

881215

3

24

UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA
CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



UNIVERSIDAD ANAHUAC
VINCE IN BONO MALLUM

LA HIDROMETRIA, SUS METODOS Y SU RANGO DE APLICACION

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :
JESUS ANZURES ESCAMILLA

MEXICO, D. F.

1986

FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

I N D I C E

	Pág.
PROLOGO	i
INTRODUCCION	1
CAPITULO 1.- ORIGENES DE LA HIDROMETRIA	4
CAPITULO 2.- DESCRIPCION DEL FENOMENO DE UN LIQUIDO EN MOVIMIENTO	19
- El Campo de Velocidades	20
- El Campo de Aceleraciones	22
- El Campo Rotacional	27
- Definición de Caudal	35
- Ecuación de Continuidad	36
- Ecuación de Bernoulli	38
CAPITULO 3.- DISTRIBUCION DE VELOCIDADES	43
a) Conductos Cerrados	43
b) Conductos Abiertos	51
CAPITULO 4.- METODOS DE MEDICION	59
1.- Métodos de Area-Velocidad	62
a) Medidor de Corriente o Aforador	62
b) Tubo Pitot	68
c) Flotadores	74

	Pág.
d) Método del color	77
e) Método de la sal	79
2.- Métodos de Gastos Directos	80
a) Vertedores	80
a.1. Vertedor Rectangular	82
a.2. Vertedor Triangular	85
a.3. Vertedor Trapecial	88
b) Orificios o Diafragmas	90
c) Tubo Venturi	93
d) Toberas	96
e) Canal Parshall	98
f) Aforo Químico	101
3.- Otros Métodos	104
a) Medidor de Flujo Ultrasónico	104

CAPITULO 5.-

APLICACIONES PRACTICAS	109
- Introducción	109
- Macromedición de Agua Potable	112
- Micromedición de Agua Potable	128

CONCLUSIONES	136
--------------	-----

BIBLIOGRAFIA

I N T R O D U C C I O N

La Hidrometría es uno de los capítulos más importantes de la Hidráulica, la cual tiene como fin, determinar los caudales que circulan por conductos abiertos o cerrados, ésto es, cuantificar el agua que pasa por alguna sección de un canal o una tubería. Claro está que al momento de determinar los caudales no siempre se cuenta con métodos directos, por lo cual, la Hidrometría se encarga de medir la velocidad, presión, viscosidad y densidad del agua, ya que éstas son variables que intervienen en los métodos hidrométricos.

Aforar es determinar el caudal o gasto Q , que circula por alguna sección. Para poder realizar un aforo se establece lo que se denomina una "estación de aforos", ésto es, un lugar con características específicas el cual es adaptado convenientemente para poder realizar las mediciones necesarias en la cuantificación del gasto.

En una ciudad como la nuestra, la cual cuenta con 10 millones de habitantes, los cuales necesitan todos los servicios; ciudad que fue fundada en un lago, pero que en la actualidad las fuentes de abastecimiento de agua potable se encuentran a muchos kilómetros de distancia dado que los acuíferos de la región se encuentran sobre explotados, es de suma importancia el estudio de la Hidrometría. Esta importancia radica en el hecho de la necesidad de tener un control estricto sobre la cantidad del agua que se extrae del subsuelo,

teniendo cuidado de no sobreexplotar los mantos acuíferos; deberemos controlar la cantidad de agua que llega a la planta potabilizadora y la cantidad de agua que sale de ella, así como la cantidad de agua entregada a cada uno de los habitantes; todo ésto con el fin de tener controlado el buen funcionamiento de la red de distribución de agua potable en nuestra ciudad.

Con el fin de lograr lo anterior, es preciso que se disponga de los sistemas y aparatos más adecuados para poder llevar a cabo dichas mediciones. La gran variedad de sistemas y aparatos varían en tamaño, facilidad o dificultad en su instalación, simplicidad de operación, exactitud y sobre todo en costos; es por ello que para tomar una decisión sobre qué sistema se deberá emplear para tal o cual fin, deberemos inicialmente analizar cuáles son nuestros objetivos, cuáles nuestros recursos y hacer un balance para equilibrarlos y elegir el sistema más adecuado.

