para lo cual debe consolidarse el terreno y muchas veces hasta disponer una estructura que aumente su área de cimentación, aumentando el costo de la alcantarilla.

c).- Conveniencia de cambiar la sección circular.- En el alcantarillado tiene especial importancia el escurrimiento con gastos mínimos, por lo que en ocasiones será necesario cambiar la sección circular por otra que ofrezca mejores condiciones en el transporte de esos gastos mínimos; como es el caso de una ciudad plana y que no disponga de agua para aumentar el gasto (lavado de las alcantarillas).

En general, las secciones de forma especial, son más caras, más difíciles de construir, encarecen la instalación y dificultan las reposiciones posteriores.

d).- Casos concretos. Una de las múltiples maneras de cambiar la sección circular, es aprovechando las ventajas que ésta presenta a tubo lleno, sustituyendo la parte inferior por otra que transporte en mejores condiciones el gasto mínimo. Como es el caso de efectuar esa sustitución por un triángulo, fig. 34, desde luego no con cualquiera inclinación de AB y BC se obtiene la misma variación del perímetro; entre menor sea α se obtendrán mayores variaciones de p , sin embargo hay un límite de esa inclinación en la sección triangular $p = ABC = 2AB$ y $a =$
 $2 AD \times T$

$$AD = AB \cos \alpha$$

$$AD = \frac{T}{\operatorname{tg} \alpha}$$

$$\therefore a = T \times AB \cos \alpha$$

$$\text{y } a = \frac{T^2}{\operatorname{tg} \alpha}$$

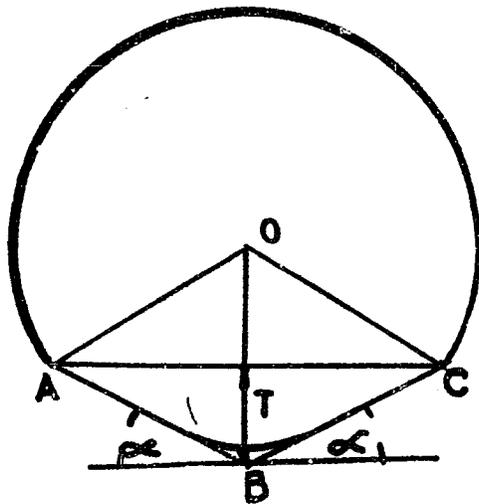


FIG. 34

$$r = \frac{a}{p} = \frac{T \times AB \cos \alpha}{2 AB} = \frac{T}{2} \cos \alpha$$

pero

$$T = \sqrt{a \operatorname{tg} \alpha} \therefore r = \sqrt{a \operatorname{tg} \alpha} \frac{\cos \alpha}{2} =$$

$$= \frac{\sqrt{a}}{2} \sqrt{\frac{\operatorname{sen} \alpha \cos^2 \alpha}{\cos \alpha}}$$

$$r = \frac{\sqrt{a}}{2} \sqrt{\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha} ; \quad (52)$$

$\frac{\sqrt{a}}{2}$ es constante por lo que el valor de α que hace máximo a r es 45° .

El ángulo en B es difícil de construir y un rincón propicio para que se acumulen azolves por lo que suele redondearse con un arco de círculo.

Esta sección no es empleada en la práctica, sin embargo dió la idea para construir otras secciones.

Las secciones que más se emplean son: las ovoidales, las de herradura, las semi-elípticas, las tipo herradura con cuneta y las rectangulares con cuneta entre otras.

De éstas las que mayores ventajas ofrecen para un buen escurrimiento tanto con el gasto máximo como con-

el mínimo son las primeras, es decir las ovoidales, y de éstas hay diferentes tipos: normal o inglés forma antigua, inglés forma nueva, la Phillips, secciones de eje mayor horizontal, etc.

Supóngase que se requiere cambiar la sección circular por ovoidal tipo Phillips. Los elementos geométricos de esta última a tubo lleno son:

$$A = 4.5942 R_1^2 \quad \text{y} \quad p = 7.9297 R_1$$

y los del círculo $A_c = 3.1416 R^2$ y $p = 6.2832 R$
igualando las áreas

$$4.5942 R_1^2 = 3.1416 R^2 \therefore R_1^2 = \frac{3.1416}{4.5942} R^2 \quad R_1 = .828 R$$

Es decir que para una área igual, debe trazarse una sección ovoide con un radio = .8280 del radio del círculo. Con esto no hay seguridad de que con la misma pendiente - pase igual gasto por la sección, puesto que su radio hidráulico es menor, por lo que habrá necesidad de determinar por tanteos, en caso general, una sección de mayor área que dé el mismo gasto, o bien aumentar la pendiente.

e).- Indicaciones generales para formar una sección especial. Por las líneas de que están formadas, se distinguen tres tipos de secciones: las rectilíneas, las curvilíneas, y las mixtilíneas.

Las primeras como su nombre lo indica, son las secciones formadas únicamente por rectas cuyas intersecciones son ángulos que se traducen en lugares donde se deposita la materia sólida que contienen las aguas negras, y por tal motivo no se emplean.

Las curvilíneas, para facilitar su construcción y el cálculo de sus características geométricas, deben formarse por arcos de círculos tangentes entre sí. Además en esta forma se evitan los rincones.

Las secciones mixtilíneas, deben por las mismas razones anteriores, construirse con arcos de círculos y rectas, procurando que éstas sean tangentes a ellos, y en los casos donde se tengan ángulos, redondearlos.

8.- DIAMETROS COMERCIALES.

Inconvenientes del cálculo directo para diámetros de tubos.

a).- En el proyecto de un alcantarillado, el cálculo directo de los diámetros apropiados presenta el siguiente inconveniente. Partiendo de la ecuación de continuidad $Q = A V$ se conocen únicamente el gasto y la forma de la sección, la velocidad se determina en función de la forma y superficie de la sección A que se busca, por lo que el problema resulta indeterminado procediendo a resolverlo por tanteos suponiendo la velocidad V o la sección A . Aquí son de utilidad los valores límites especificados para la velocidad, pues guían en las suposiciones de los primeros tanteos; sin embargo deberán hacerse varios tanteos, siendo un cálculo laborioso a la vez que tedioso.

b).- Repetición de los mismos cálculos en una red de alcantarillado.- Como la determinación del diámetro de los conductos debe hacerse en cada tramo, para una población pequeña, el número de veces que tiene que repetirse dicho cálculo es considerable. Por ejemplo, una localidad de 64 Ha formada de manzanas de 50×100 m. considerando que es de forma cuadrada, en un sentido tendrá 17 calles de 8 cuadras o sean 136 tramos; y en otro sentido tendrá 9 calles de 16 cuadras o sean 144 tramos que sumados con los anteriores son 280 tramos. Si esto es en una población pequeña, en una población mayor será en mucha mayor escala.

c).- Imposibilidad de obtener los tubos calculados. Cada tramo elimina diferente gasto máximo, y si a cada uno se le construyera el tubo de diámetro apropiado, su costo se elevaría enormemente, pues se necesitarían moldes espe

ciales para cada tubo siendo poco práctico y prestándose además a confusiones. Por otro lado en el caso de un alcantarillado negro los gastos que se eliminan son pequeños, requiriéndose para ello diámetros tan pequeños que frecuentemente con la materia sólida de las aguas negras se obstruccionaría. Como puede verse en los ejemplos al tratar las diferentes maneras de determinar los gastos negros; en el primer ejemplo al final del ramal, el gasto que se entrega al colector es de 16.98 lt/seg siendo inferior a la capacidad de 18.87 lt/seg que tiene el tubo de 20 cm. de ϕ con la velocidad mínima de 60 cm/seg (Anexo 3) Los tubos en los primeros tramos con velocidades medias de 1.20 m/seg. necesitarían diámetros de 2.83 cm, 4.27 cm, 6.9 cm, etc. difíciles de construir y fáciles de obstruirse.

d).- Fabricación de tubos (comerciales).- La prefabricación de tubos se ha extendido mucho por las múltiples ventajas que presenta sobre todo para alcantarillas de pequeñas dimensiones. Se fabrican de barro cocido vitrificado, concreto y fierro, siguiendo las especificaciones de la A S T M. Por su menor costo y duración los dos primeros materiales son los más empleados, teniendo la facilidad el concreto, de poder obtenerse en las cercanías del lugar los materiales que lo forman, y necesitarse menos personal especializado que para la fabricación de tubos de barro, habiendo la facilidad con ello de establecer una fábrica que surta la región, con lo que baja el precio por concepto de acarreo, además pueden comprobarse fácilmente por los ingenieros los métodos empleados. Se dijo ya que en esta forma se controla mejor los materiales, necesitando cada fábrica contar con el equipo suficiente para probar su producto y poder garantizar su calidad. Los ensayos a que se someten los tubos son tres: resistencia al Aplastamiento, empleando el método del soporte de arena o el de los tres soportes; resistencia a la Presión Hidráulica y resistencia al poder de Absorción.