De esta manera deberemos notar que existen ocasiones en las cuales lo único que se pretende es establecer un control hidráulico sobre parte del sistema, lo cual se puede lograr con aparatos que tal vez no sean los más precisos, pero cumplen con nuestras necesidades y además son de bajo costo.

Sin embargo, el hecho de proporcionar un servicio a los habitantes, genera erogaciones, por lo cual es necesario cobrar por este servicio y por tanto para cumplir con la facturación es necesario contar con los aparatos más precisos aún y cuando su costo sea elevado.

Otro aspecto importante es el hecho de que por la gran explosión demográfica y el crecimiento desmedido de nuestra ciudad, se crean zonas en las cuales no existe una red de distribución planeada.

da, y debido a que estos habitantes requieren del servicio, optan por romper las líneas de conducción que pasan cerca de sus casas, originando así fallas y fugas en el sistema; aparte de que al ser tomas clandestinas, no pagan por el servicio, lo cual origina más pérdidas. Así mismo y debido a los asentamientos que sufre nuestra ciudad es común que se presenten rupturas de tuberías originando fugas, contaminación del agua y suspensiones del servicio. Si contamos con los equipos de medición adecuados, podemos determinar en qué líneas existen fugas y así solucionaremos estos problemas.

En resumen, el establecer un dispositivo de mediciones adecuado en el sistema de abastecimiento de agua potable en nuestra ciudad, nos permitirá contar con los medios necesarios para operarlo satisfactoriamente, evitando fugas, incrementando su eficiencia y llevando a cabo las recaudaciones necesarias.

C A P I T U L O 1

ORIGENES DE LA HIDROMETRIA

En los principios de la historia humana, la Ingeniería es - quizás una de las actividades más afortunadas dado las evidencias - de las vías fluviales prehistóricas que destacan dentro de las más antiguas civilizaciones.

Existe división de opiniones en cuanto a quiénes fueron los primeros en tener éxito en el control del flujo del agua; no se sabe con exactitud si fueron los egipcios o los babilonios, ya que se han encontrado vestigios de sistemas de riego en ambas regiones y - las fechas de estos eventos en esa época no son muy confiables.

En Egipto, el Valle del Nilo continuamente se convertía en un pantano debido a las inundaciones en la época de lluvias. La - construcción de canales usando la gravedad fue sin duda iniciada en un periodo muy remoto. De cualquier modo la aplicación de este método proporcionaba la solución a dos problemas: El establecimiento de un sistema que permitiera tener cultivos durante la mayor parte del año y la conducción del agua en cantidades considerables para - los territorios circundantes. Existen datos que indican que uno de los faraones de la Dinastía Menes, ordenó la construcción de una - presa en Memphis (posteriormente la capital, a 14 millas al sur del

actual Cairo) aproximadamente 4000 A.C., posteriormente (hace aproximadamente 2500 años) se construyó un canal de agua fresca desde - El Cairo a Suez. En tiempos de Ramsés II existía un sistema de canales sumamente extenso del cual aún quedan vestigios.



Obtención de agua en el antiguo Egipto

Una situación similar se presentó en Mesopotamia con sus ríos paralelos, el Tigris y el Eufrates. No se han encontrado datos anteriores al 3500 A.C. y en los primeros datos se establece que los estados libres estaban limitados por una serie de canales. Es claro que el establecimiento de los babilonios en estas tierras pantanosas, fue únicamente debido a la construcción de canales. Se dice que debido a los bien planeados sistemas de canales se tuvo aquí la región más fértil del planeta. En lugar de tener reservas de agua como los egipcios, los babilonios crearon el flujo por gravedad del Eufrates al Tigris a través de 3 grandes canales.

Recientemente se tienen razones para creer que los extensos sistemas de riego existentes en la India y Paquistán, tienen su origen en tiempos ancestrales. De cualquier forma se ha encontrado en Harappa y Mohenjodaro (India) casas con tuberías de cerámica para el suministro de agua y conductos de barro para el drenaje en las calles.

Debido a que la historia de los principios de China no está bien establecida es imposible trazar el desarrollo de la regulación del agua. Existen comentarios legendarios en los que se asegura - que el Ingeniero Emperador Yu, hace aproximadamente 4000 años, construyó un excelente sistema de diques para protegerse en contra del flujo de los ríos, el cual les dió protección y seguridad por varios miles de años. Se sabe que aproximadamente en el 2000 A.C. el Ingeniero Li diseñó un vasto sistema de canales, colocó monumentos para marcar los niveles del agua y estableció reglas de operación - que aún son seguidas.

Es claro que en los inicios del control del agua el objetivo principal fue tratar de controlar los ríos, pero posteriormente se inició el uso de conductos artificiales. Existen evidencias de los grandes acueductos construídos por los fenicios en Siria y Cíprus, incluyendo túneles en roca y conductos a presión a través de los valles. Jerusalém era dotada de agua por medio de sistemas tal vez creados por los Reyes de Judah 1000 años A.C.; del estanque de Salomón salían 2 conductos que llegaban a la ciudad, uno de los cuales aún se conserva.

Como se puede ver, las antiguas civilizaciones para poder - sobrevivir dependían del control del agua, pero hay que remarcar - que en sus inicios la hidrometría se basaba únicamente en la posición del nivel del agua y en la duración del flujo. A pesar de que sentían la relación existente entre la presión, la velocidad del - agua y el área de la sección transversal en la descarga de un canal, no la tomaban en cuenta.

Ninguna civilización o grupo de hombres puede decir que ha realizado cualquier tipo de avance por sí mismo, sino que estos -- avances han tenido que ser, consecuencias de la continuidad en los

conocimientos, ésto es, todas las civilizaciones han tenido influencia de sus antecesores, es así como la gran cultura griega tuvo sus bases en los conocimientos adquiridos de los egipcios y los griegos a su vez, legaron todos los conocimientos que habían recopilado a los romanos.

El primero que expresó la relación existente entre el área transversal, la velocidad, el tiempo y el volumen fue, Herón de Alejandría, el cual en su dioptra establece:*

"Dado un manantial para determinar su flujo, - ésto es, la cantidad de agua que proporciona... Ahora es necesario bloquear toda el agua del manantial, de modo que no escape nada por ningún lado. Y construir un tubo de plomo de sección rectangular. Se deberá tener cuidado en hacer las dimensiones del tubo considerablemente mayores a las del flujo del agua. La tubería deberá después ser insertada en un lugar de modo que el agua del manantial fluirá a través de ella... Ahora, el agua que fluye a través del tubo cubrirá una porción de la sección transversal en su desembocadura. Supongamos que esta porción sea, por ejemplo, 2 dígitos. Ahora supongamos que el ancho de la abertura del tubo es 6 dígitos, $6 \times 2 = 12$. Entonces el flujo del manantial es 12 dígitos cuadrados.

Se debe notar que para saber cuánta agua proporciona el manantial no es suficiente encontrar el área de la sección transversal del flujo, que en este caso se dijo son 12 dígitos cuadrados. Es necesario también encontrar la velocidad del

* Traducido de "History of Hydraulics" Hunter Rouse & Simon Ince 1954, pág. 21.

flujo, mientras más rápido es el flujo, el manantial proporciona más agua, y mientras más lento es, proporcionará menos.

Uno deberá, por ello, excavar un recipiente bajo el flujo y notar con la ayuda de un reloj de sol cuánta agua entra en el recipiente en un tiempo dado, y entonces calcular cuánta agua -- fluirá en un día.

Es, por tanto, innecesario medir el área de la sección transversal del flujo, para la cuantificación del agua entregada, será suficiente con medir el tiempo".

Es así como se tiene la primera noticia de la relación existente entre el área y la velocidad para la determinación del gasto, aunque parece ser que este importante concepto fue olvidado por muchos años.