Los tubos de concreto se construyen de los siguientes diámetros 10, 15, 20, 25, 30, 38, 45, 60, 76, 91, 120,

160, 183, 198, 213, 230 cm. Las tuberías de barro por su menor resistencia mecánica se construyen hasta 91 cm. (ya raramente). Los diámetros empleados en redes negras varían de 20 a 60 cm. (éste último rara vez empleado).

e).- Conveniencia de sujetarse a las anteriores. La conveniencia de emplear los diámetros comerciales, es que simplifican mucho los cálculos de diseño, ya que con estos se forman diagramas, tablas, y nomogramas (Anexos 2, 3 y 4) mostrando sus características de escurrimiento en diferentes condiciones. Como se fabrican siguiendo especificaciones basadas en múltiples experiencias, la tubería, al probarse debe cumplir ciertas normas. Ahora bien, si se conocen esas especificaciones se puede revisar, a grosso modo, que el tubo esté dentro de las tolerancias permitidas.

Es fácil conseguir cualquier reposición o faltante y no tiene problema en instalarse.

f).- Casos en que conviene determinar una sección y construirla especialmente. Los cambios de sección deben obedecer a condiciones especiales que permitan el empleo de otra sección diferente a las comerciales y que tengan una ventaja preponderante, como sucede al presentarse un obstáculo que tenga que salvarse con un sifón, un túnel, puente-canal, un sifón-puente etc., o bien un obstáculo que permita el paso de la corriente con un tirante mayor o menor que el de la sección circular. Por no disponer de facilidades para obtener tubos prefabricados o para la obtención de ciertos materiales, habrá ocasiones en que abunden unos materiales y que por razones de economía se empleen.

g).- Problema de cálculo teniendo en cuenta los diámetros. Las capacidades de los tubos que expende el comercio no son en general acomodaticias a los gastos que cada tramo va a conducir por lo que, en algunos casos los tubos serán insuficientes, trabajando como tubería forzada, lo que no tiene inconveniente siempre y cuando no sea permanente y que las presiones no sean excesivas; en otras

ocasiones estarán sobradas y a mayor área y gasto constante la velocidad disminuye, con lo que puede tener lugar el depósito de la materia sólida de las aguas servidas, azolvando el conducto. Por esto deben tenerse en cuenta las condiciones de gasto mínimo a fin de que la velocidad no sea inferior a la mínima.

9.- CONDICIONES DE GASTO MINIMO.

a).- Régimen variable de los volúmenes de aguas negras. Una alcantarilla es un tramo de red que va de pozo a pozo conservando uniformes su sección, pendiente y dirección, con objeto de lograr un escurrimiento que se asemeje a un régimen uniforme, y poder controlar el movimiento de las aguas mediante las fórmulas ya vistas.

En su trayecto las atarjeas reciben las afluencias de los albañales negros en forma intermitente, pues siendo las aguas negras el producto del empleo del agua en los diferentes menesteres de la vida, las aportaciones a las atarjeas se efectúan en forma irregular. En los tramos de cabezas de atarjeas, es donde esas irregularidades son mayores, ya que los aportes varían desde cargas muy violentas que pronto pierden su poder de arrastre, a la carencia total de escurrimiento; en los tramos siguientes esa variabilidad es menor porque no transportan únicamente el gasto recolectado en el tramo, sino que conducen además los de tramos anteriores, disminuyendo cada vez más en los tramos subsecuentes esas variaciones sin llegar a desaparecer. A esto se suma el inevitable azolvamiento ocasionado por la sedimentación de la materia sólida de las aguas negras, o por la adherencia de éstas en las paredes de los conductos alterando así su área. Tenemos además que, las conexiones de los albañales, los defectos propios de la construcción, la incertidumbre en la estimación de los volúmenes por eliminar, las discrepancias entre éstos y las dimensiones de los tubos que expende el comercio, cambios de pendiente, de dirección, los accesorios, las dislocaciones debidas a movimientos del terreno etc. son factores que intervienen haciendo que el escurrimiento calculado como uniforme, siga un régimen va

riable.

b).- Gastos máximos y mínimos, y relación con la sección. El escurrimiento de los gastos máximos y mínimos del régimen variable de las aguas residuales, debe hacerse en las mejores condiciones hidráulicas para que el alcantarillado satisfaga su función de eliminación rápida y segura.

En un conducto de forma cualquiera por el que fluye un gasto variable, existen dos clases de elementos: los propios del conducto como son la sección, el perímetro interior, la clave, la plantilla, el eje, la rugosidad de la superficie interior, y el espesor de sus paredes cuyas magnitudes no se alteran; y los hidráulicos: el tirante, perímetro mojado, área mojada y radio hidráulico que dependen de las magnitudes geométricas de la sección de la corriente. Estos elementos varían con el tirante y cuando éste es máximo los tres primeros elementos propios del conducto, coinciden con los tres hidráulicos.

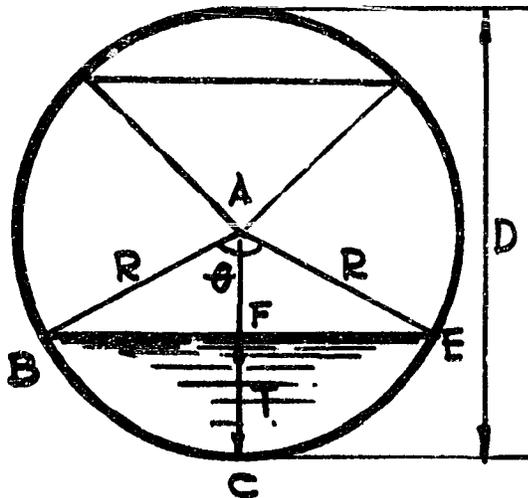
Cuando el tirante es una fracción del eje vertical, la corriente no llena la sección del conducto y para cada valor del tirante corresponde un valor distinto de las características hidráulicas, por lo que cuando escurre el gasto mínimo el tirante es también mínimo al igual que su área mojada.

Al variar los valores del gasto, del máximo al mínimo, se registran variaciones de los elementos hidráulicos que pueden representarse gráficamente, para lo cual se necesita expresar cada elemento en una ecuación general que abarque todas sus variaciones con respecto al tirante. En seguida se verán los elementos hidráulicos para un tirante cualquiera de una sección circular.

La simetría de esta sección facilita la determinación de las características mencionadas a cualquier tirante.

Sea un conducto circular de diámetro D , tirante T ,

y radio R.



Perímetro mojado p
 $p = \text{arco B C E}$

$$\frac{\text{arco B C E}}{\theta} = \frac{\pi D}{360^\circ} \therefore p = \frac{\pi}{360^\circ} D \theta$$

$$p = 0.0087266 \theta D \quad (53)$$

Area mojada a

$a = \text{casquete B C E F} = \text{A B C E} - \text{triángulo A B E}$

FIG-35

$$\text{sector A B C E} = \frac{1}{2} \text{ arco B C E} \frac{D}{2}$$

$$\text{sector A B C E} = \frac{1}{2} \frac{\pi}{360^\circ} D \theta \frac{D}{2} = \frac{\pi}{180^\circ} \theta \frac{D^2}{8}$$

$$\Delta A B E = \frac{1}{2} B E \times A F \quad \text{pero } B E = 2 R \text{ sen } \frac{\theta}{2}$$

$$A F = R \text{ cos } \frac{\theta}{2}$$

$$\Delta A B E = R^2 \text{ sen } \frac{\theta}{2} \text{ cos } \frac{\theta}{2} = \frac{D^2}{4} \text{ sen } \frac{\theta}{2} \text{ cos } \frac{\theta}{2}$$

$$\Delta A B E = \frac{D^2 \text{ sen } \theta}{4 \cdot 2} = \frac{D^2}{8} \text{ sen } \theta$$

$$\text{sust. valores } a = \frac{\pi}{180^\circ} \theta \frac{D^2}{8} - \frac{D^2}{8} \text{ sen } \theta = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi}{180^\circ} \theta - \text{sen } \theta \right)$$

$$\therefore a = (0.0021816\theta - 0.125 \operatorname{sen}\theta) D^2 \quad (54)$$

Radio hidráulico r

$$r = \frac{a}{p} = \frac{\frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi}{180^\circ} \theta - \operatorname{sen}\theta \right) D^2}{\frac{\pi}{360^\circ} D \theta} = \frac{D^2}{8} \frac{\pi \theta - 180^\circ \operatorname{sen}\theta}{\frac{\pi \theta D}{2}}$$

$$r = \frac{D}{4} \frac{\pi \theta - 180^\circ \operatorname{sen}\theta}{\pi \theta} = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{180^\circ \operatorname{sen}\theta}{\pi \theta} \right)$$

$$r = \left(\frac{1}{4} - \frac{45^\circ \operatorname{sen}\theta}{\pi \theta} \right) D = \left(0.25 - 14.3239 \frac{\operatorname{sen}\theta}{\theta} \right) D \quad (55)$$

Estas expresiones tienen como variable a θ , la que se relacionará con el tirante T.

$$AF = R - T \quad \text{y} \quad \cos \frac{\theta}{2} = \frac{AF}{R} = \frac{R-T}{R} = 1 - \frac{T}{R}$$

dando valores a T en función de R se encontrarán los de θ que sustituidos en las fórmulas 53, 54 y 55 nos darán valores de esos elementos los que se representan gráficamente, Anexo 5.

Para la obtención de las variaciones de la velocidad a diferentes tirantes, se procede en forma similar; se relacionan estas velocidades con la que tiene lugar a tubo lleno empleando para determinar su magnitud cualquiera de las fórmulas sencillas: la de Chezy con coeficiente simplificado de Kutter, o la de Manning. La curva de la velocidad que aparece en la gráfica Anexo 5, representa los promedios de los valores obtenidos con las fórmulas de Chezy, despreciando la influencia de C, la misma fórmula tomando en cuenta C calculado con la expresión simplificada de Kutter, y utilizando la de Manning.

Una vez obtenidas estas variaciones, es fácil encontrar las del gasto, pues se conoce el área mojada para cada tirante y su correspondiente velocidad.

El mismo procedimiento se sigue para cualquier sección; y con la gráfica así obtenida, se pueden conocer las condiciones en que escurre cualquier gasto parcial, conociendo el correspondiente a tubo lleno.

c).- Necesidad de conocer las condiciones en que escurre un gasto mínimo. Es de máxima importancia conocer las condiciones de escurrimiento del gasto mínimo, ya que así pueden evitarse posibles azolvamientos, los que reducen la sección del conducto formándose remansos peligrosos y creándose el peligro de inundaciones, con lo que en vez de ser el alcantarillado una obra para sanear la ciudad, se transforma en un foco insalubre. De esta manera se tienen localizados los tramos que por condiciones locales no funcionen correctamente y necesiten de frecuente limpieza.

En esta forma se disminuyen los gastos de conservación de la red, se asegura un buen funcionamiento del sistema y se garantiza su eficacia higiénica.

10.- ELEMENTOS PARA RESOLVER EL PROBLEMA ANTERIOR CON RAPIDEZ.

Los elementos de que debe constarse para proceder con rapidez en el cálculo de un alcantarillado, ya que se está sujeto a los diámetros que el comercio expende, con los que se forman nomogramas, tablas, y fijan algunas especificaciones.

Para el tema que se ha desarrollado, o sea lo relacionado a un alcantarillado negro, una de las maneras a seguir es: considerando que la dotación es igual a la aportación, se busca en la tabla de dotaciones la que le corresponde de acuerdo al número de habitantes de la población, y de la cantidad de agua disponible. Con este dato se calcula el gasto unitario, ya sea por área servida, por habitante, o por longitud de red; siendo de éstos el último -

el que con mayor rapidez y facilidad se trabaja.

Haciendo un nomograma con cualquiera de las fórmulas empíricas de Babbitt o de Harmon (Anexo 1) referentes al coeficiente de fluctuación máxima, o aprovechando los valores que a ese respecto el Ing. A. Guzmán recomienda de acuerdo con la importancia del conducto, es fácil obtener el coeficiente de fluctuación máximo, valor que multiplicado por el gasto unitario cualquiera que éste sea, nos da el gasto unitario máximo probable, que a su vez multiplicado por el número de unidades del tramo (ya sean de superficie, del número de habitantes o de longitud) dará el gasto máximo probable aportado en ese tramo y que sumado al de los tramos anteriores se tiene el máximo valor del gasto que probablemente se acumulará al final del tramo. Estos gastos para mayor facilidad se tabulan en la forma que ya se indicó en el punto 5 de este capítulo.

El siguiente paso a seguir, es la determinación del tamaño del conducto y su pendiente. Para esto se conocen el gasto, la forma del conducto, que generalmente es la circular, el material de que está construido, y se tiene además la especificación referente a las velocidades límites a tubo lleno. Con estos datos se construyen nomogramas empleando cualquiera de las fórmulas sencillas con las que se calcula la velocidad o formando tablas de la manera siguiente: se toma un diámetro comercial y se determinan los gastos y pendientes haciendo variar la velocidad entre los límites conocidos, o bien variando la pendiente y obteniendo la velocidad y el gasto, en esta forma se procede para todos los diámetros comerciales con lo que se simplifica enormemente el cálculo pues se busca en estas tablas un gasto y una pendiente que sean semejantes al gasto que se va a eliminar y a la pendiente de tanteo y con ello se obtienen el diámetro y la pendiente definitivos.

En este caso, en los tramos iniciales los gastos son muy pequeños, y no se encontraría el tamaño apropiado en los tubos de diámetros comerciales; además por las razones ya expuestas se especifica en estos casos la necesidad de utilizar diámetros de tubos no menores de 20 cms. por lo

que en algunas ocasiones los conductos estarán muy sobrados y peligrarán las buenas condiciones de escurrimiento del gasto mínimo. Considerando lo anterior y si el terreno lo permite, se pueden dar pendientes que a tubo lleno se tengan velocidades mayores que la máxima permitida, ya que nunca trabajarán a toda su capacidad y por tanto, nunca se llegará a pasar del límite superior de la velocidad.

Esta especificación, la del empleo del diámetro mínimo, simplifica mucho el proyecto al reducirse éste a vigilar hasta cuándo la capacidad del conducto de 20 cms. es suficiente para la eliminación, y cuando es necesario cambiar a un diámetro superior sin descuidar las condiciones de escurrimiento mínimo.

Para el estudio de estas condiciones, se hace la gráfica de las variaciones de los elementos hidráulicos y geométricos de los conductos, (Anexo 5) con la que se pueden conocer rápidamente cualquiera de ellos procediendo en la forma siguiente: se calcula la relación del gasto que se va a eliminar con el que puede conducir el tubo lleno, con este valor se entra en el eje de las abscisas hasta la curva de gastos obteniéndose en el eje de las ordenadas la relación del tirante al diámetro del tubo, y con ese valor se entra en la curva de velocidades y en el eje de las abscisas se obtiene la relación que hay entre las velocidades; como se conoce la velocidad a tubo lleno, es fácil obtener la correspondiente a ese gasto parcial.

Habrán ocasiones en que no se puede dar al tubo la velocidad mínima permisible habiendo necesidad de indicar en el proyecto los tramos que requieran frecuente limpieza.

CAPITULO III.

TABLA I.- Valores de α y β . Fórmula de Darcy.

NATURALEZA DE LAS PAREDES	α	β
Enlucidos lisos, tablas cepilladas	0.00015	0.000 0045
Tablas sin cepillar, enlucido basto, mampostería, ladrillo	0.00019	0.000 0133
Paredes rugosas, mampostería basta	0.00024	0.000 0600
Tierra	0.00028	0.000 0350
a cuyos valores Ganguillet y Kutter investigadores suizos agregaron para la gravilla	0.00040	0.000 700

TABLA II.- Valores de n. Fórmula de Bazin.

NATURALEZA DE LAS SUPER FICIES.	SISTEMA METRICO	SISTEMA ING. ES.
Superficies bien unidas: cemen to liso, madera bien cepillada	0.06	0.109
Superficies unidas: lisos como entablonado ladrillos bien jun teados, sillares, pulidos de ce mento, barro vitrificado	0.16	0.230
Superficies ásperas: mamposterías ordinarias	0.46	0.833
Superficies de naturaleza mixta: canales de tierra con superficies compactas y regulares, canales - revestidos de empedrado	0.85	1.540
Canales de tierra en condiciones ordinarias	1.30	2.360

Canales muy rugosos de paredes con fuertes resistencias, con piedras y yerbas 1.75 3.170

Rumelín intercaló los siguientes valores:

Enlucidos muy lisos de cemento	0.04 (valor negativo)
Enlucidos corrientes	0.04
Hormigón apisonado	0.31
Hormigón en masa fresco	0.48
Hormigón en masa viejo	0.74
Ríos de montaña	3.50

TABLA III.- Valores de b . Fórmula simplificada de Kutter.

Clasificación	Materiales	b
1 Sumamente lisas	Cemento pulido. Sección circular.	0.10 a 0.12
2 Muy lisas	Cemento pulido. Sección rectangular	0.15
3 Lisas	Tablas cepilladas. Sección rectangular.	0.20
4 Poco lisas	Tablas sin cepillar. Mamposterías lisas.	0.25 a 0.27
5 Poco rugosas	Mamposterías corrientes revocadas. <u>ALCAN</u> <u>TARILLADO</u>	0.33 a 0.35
6 Rugosas	Sillería, sillarejos, Mamposterías concertadas.	0.45
7 Poco regular	Mamposterías ordinarias rejunteadas.	0.55
8 Regulares	Mamposterías anti---guas y fondo algo --fangoso	0.75
9 Ordinarias	Mamposterías viejas--mal construídas	1.00

10 Ofrecen resistencia	Canales en tierra sin navegación	1.25 a 1.50
11 Ofrecen mucha resistencia	Canales con gravas y plantas	1.75 a 2.00
12 Muy irregulares	Canales mal conservados y con lechos de grava.	2.50

TABLA IV.- Valores de n . Fórmula de Manning.