Al correr de los años y con el desarrollo del poder militar de los romanos, éstos hicieron sucumbir al Imperio Griego y absorbieron todos sus conocimientos. Al igual que los egipcios, babilonios, griegos, etc., los romanos desarrollaron un importante sistema de conducción de agua, para abastecer a sus ciudades. El sistema de abastecimiento estaba separado en 3 conductos; el conducto que llegaba a las fuentes públicas, el segundo alimentaba los baños y el tercero casas privadas; teniendo, estos dos últimos que pagar impuestos para la conservación del sistema.

Debido a que tenían que pagar por el servicio, era necesario medir el agua que se les entregaba, pero es necesario hacer notar, que lejos de medir las variaciones del flujo, lo que se realizaba era un simple control del flujo.



Red de distribución en la antigua Roma (mapa S.XVI)

No se usaban ni llaves de paso, ni válvulas para controlar el flujo, sino que el agua fluía continuamente por todas las tuberías; es por ello que los consumidores no pagaban por el agua que usaban sino por el arrendamiento de una cierta descarga. El tamaño estandarizado de los tubos de distribución, fue originalmente tomado como una medida de descarga.

La unidad de descarga usada por los romanos era la quinaría, el área de un círculo con diámetro de $5/4$ de dígito, siendo un dígito $1/16$ de un pie romano. Lo que hicieron para tratar de mantener constante el flujo, fue mantener al mismo nivel los dos tanques desde los que se iniciaba la distribución.

Realmente no se sabe a ciencia cierta si los romanos tenían el pleno conocimiento de la relación entre la velocidad, el área y el gasto, pero Fortinus escribió:*

"... Por lo tanto parece que la cantidad medida por mí no es muy grande, la explicación de esto

* Op. Cit. pág. 30.

es que el flujo más impetuoso incrementa el abastecimiento, si es que éste proviene del flujo de un río más largo y rápido".

Debido a esto parece ser que, aunque lo intuía, no sentía - una noción muy clara del papel desempeñado por la velocidad.

Al llegar al ocaso del Imperio Romano, al parecer se detuvo el conocimiento de estas cuestiones y tuvieron que pasar muchísimos años para que las ciencias siguieran su desarrollo debido al fenómeno no conocido como época del obscurantismo.

No fue sino hasta la segunda mitad del Siglo XV que las ciencias tuvieron un resurgimiento y con ellas la hidráulica y la hidrometría.

Fue con Leonardo Da Vinci (1452-1519) que se reinició el desarrollo de la hidráulica, fue él quien realizó los primeros estudios de la variación de la velocidad en la sección transversal de un cauce y fue quien expresó el principio básico de continuidad. Pero a pesar de sus estudios con la velocidad del agua en los canales, parece ser que no se dio cuenta exacta de la relación que existe - entre la velocidad, el área de la sección transversal y el gasto, y si se dio cuenta, la pasó por alto.

Posteriormente, a Leonardo fue Benedetto Castelli (1577-1644) el que en su libro "Della Misura Delle Acque Correnti", publicado en 1628, propuso lo siguiente:*

"Secciones del mismo río descargan igual cantidad de agua en igual tiempo, aún si las secciones son diferentes".

* Op. Cit. pág. 59.

"Dadas dos secciones de un río, la relación de la cantidad de agua que pasa la primera sección respecto a la que pasa la segunda, es proporcional a la relación de la primera y la segunda - sección y a aquella de la primera y segunda velocidades".

"Dadas dos secciones diferentes, por las que pasa igual cantidad de agua, las secciones son recíprocamente proporcionales a las velocidades".

Como se puede apreciar en estas declaraciones, conocidas en Italia como las Leyes de Castelli, el autor establece, por primera vez con toda claridad y para siempre, la relación que existe entre las secciones transversales, la velocidad y el gasto; así como también la Ley de Continuidad.