Material	n	$1:n$
Canales de madera cuidadosamente cepillada o enlucido liso de cemento.	0.010	100
Canales de tablas en basto	0.012	83.33
Canales de mampostería labrada o ladrillo bien rejunteado, barro.	0.013	76.91
Canales de mampostería basta	0.017	58.82
Canales de tierra, arroyos y ríos	0.025	40.00
Grandes cursos de agua con lecho irregular y plantas acuáticas	0.030	33.33
Canales y ríos en malas condiciones	0.035	28.57

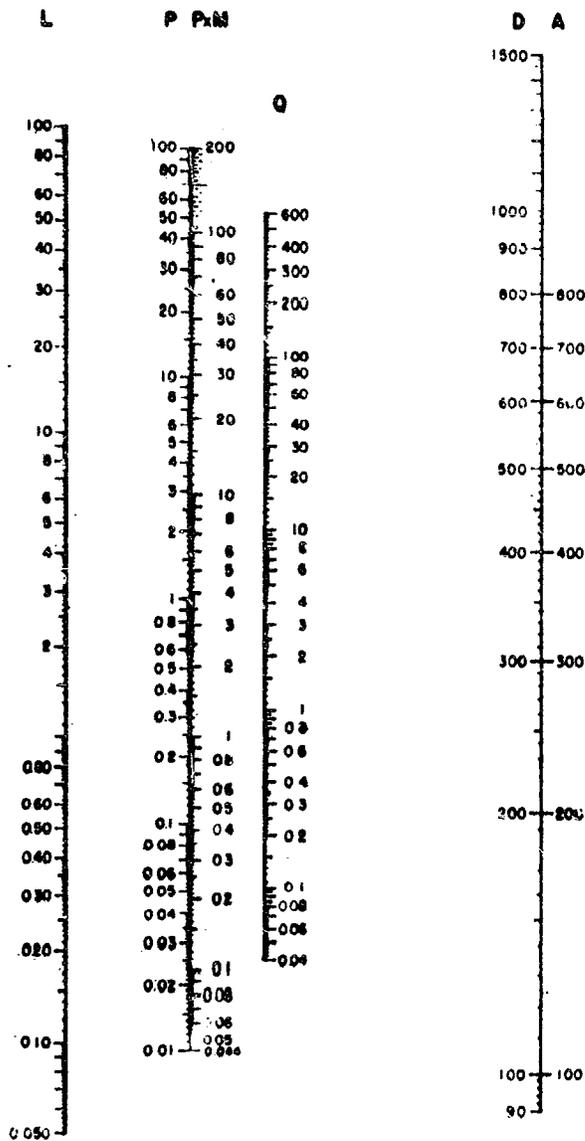
TABLA V.- Valores de C . Fórmulas de Foos.

ecuación I		ecuación II	
\underline{n}	\underline{C}	\underline{n}	\underline{C}
0.009	23.000	0.020	5.000

0.010	19.000	0.025	3.000
0.011	15.000	0.030	2.000
0.012	12.000	0.035	1.000
0.013	10.000		
0.015	8.000		
0.017	6.000		

TABLA VI.- Valores de N. Fórmula de Koseny.

Fierro fundido nuevo o pulido	35
Fierro fundido viejo	30
Tubo de acero, continuos, viejos.	38
Tubo de acero, continuos, nuevos.	36
Tubo de acero, remachados, nuevos.	31
Tubo de acero, remachados, usados.	28 a 36
Tubo de acero, remachado, con remaches de cabeza rebajada o soldados, nuevos.	34
Tubo de acero, remachado, con remaches de cabeza rebajada, o soldados viejos.	31 a 27
Concreto muy liso y monolítico	38
Concreto con juntas o viejos	30
Concreto rugoso con acabado irregular	26 a 27
Barro vitrificado	34



L = longitud en kilometros.

D = densidad de poblacion en hab / km

A = aportacion en lts / hab / dia

P = poblacion en miles

Q = gasto en lts / seg

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

Para poblaciones mayores de 100 000 hab. el coef de Harmon conserva un valor constante de 2

coef de Harmon conserva un valor constante de 2

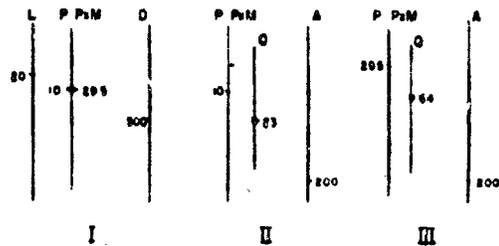
Uso:

I. Uniendo L y D se obtiene la poblacion en P, y la poblacion multiplicada por el coeficiente de Harmon en P x M.

II. Se une el valor de P con A y se lee el gasto medio en Q.

III. Con A y el valor de P x M llevado a la escala P, se obtiene el gasto maximo en la escala Q.

Clave:



Ejemplo:

L = 20 km P = 10 Q medio = 23
D = 500 hab / km P x M = 295 Q maximo = 64
A = 200 lts / hab / dia

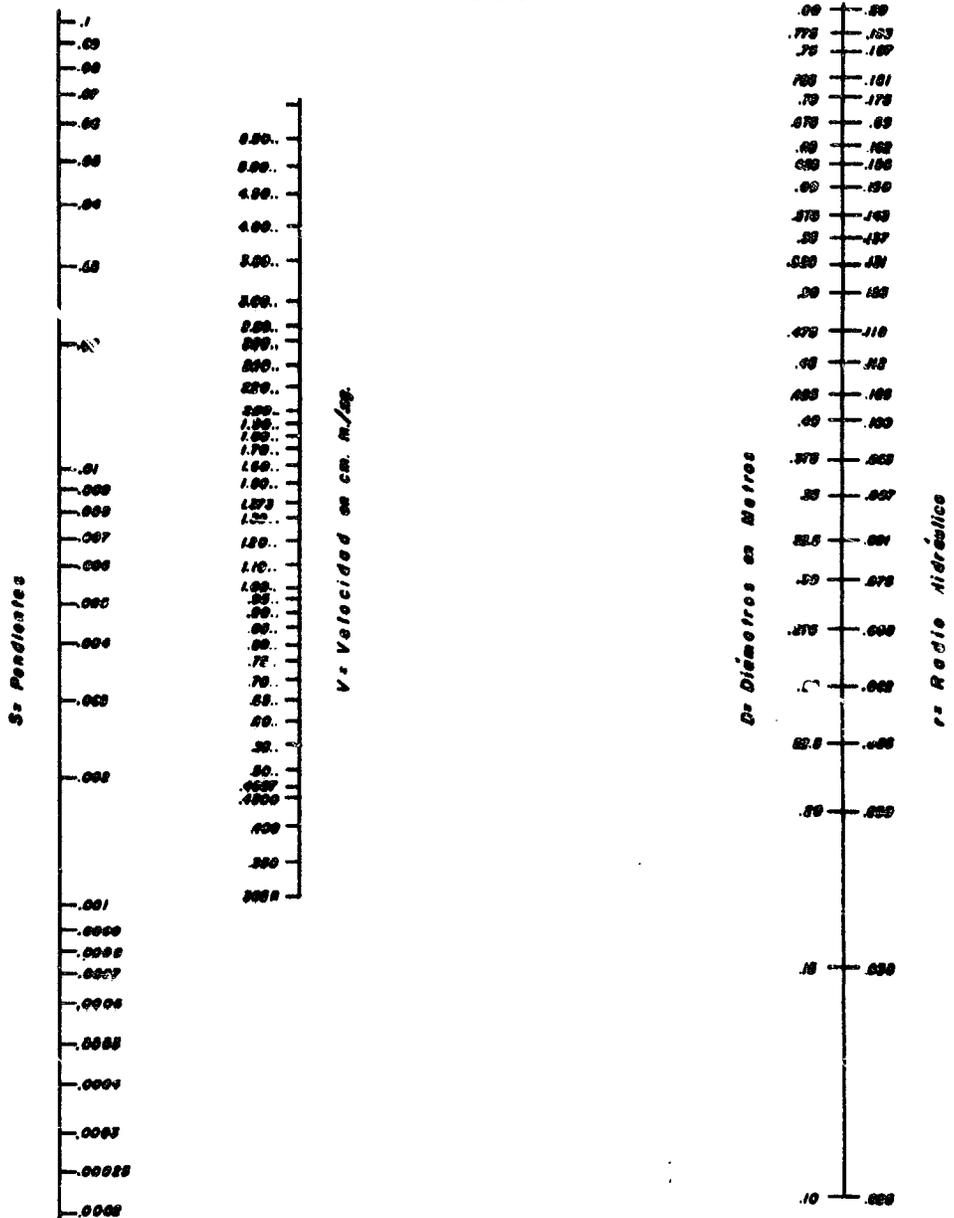
NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO MAXIMO CON EL COEFICIENTE DE HARMON...