En 1666 Edme Mariotte (francés 1620-1684), el primer hombre no italiano dedicado a la hidráulica en el Siglo XVII, publicó su libro "Traite du Mouvement Des Eaux et Des Autres Corps Fluides" el cual estaba dividido en 5 partes, siendo la tercera la discusión de la medición del flujo del agua, en la cual establecía el conocimiento de la interdependencia de la velocidad y la sección transversal así como el efecto del flujo no uniforme. El estableció cuantitativamente la acostumbrada "Pouce" o pulgada (una transformación de la quinaria de Fortinus) como una medida de descarga, por medio de determinar y tabular los rangos de flujo por una abertura de 1 pulgada bajo diferentes cargas. El midió la velocidad en canales abiertos en base al tiempo que tardaba un flotador en ir de un punto a otro, como lo habían hecho Leonardo y Castelli, pero él hizo hincapié en el hecho de escoger rangos uniformes. Aún más, con el uso de flotadores interconectados a diferentes profundidades, mostró que la velocidad decrecía con la profundidad.

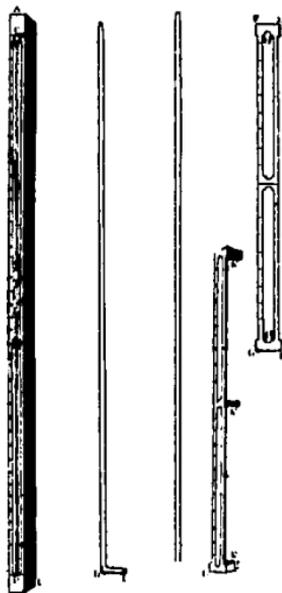
En los primeros años de los 1670's, Robert Hooke (inglés, 1635-1703) para las mediciones de la velocidad del agua, desarrolló un aparato con superficie helicoidal, como el tornillo romano; es - por ésto que Hooke jugó un papel importante en el desarrollo del - anemómetro, los medidores de corriente, y es frecuentemente dicho - que tuvo gran influencia en la invención de la hélice marina.

El aparato creado por Hooke fue seguido por un aparato de - paletas inventado por Marsigli en 1681 y posteriormente Gauglielmi desarrolló un instrumento de cuadrante y pelota, en el que el flujo del agua desviaba la pelota y el ángulo de inclinación del cable de suspensión era una medida de la velocidad.

Henri de Pitot (1695-1771) en su escrito de 1732 "Description d'une Machine Pour Mesurer la Vitesse des Eaux Courantes et le Sillage des Vaisseaux", describía un invento suyo, conocido como la "máquina" de Pitot, la cual constaba de dos tubos paralelos montados sobre un marco con escala y con cuatro llaves de purga; uno de los tubos era recto y el otro doblado 90° en su parte inferior, después de introducir el instrumento a la profundidad deseada, cerraba las llaves, retiraba el instrumento y leía la diferencia de alturas en los tubos y así calculaba la velocidad. Este aparato es el que actualmente conocemos y usamos como Tubo de Pitot. Respecto a su invento, Pitot expresaba:*

"La idea de esta máquina es tan simple y natural que en el momento en que la concebí, corrí inmediatamente al río para hacer el primer experimento con un tubo de vidrio y el resultado confirmó completamente mi suposición. Después de este - primer experimento, no me puedo imaginar como - algo tan simple y a la vez útil pudo escaparse

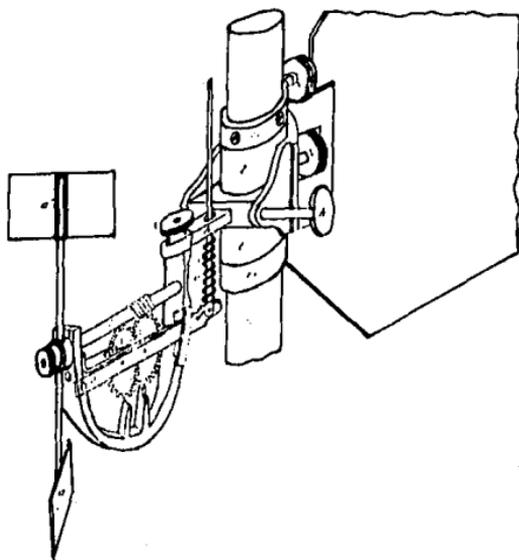
a tantos expertos que han escrito y trabajado en el movimiento del agua".



Detalles del tubo Pitot original.