ANEXO N° 1

FORMULA

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

$n = 0.013$



ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
 U. N. A. M.
 NOMOGRAMA DE LA FORMULA
 DE MANNING
 TESIS PROFESIONAL
 ANTONIO VALLE BERUMEN
 México, D.F. Febrero de 1956 | Anexo N° 2

TUBERIA DE CONCRETO DIAMETROS

PENDIENTES	DIAMETROS											
	0.20		0.25		0.30		0.38		0.45		0.60	
	Veloc.	Gasto	Veloc.	Gasto	Veloc.	Gasto	Veloc.	Gasto	Veloc.	Gasto	Veloc.	Gasto
0.0007									0.4433	0.07050	0.5671	0.16032
0.001							0.4859	0.05510	0.5325	0.08469	0.6818	0.19274
0.0015					0.4987	0.03541	0.5993	0.06796	0.6645	0.10568	0.8383	0.23699
0.002			0.5030	0.02470	0.5796	0.04115	0.6928	0.07856	0.7663	0.12187	0.87	0.21439
0.0025	0.4732	0.01488	0.5640	0.02769	0.6489	0.04607	0.7761	0.08801	0.8561	0.13615	1.086	0.30717
0.003	0.5198	0.01632	0.6186	0.03037	0.7120	0.05055	0.8511	0.09651	0.9416	0.14975	1.1911	0.33
0.0035	0.5619	0.01764	0.6629	0.03284	0.7696	0.05464	0.9205	0.10439	1.0126	0.16104	1.2874	0.36395
0.004	0.6011	0.01887	0.7156	0.03514	0.8234	0.05846	0.9842	0.11161	1.0881	0.17305	1.3771	0.38931
0.0045	0.6380	0.02003	0.7581	0.03727	0.8743	0.06208	0.0448	0.11848	1.1548	0.18366	1.4609	0.41300
0.005	0.6688	0.02100	0.8011	0.03935	0.9213	0.06541	1.1129	0.12620	1.2174	0.19332	1.5406	0.43715
0.0055	0.7059	0.02216	0.8277	0.04064	0.9700	0.06887	1.1441	0.12974	1.2773	0.20314	1.6164	0.45252
0.006	0.7471	0.02346	0.8778	0.04310	1.01000	0.07171	1.2071	0.13689	1.3347	0.21227	1.6884	0.46711
0.0065	0.7681	0.02412	0.9130	0.04483	1.0517	0.07467	1.2570	0.13834	1.3999	0.22105	1.7576	0.48114
0.007	0.7973	0.02504	0.9445	0.04637	1.0914	0.07749	1.3042	0.14790	1.4426	0.22943	1.8244	0.49468
0.0075	0.8252	0.02591	0.9824	0.04824	1.1288	0.08021	1.3510	0.15320	1.4927	0.23740	1.8856	0.50769
0.008	0.8526	0.02677	1.0146	0.04982	1.1671	0.08286	1.3952	0.15880	1.5423	0.24529	1.9506	0.52025
0.009	0.9045	0.02840	1.0768	0.05287	1.2385	0.08793	1.4801	0.16780	1.6285	0.25900	2.0059	0.53147
0.01	0.9338	0.02995	1.1352	0.05574	1.3046	0.09265	1.5604	0.17695	1.7250	0.27432	2.0695	0.54436
0.015	1.1693	0.03672	1.3914	0.06832	1.60030	0.11362	1.91245	0.21687	2.11353	0.33614	2.1264	0.55589
0.02	1.3503	0.04240	1.6114	0.07912	1.8482	0.13122	2.2089	0.25049	2.5033	0.39802	2.1818	0.56712
0.025	1.5142	0.04755	1.7557	0.08822	2.0670	0.14676	2.4708	0.28019			2.6739	0.66687
0.03	1.6545	0.05195	1.9689	0.09667	2.2622	0.15991						
0.035	1.7872	0.05612	2.1260	0.10439	2.4169	0.17084						
0.04	1.9108	0.06000	2.2739	0.11162	2.5930	0.18343						
0.045	2.0267	0.06364	2.4127	0.11843								
0.05	2.1363	0.06712	2.5423	0.12479								
0.055	2.2416	0.07048										
0.06	2.3548	0.07333										
0.065	2.4368	0.07658										
0.07	2.5286	0.07974										

Cálculo de la velocidad y gasto a tubo liso, con la fórmula de Chezy.

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

donde: $C = \frac{148.5 + \frac{148.5}{n}}{1 + \frac{148.5}{n}}$

para: n = 0.015 (tubo de concreto).

El diámetro está en metros, la velocidad en m/seg y el gasto en m³/seg.

ESQUELA NACIONAL DE INGENIEROS
U. N. A. M.

TABLA DE VELOCIDADES Y GASTO
PARA TUBO DE CONCRETO
FORMULA DE CHEZY

TESIS PROFESIONAL
ANTONIO VALLE BERUMEN

México, D.F. Febrero 1956 Anexo N° 3

Gasto en Litros por Segundo.

ABACO QUE RESUELVE LA FORMULA DE MANNING:

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

para Alcantarillados de Concreto y Barro Vitrificado, $n = 0.013$

$$S = 0.001073 V^2 d^{-4/3}$$

$$Q = 1000 AV$$

INSTRUCCIONES.- Empleando como argumento cualesquiera de las escalas verticales y los diámetros de tubería, correspondientes a la familia de rectas paralelas:

Gruesas, se obtienen gastos en la escala horizontal superior.

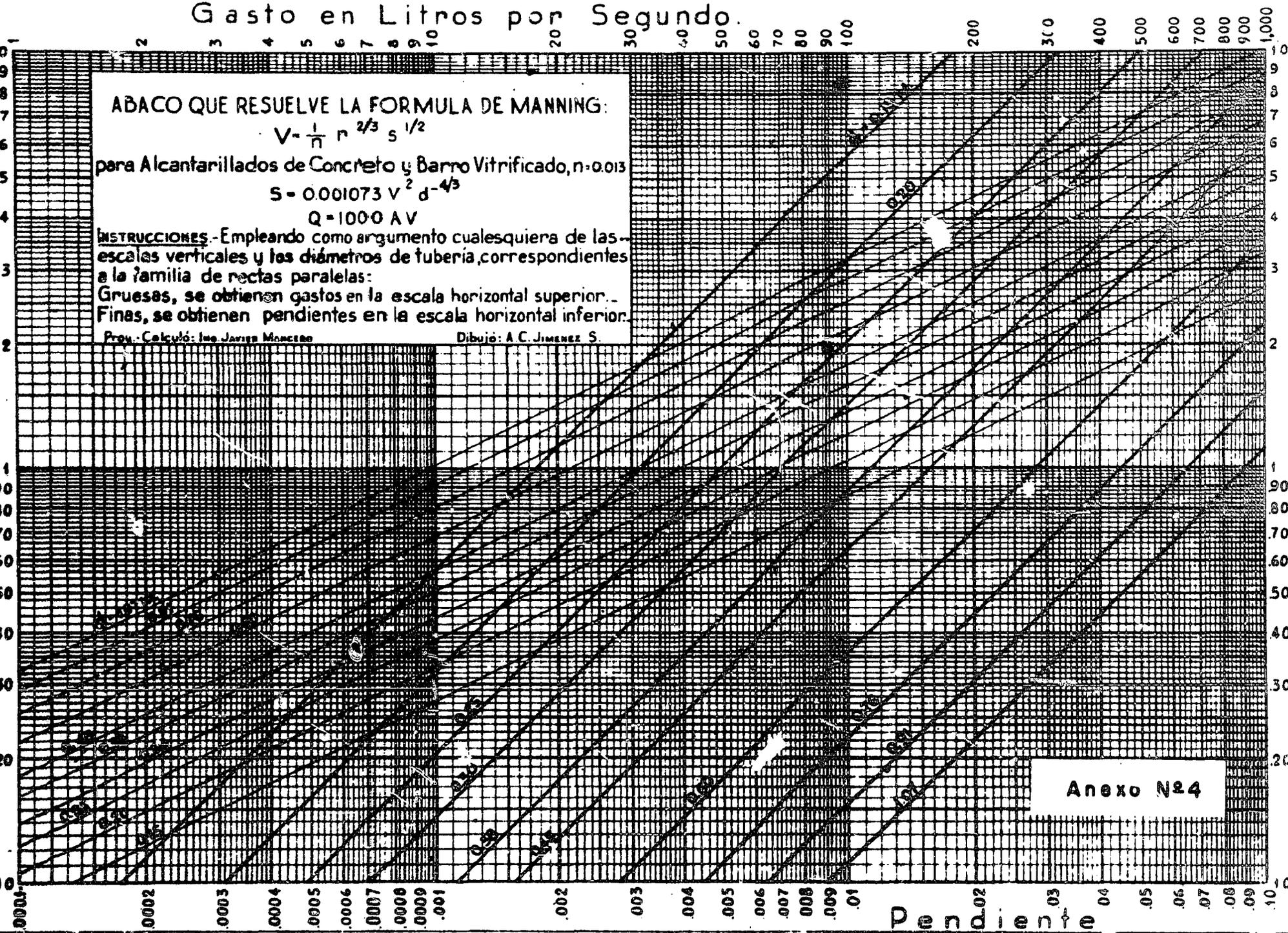
Finas, se obtienen gastos en la escala horizontal inferior.

Proy. - Cálculo: Ing. Javier Mancera

Dibujo: A.C. JIMENEZ S.

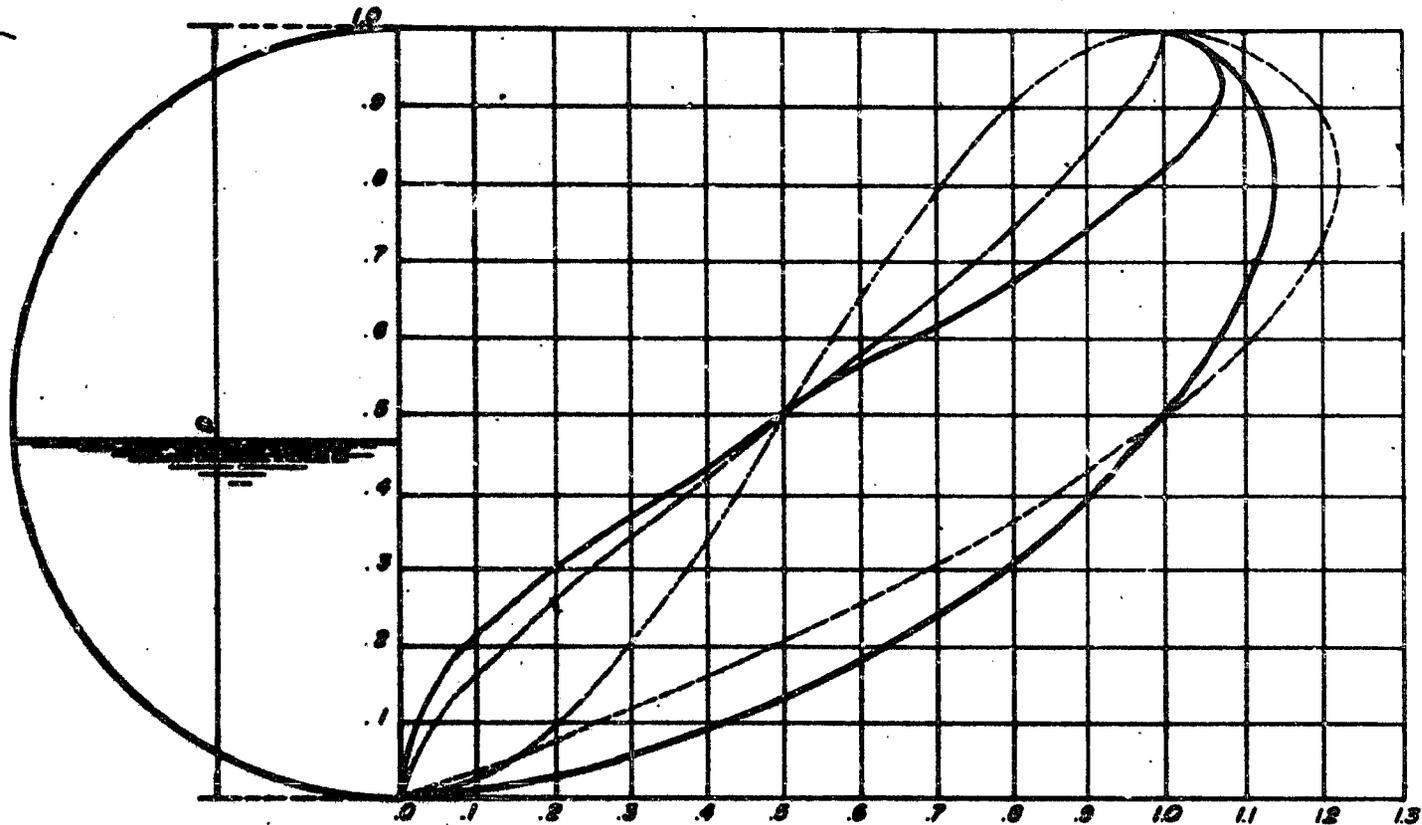
Velocidad en Metros por Segundo.

0.391



Anexo N24

Pendiente



- GASTO - Q
- VELOCIDAD promedio de Kutter y Manning
- RADIO HIDRAULICO - $\frac{D}{4}$
- AREA MOJADA - $\frac{\pi D^2}{4}$
- · - · - PERIMETRO MOJADO - πD

ESUELA NACIONAL DE INGENIEROS
U. N. A. M.

ELEMENTOS HIDRAULICOS DE UNA
CONDUITE EN UN CONDUCTO
DE SECCION CIRCULAR

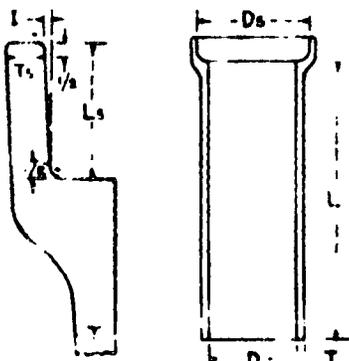
TESIS PROFESIONAL
ANTONIO VALLE BERUMEN

Guatemala, D. F. Febrero 1956 | Anexo N° 5

DIAMETRO INTERIOR EN METROS	MINIMA RESISTENCIA A LA COMPRESION KGS. POR M.L.	LONGITUD EN METROS.	DIAM. INT. (1/2" ARRIBA DE LA BASE DE LA CAMPANA) EN METROS.	PROFUNDIDAD DE LA CAMPANA EN CM.	MINIMO CHAFLAN DE LA CAMPANA	GRUESO DEL TUBO EN CM.	GRUESO DE LA CAMPANA EN M...	LIMITE DE VARIACION PERMITIDA EN...					
								LONGITUD PULGADA POR PIE	LONGITUD EN LOS DOS EXTREMOS PULG. POR PIE	DIAMETRO INT. EN PULGADAS		PROFUNDIDAD DE LA CAMPANA EN PULG.	GRUESO DEL TUBO EN PULGADAS
										MACHO	CAMPANA		
(D)	(L)	(D _s)	(L _s)	(I)	(T)	(T _s)	(-)	(±)	(±)	(-)	(-)		
0.10	2,125	0.61	0.146	4.44	1.20	1.27	EL ESPESOR (T _s) DE LA CAMPANA A 1/2" DEL EXTREMO NO DEBERA SER MENOR QUE LAS TRES CUARTAS PARTES DEL ESPESOR (T) DEL TUBO.	1/4	1/8	1/8	3/16	1/4	1/16
0.15	2,125	0.61, 0.76	0.209	5.71	1.20	1.59		1/4	1/8	3/16	1/4	1/4	1/16
0.20	2,125	0.61, 0.76 0.91	0.267	6.35	1.20	1.90		1/4	1/8	1/4	5/16	1/4	1/16
0.25	2,333	0.61, 0.76 0.91	0.324	6.35	1.20	2.22		1/4	1/8	1/4	5/16	1/4	1/16
0.30	2,541	0.61, 0.76 0.91	0.384	6.98	1.20	2.54		1/4	3/8	5/16	3/8	1/4	1/16
0.38	2,913	0.61, 0.76 0.91	0.476	6.98	1.20	3.17		1/4	3/16	5/16	1/2	1/4	3/32
0.45	3,269	0.61, 0.76 0.91	0.565	7.62	1.20	3.81		1/4	1/16	7/16	9/16	1/4	3/32
0.60	4,562	0.61, 0.76 0.91	0.746	8.57	1.20	5.08		3/8	1/4	9/16	11/16	1/4	1/8
0.76	5,483	0.76, 0.91	0.930	8.89	1.20	6.35		3/8	1/4	5/8	3/4	1/4	1/8
0.91	6,538	0.76, 0.91	1.098	10.16	1.20	6.98		3/8	1/4	3/4		1/4	3/16

NOTA: EL SIGNO MENOS (-) SOLO INDICA QUE LA VARIACION (+) NO ESTA LIMITADA EL SIGNO MAS Y MENOS (±) INDICA VARIACIONES EN EXCESO EN MAS Y EN MENOS Y DEFICIENCIA EN DIMENSION....

SECCIONES DE LA CAMPANA Y FL. MACHO DEL TUBO ESTANDAR PARA SANEAMIENTO



ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
U. N. A. M.

ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES
PARA TUBOS DE BARRO VITRIFICADOS

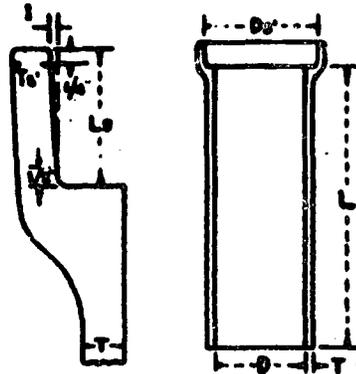
TESIS PROFESIONAL
ANTONIO VALLE BERUMEN

Mexico, D.F. Mar. de 1956 Anexo N° 6

DIAMETRO EXTERIOR EN M.	RESISTENCIA A LA COMPRESION KGS. POR M.L.	LONGITUD EN M.	DIAM. INT. EN LA BOCA DE LA CAMPANA EN M.	PROF. DE LA CAMPANA EN CM.	MINIMO CHAPLAR DE LA CAMPANA	GRUESO DEL TUBO EN CM.	GRUESO DE LA CAMPANA EN M.	LIMITE DE VARIACION PERMITIDA EN				
								LONGITUD PULGADA POR PIE.	DIAMETRO INT. EN PULGADAS.		PROF. DE LA CAMPANA EN PULGADAS.	GRUESO DEL TUBO EN PULGADAS.
									MACHO	CAMPANA		
(D)	(L)	(D _o)	(L _o)	(I)	(T)	(T _o)	(-)	(±)	(±)	(-)	(-)	
0.10	2,125	0.61, 0.76 0.91	0.182	3.61	1:0	1.43	EL ESPESOR (T _o) DE LA CAMPANA A 1/4" DEL EXTREMO NO DEBERA SER MENOR QUE LAS TRES CUARTAS PARTES DEL ESPESOR (T) DEL TUBO...	1/4	1/8	1/8	1/8	1/16
0.15	2,125	0.61, 0.76 0.91	0.209	5.06	1:20	1.59		1/4	3/16	3/16	1/4	1/16
0.20	2,125	0.61, 0.76 0.91, 1.22	0.273	5.71	1:20	1.90		1/4	1/4	1/4	1/4	1/16
0.25	2,333	0.61, 0.76 0.91, 1.22	0.330	6.35	1:20	2.22		1/4	1/4	1/4	1/4	1/16
0.30	2,541	0.61, 0.76 0.91, 1.22	0.387	6.35	1:20	2.54		1/4	1/4	1/4	1/4	1/16
0.38	2,913	0.61, 0.76 0.91, 1.22	0.476	6.35	1:20	3.17		1/4	1/4	1/4	1/4	3/32
0.45	3,269	0.61, 0.76 0.91, 1.22	0.565	6.98	1:20	3.81		1/4	1/4	1/4	1/4	3/32
0.60	4,562	0.61, 0.76 0.91, 1.22	0.749	7.62	1:20	5.40		1/4	5/16	5/16	1/4	1/8

NOTA 1. EL SIGNO MENOS (-) SOLO INDICA QUE LA VARIACION (+) NO ESTA LIMITADA. EL SIGNO MAS Y MENOS (±) INDICA VARIACIONES EN EXCESO, EN MAS Y EN MENOS Y DEFICIENCIA EN DIMENSION...