En el año de 1793 fue disuelta la "Academie des Sciences", pero dos años después se creó el "Institut de France" para tomar su lugar. Debido al prevaeciente espíritu de cambio de la época, se pensó en crear el sistema métrico de pesos y medidas que tuvo un gran efecto en la ciencia experimental. Fue Jean Charles Borda, quien como integrante de uno de los comités para la formación del sistema métrico, estableció la unidad de longitud (para la cual inventó la palabra "metro") en términos de un arco del meridiano.

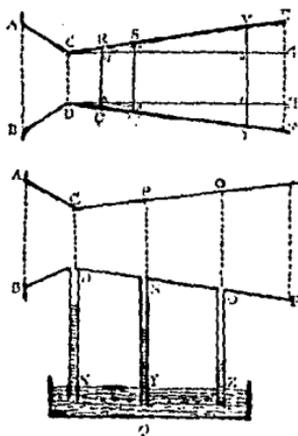
Durante 1790 se publicó en Hamburgo un tratado del ingeniero alemán Reinhard Woltman (1757 - 1837) titulado "Theorie und -- Gebrauch des Hydrometrischen Flugels" en el cual describe la aplicación de su medidor de corriente del tipo rayo-veleta con un contador de revoluciones para ser usado en la determinación de la velocidad del flujo de un río.



Medidor de corriente de Woltman

Otro de los hombres importantes dentro de la historia de la Hidrometría fue Giovanni Battista Venturi (1746-1822) el cual en su "Recherches, Experimentales sur le Principe de Communication Laterale dans les Fluides"; publicado en Paris en 1797, describe sus experimentos realizados en Italia en los aparatos originalmente usados por

Poleni. Por medio de varias formas de boquillas ajustadas a un orificio, Venturi demostró el efecto de vórtices formados por cambios repentinos en la sección e incidentalmente el cambio en la descarga que resultaría por su eliminación. Por ejemplo, él mostró que la -contracción del flujo a la entrada de un tubo cilíndrico propiciaba una reducción local en la presión y una generación de vórtices. Reemplazando el cilindro por dos secciones cónicas, esencialmente eliminaba los vórtices y por tanto incrementaba el rango de flujo pero -aún se tenía la reducción local de presión.



Evolución del perfil Venturi

En el curso del siglo que transcurrió entre las pruebas de Poleni y los experimentos de Venturi, es evidente que la hidráulica experimental tuvo grandes avances. Este período trajo, primeramente, la invención de cuatro aparatos de laboratorio: El piezómetro, el Tubo Pitot, el medidor de corriente y los modelos a escala; en -segundo lugar, marcó el inicio de la era de los experimentos bajo -

condiciones controladas.

Clemens Herschell (1842-1930), fue inicialmente un Ingeniero Civil dedicado a varios campos, pero debido a la influencia de Francis, se dedicó exclusivamente a la hidráulica. En 1899 encontró un raro manuscrito de Fortinus. Fue un escritor prolífico en varios campos de la hidráulica, pero es mejor conocido por su aparato descrito en su publicación de 1898 "El Medidor de Agua Venturi", por el cual recibió la medalla Elliot Cresson del Instituto Franklin. Cuando trabajaba en Holyoke se vió en la necesidad de saber cuánta agua usaban las compañías de ese lugar como agua de lavado; y así desarrolló su aparato. Como él mismo hizo notar, las ideas básicas del aparato que él perfeccionó, están incluidas en la literatura de las indicaciones de Bernoulli y Venturi acerca de la presión perdida en la garganta y en los estudios de Francis de las proporciones a usar en la sección divergente para producir la mínima pérdida de carga; pero fue Herschell el primero en combinar estas ideas en un medidor para determinar la cantidad de descarga. El nombre del aparato parece ser que resultó de la costumbre de llamar a la presión en la garganta el "Venturi" y así permaneció el nombre.

En 1870 Revy intentó reducir la resistencia por fricción, formando la hélice con esfera hueca y con aspas adaptadas de manera que el aparato fuese ingrávido cuando se sumergiera en el agua. Este principio ha sido revivido recientemente usando materiales plásticos.

Un gran perfeccionamiento en mediciones fue hecho por Henry en 1868, cuando diseñó un instrumento formado por varias copas cóncavas montadas en un eje vertical; esto fue desarrollado por Price a partir de 1882 y se convirtió en el medidor más popular en Estados Unidos, continuando en gran uso aún en nuestros días.

En 1868 Haske1 desarroll6 un medidor usando un m6todo inven-
tado por Ritchie para la lectura remota de un comp6s magn6tico y era
asf posible medir tanto la velocidad como la direcci6n del flujo. -
Este principio habfa sido desarrollado para su uso en estuarios y -
trabajos costeros, donde ocurren amplios rangos de direcci6n de flu-
jo.

Un medidor pr6ctico requiere de un dispositivo para sentir
y exponer o gravar sus operaciones. Muchos aparatos en sus inicios,
siguieron el dise1o original de Hooke en el que la h6lice manejaba
una escala circular graduada por medio de un tornillo sin fin; 6sto
era insatisfactorio no 6nicamente por la resistencia del tornillo,
sino tambi6n porque el indicador estaba ensamblado al medidor y de
este modo quedaba lejos del observador. Era entonces necesario --
crear un m6todo mec6nico para prender y apagar el contador en orden
de definir el periodo de observaci6n y traer el medidor a la super-
ficie despu6s de cada observaci6n para leer en el contador.

Indicadores ac6sticos fueron desarrollados posteriormente -
para permitir al observador usar un tubo de estetoscopio desde la -
superficie del agua para contar los golpes de un peque1o martillo -
conducido por la h6lice sumergida.

El mayor avance en este campo fue la introducci6n por Henry
en 1868 de un mecanismo de interruptor el6ctrico manejado por la h6-
lice con una inducci6n de bajo voltaje por medio de baterfas port6-
tiles. El indicador el6ctrico es ahora usado exclusivamente, gra-
du6ndolo de los primeros dise1os usando un galvan6metro, un audiffo-
no o un zumbador para los contadores digitales de la actualidad. Con
todo 6sto, el observador nota ya sea el n6mero de revoluciones en -
un tiempo dado o el tiempo necesario para un cierto n6mero de revo-
luciones. Modificaciones de este m6todo indicativo es el integrar

una serie de pulsos eléctricos dentro de una suave, variable corriente o reemplazar el interruptor y la batería por un generador eléctrico de hélice con una salida similar. Esto hace al instrumento capaz de proporcionar indicaciones directas, lo más cercano a instantáneas, de la velocidad del flujo, dependiendo de la inercia de la parte móvil.

Con todo lo anteriormente expuesto podemos apreciar, de forma rápida, cómo ha sido el desarrollo de la Hidrometría a través de la historia y en los capítulos subsecuentes se hará una descripción de los sistemas de medición más usados actualmente, pudiéndose notar que los aparatos aquí descritos, han sufrido algunas variaciones, pero aún son de gran utilidad en la cuantificación de los gastos líquidos.

C A P I T U L O 2

DESCRIPCION DEL FENOMENO DE UN LIQUIDO EN MOVIMIENTO

Con objeto de comprender mejor los fenómenos que intervienen en el movimiento del agua y así poder tener una base para estudiar los métodos de cuantificación del gasto, a continuación se hará una descripción del fenómeno de un líquido en movimiento.

El estudio del movimiento de un fluido en el interior de una tubería o en un canal es altamente complicado; en efecto, el movimiento de un sólido rígido, por muy complicado que sea, se descompone en el movimiento de traslación del centro de gravedad y en un movimiento de rotación del sólido alrededor del centro de gravedad: Sólo tres coordenadas en función del tiempo, más las tres componentes del vector velocidad angular, en función del tiempo también, definen exactamente el movimiento de un sólido. El movimiento general de un fluido, por ejemplo, el agua de un río de lecho rocoso, es infinitamente más complicado por el desplazamiento de unas partículas de agua con relación a las otras. Sin embargo el movimiento de cada partícula de fluido obedece a la ley fundamental de la dinámica, fuerza = masa x aceleración.