SECCIONES DE LA CAMPANA Y EL MACHO DEL TUBO ESTANDAR PARA SANEAMIENTO.



ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
U.N.A.M.

ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES
PARA TUBOS DE CONCRETO SIMPLE

TESIS PROFESIONAL
ANTONIO VALLE BERUMEN

México, D.F. Mar. de 1986 | Anexo N° 7

CAPITULO IV.

Como un ejemplo del tema aquí expuesto, a continuación se hará la relación del proyecto del alcantarillado en la localidad de SAN MIGUEL EL ALTO, JAL.

GENERALIDADES.

El poblado de San Miguel el Alto está situado al N.E. de Guadalajara, a una distancia aproximada de 144 km. sobre carretera asfaltada hasta la población de Jalostotitlán, y de ésta sobre un camino revestido de 20 km., transitable en todo tiempo.

Sus condiciones sanitarias son muy pobres como casi todas las poblaciones del país, pues únicamente cuentan con fosa séptica 5 casas de la población y las demás se sanean con pozos negros y letrinas, no contando con ningún tramo de drenaje.

Se encuentra situada en una ladera y circundada por el Río de San Miguel, afluente del Río Verde, que tiene su nacimiento en la cuenca formada por la propia ladera y cerros circunvecinos, lo que hace que dicho río lleve agua únicamente en época de lluvias. Hay una presa, que regula el gasto del río localizada a unos 5 km. aguas arriba aproximadamente en la boca de salida de la cuenca. Dicho río en su trayecto es aprovechado únicamente por esta población pues los habitantes perforan pozos en las orillas del río con el fin de abastecerse de agua; estos pozos son alimentados por filtraciones de las aguas del río.

Por ser éste el único servicio del río, el que dejará de prestar cuando se realice el proyecto de abastecimiento de aguas potables y además por la regularización de su gasto aguas arriba por medio de la presa, se concluyó poder arrojar las aguas residuarias a su cauce sin previo tratamiento.

Su situación como se dijo anteriormente, es sobre

la ladera de un cerro, constituido de material clase II y buena parte en material clase III, lo que hará una excavación muy costosa y dilatada, pues habrá necesidad de barrenar con objeto de dinamitar, pero como este trabajo tiene que ser dentro de la población se pondrá únicamente la cantidad suficiente de explosivo para aflojar el terreno y seguir la excavación a pico y pala.

Su clima en general es templado pues no presenta ninguna extremosidad que haga una dotación muy baja o muy alta, por lo que en el proyecto de agua potable se consideró una dotación de 150 lt/hab x día.

Al no haber tratamiento, no hubo necesidad de conocer con precisión la temperatura.

Sus medios de vida son muy pobres no teniendo casi ni industrias pues únicamente existen una fábrica de cajeta, y algunas tenerías, estando más bien dedicados a la agricultura.

Vías de Comunicación.- En la actualidad cuenta únicamente con una vía de comunicación (camino revestido) pues no existe ferrocarril, pero se está construyendo un camino vecinal de 20 km. de longitud que entroncará a la altura de Jalostotitlán, con la carretera que va de Guadalajara a San Luis Potosí, la que entronca con la carretera Panamericana a la altura de Lagos de Moreno, con lo que prácticamente quedará bien conectado con el resto del país.

Servicios Generales.- Cuenta con Agencia Federal de Hacienda, Servicio de Correos y Telégrafos, Planta de Luz accionada por motor de gasolina y que da servicio únicamente de las 18 a las 24 horas, Servicio de Camiones a Guadalajara y a León Gto.

Población.- Según el censo de 1950, se encontró una población de 5,500 habitantes, y en el proyecto de agua potable se hizo la consideración de un aumento en población futura de un 32% para 20 años, período económico de la obra,

a partir del año de 1953, lo que dió una población futura de 7,250 habitantes con una dotación de 150 lts/hab x día.

Sistema Elegido.- Con objeto de formular el proyecto, se aprovechó del plano topográfico habiéndose hecho las siguientes consideraciones para determinar el sistema que se empleará.

1.- La excavación de esa clase de materiales en el sistema combinado aumentaría demasiado el costo de la obra.

2.- Las pendientes muy fuertes del terreno producen tiempos de concentración pequeños, dando por resultado una aportación total del gasto pluvial muy grande con lo que aumentan considerablemente los diámetros.

3.- No es molestia sanitaria las aguas pluviales.

4.- Estas, se desalojan natural y rápidamente por las calles.

5.- Si se atendiera la parte pluvial se necesitarían muchas caídas que aumentan el costo de la obra.

Con lo que se concluyó que el sistema apropiado en este caso es el sanitario.

Cálculos.- Ahora bien, una vez que se adoptó el Sistema Sanitario se procedió al cálculo del colector, al cual se le dió una pendiente mínima de 0.004 o una máxima de 0.04 en tubería de 20 cms., pendientes con las que se obtienen: velocidades de 0.70 m/seg. y 2.20 m/seg. respectivamente, a tubo lleno.

El gasto máximo instantáneo que va a escurrir por el emisor, teniendo en cuenta un coeficiente de fluctuación máxima de 3, es:

$$Q = \frac{7250 \times 150}{86400} \times 3 = 37.80 \text{ lts/seg.}$$

En este caso especial no se tomó en cuenta el aumento de gasto por aguas freáticas, debido a que su nivel se encuentra a una profundidad mucho mayor que cualquier excavación que se haga en la obra.

La longitud total de atarjeas es de 12286 m. que nos dá un gasto por unidad de longitud de

$$Q = \frac{37.80}{12286} = 0.0031 \text{ lts/seg./m}$$

El Colector consta de 19 tramos a los que se le insertan las diversas atarjeas que forman el sistema; para su cálculo se formó la siguiente tabla: (Hoja siguiente).

Por lo que se ve en dicho cálculo, el diámetro del emisor es también de 0.25, y pendiente de 0.004 teniendo una longitud aproximada de 600 metros, lugar en que se localiza la descarga directa al río; ya que no necesita tratamiento, por las razones que dije anteriormente, o sean que el río no presta ningún servicio aguas abajo de la población ni en todo su recorrido, por lo que en el punto de descarga únicamente se proyectará una boca de salida directa al río de acuerdo con la topografía del lugar.

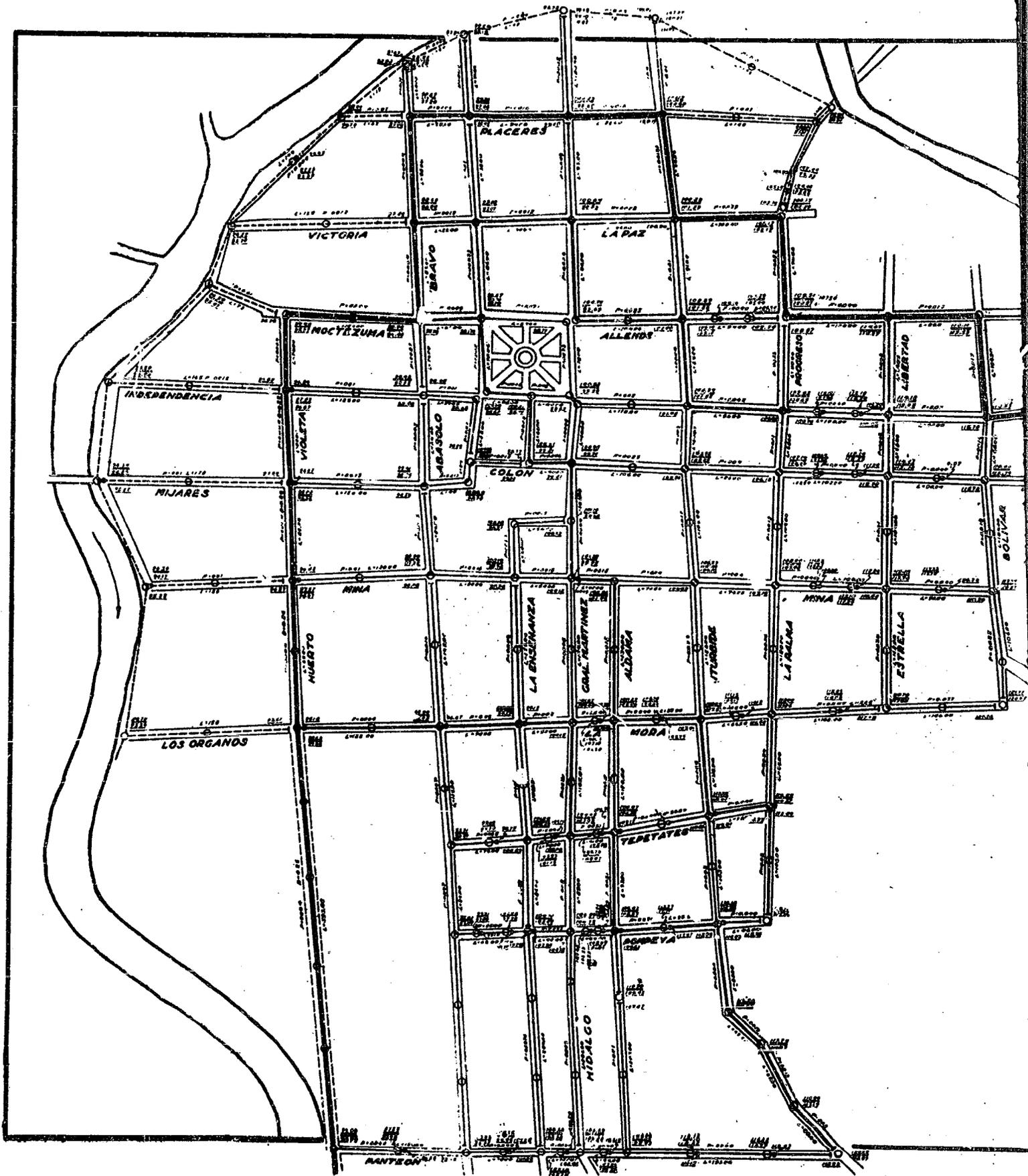
En algunos tramos de atarjeas habrá necesidad de formar caídas con el fin de absorber la pendiente del terreno, que en algunos casos es mayor que 0.004 que es la máxima permitida.

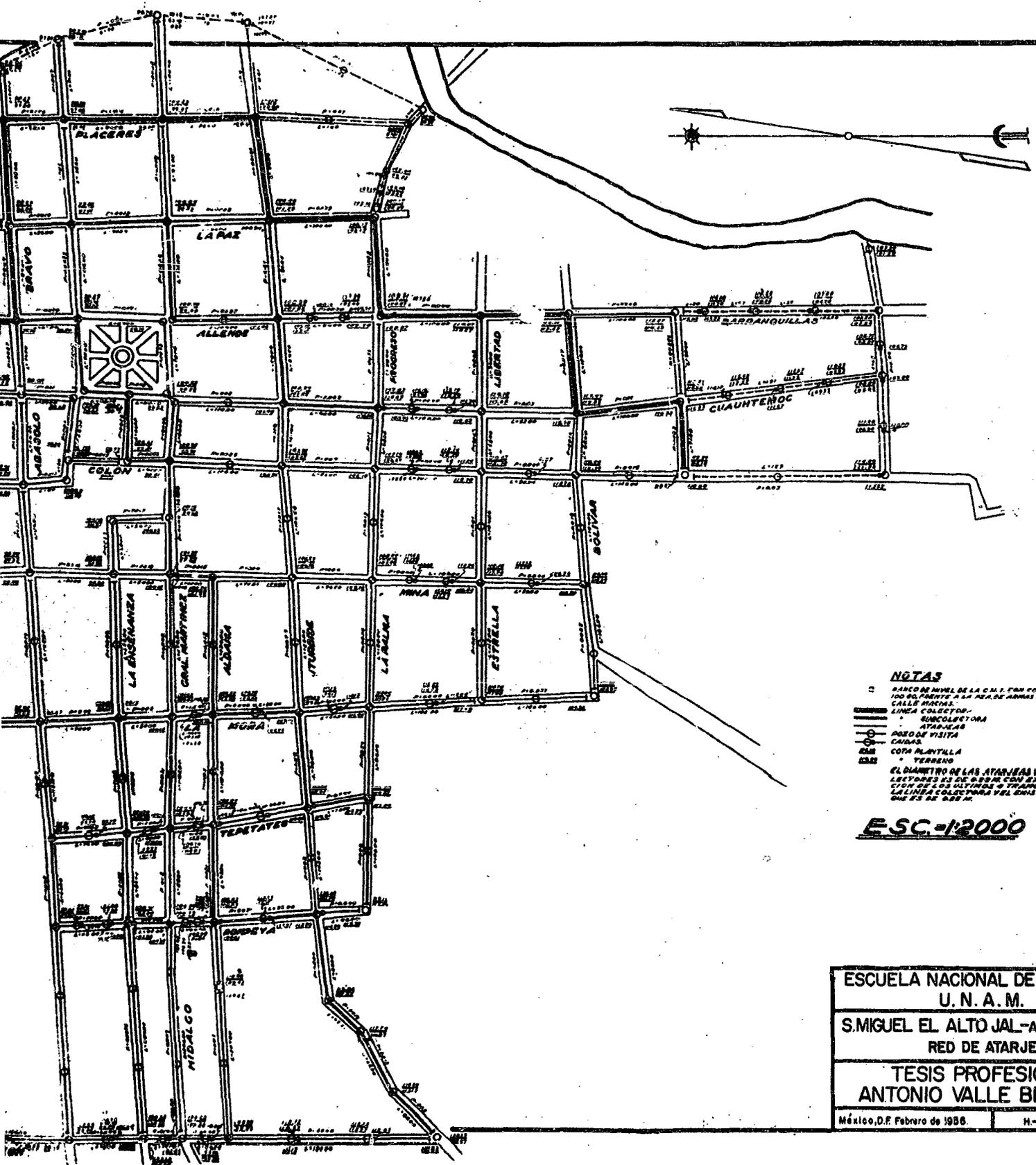
CALCULO DEL COLECTOR.

GASTO MAX INST. = 37.80 lt/seg.

por unidad de long. = 0.0031 lts/seg/mt.

Tramo	Long. Tributaria	Q l/seg.	P necesaria	Diá metro	Característi cas a tubo - lleno.	
					Q l/seg	v m/seg
1	71.00	0.22	0.004	0.20	22	0.70
2	171.00	0.53	0.004	0.20	22	0.70
3	271.00	0.84	0.004	0.20	22	0.70
4	541.00	1.68	0.004	0.20	22	0.70
5	989.00	3.07	0.004	0.20	22	0.70
6	1081.00	3.35	0.004	0.20	22	0.70
7	1181.00	3.66	0.004	0.20	22	0.70
8	1275.00	3.95	0.004	0.20	22	0.70
9	1361.00	4.22	0.004	0.20	22	0.70
10	1555.00	4.82	0.004	0.20	22	0.70
11	1789.00	5.24	0.004	0.20	22	0.70
12	1837.00	5.69	0.004	0.20	22	0.70
13	4750.00	14.73	0.004	0.20	22	0.70
14	6821.00	21.15	0.004	0.20	22	0.70
15	6895.00	21.37	0.004	0.20	22	0.70
16	7225.00	22.40	0.004	0.20	22	0.70
17	7634.00	23.67	0.004	0.25	40	0.80
18	8745.00	27.10	0.004	0.25	40	0.80
19	11609.00	35.99	0.004	0.25	40	0.80
Emisor	12286	37.80	0.004	0.25	40	0.80





NOTAS

- BANDA DE NIVEL DE LA C.A.T. POR CADA 25 100 METROS A LA ALZA DE ANIMAS POR LA CALLE PRINCIPAL.
 - LINEA COLECTORA
 - SUBCOLECTORA
 - ATARJEAS
 - PUNTO DE VISITA
 - CAJAS
 - COTA PLANTILLA
 - TERRENO
- EL DIAMETRO DE LAS ATARJEAS Y COLECTORAS ES DE 0.30 M CON EXCEPCIÓN DE LAS CAJAS Y TRAMOS DE LA LINEA COLECTORA DEL EMISOR QUE ES DE 0.25 M.

ESC=1:2000

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
 U. N. A. M.
 S. MIGUEL EL ALTO JAL.-ALCANTARILLADO
 RED DE ATARJEAS
 TESIS PROFESIONAL
 ANTONIO VALLE BERUMEN

BIBLIOGRAFIA.

- HIDROLOGIA URBANA
Ing. Anastasio Guzmán.
- CALCULO DE ATARJEAS,
Revista ENI
Ing. Anastasio Guzmán.
- HIDRAULICA DEL ALCANTARILLADO
Revista Ingeniería Hidráulica
Ing. Anastasio Guzmán.
- HIDRAULICA
Ing. Samuel Trueba Coronel.
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y
ALCANTARILLADO
Ernest W. Steel.
- MANUAL DE SANEAMIENTO DE
POBLACIONES
Ing. Dorato Spataro.
- HAND BOOK OF HIDRAULIC
H. King.
- MANUAL DEL INGENIERO Y
DEL ARQUITECTO
Ing. M. Foester.
- HIDRAULICA Tomo II
A. Ballofet.-L.M. Gotelli
G.A. Meoli.
- AMERICAN SEWERAGE PRACTICE
Tomo I
Metcalf and Eddy.
- ENGINEERING IN PUBLIC HEALTH
Harold Babbitt.
- HIDRAULICA APLICADA
G. Streek.