Para analizar el movimiento de una partícula del fluido que recorre una curva, se puede hacer de dos maneras:

- a) Conociendo el vector de posición r , de la partícula, como una función vectorial del tiempo t , (fig.2.1).

$$r = r(t) = x\hat{i} + y\hat{j} + z\hat{k}$$

donde $\hat{i}, \hat{j}, \hat{k}$, representan los vectores unitarios según tres ejes de coordenadas ortogonales y (x, y, z) las proyecciones de r según dichos ejes.

- b) Por el conocimiento de la curva que recorre la partícula y la función camino recorrido - tiempo. En este caso la posición de la partícula se determina por la longitud del camino recorrido, siguiendo la curva (fig.2.2).

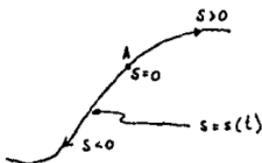
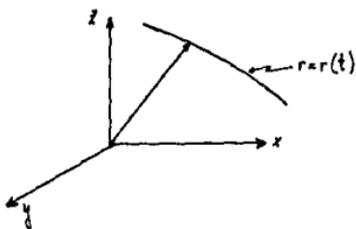


Fig.2.1.- Representación del movimiento de una partícula según la curva $r=r(t)$.

Fig.2.2.- Representación del movimiento de una partícula según la curva $s=s(t)$.

Para el análisis del movimiento de un fluido, se iniciará con la descripción de los campos de velocidades, aceleración y rotacional.

El Campo de Velocidades

El vector velocidad de una partícula de un fluido, se define como la rapidez temporal del cambio en su posición. Si la partícula P_0 de la fig.2.3 se desplaza siguiendo la trayectoria C , descrita por el vector $\vec{r} = x\hat{i} + y\hat{j} + z\hat{k}$, la velocidad queda definida por -

la expresión,

$$\bar{v} = \frac{d\bar{r}}{dt} \quad (2.1)$$

3/ *

donde $d\bar{r}$ representa el vector diferencial de arco sobre la curva C , que recorre la partícula en el tiempo dt .

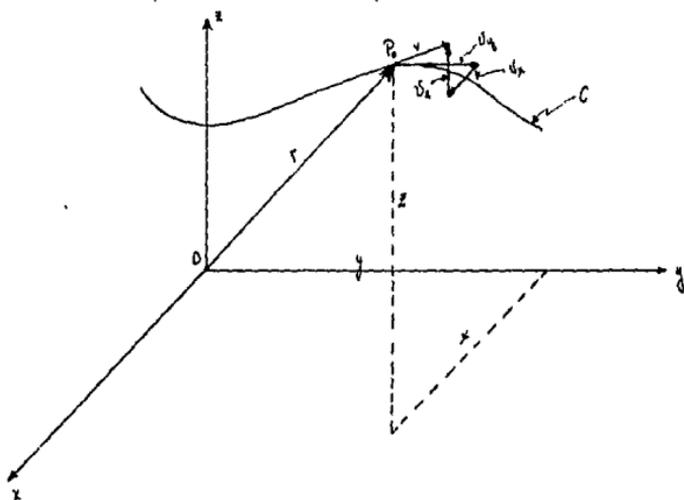


Fig.2.3.- Posición y velocidad de una partícula referidas a un sistema cartesiano de coordenadas rectangulares.

La velocidad, en términos de sus componentes según los tres ejes coordenados, se puede escribir:

$$\bar{v} = v_x \hat{i} + v_y \hat{j} + v_z \hat{k}$$

* Todos los índices así indicados son referidos a la bibliografía.

Entonces dichas componentes son funciones de la posición de la partícula y del tiempo:

$$v_x = v_x(x, y, z, t) = \frac{dx}{dt} \quad (2.1a)$$

$$v_y = v_y(x, y, z, t) = \frac{dy}{dt} \quad (2.1b)$$

$$v_z = v_z(x, y, z, t) = \frac{dz}{dt} \quad (2.1c)$$

Debido a que la magnitud de $d\vec{r}$ es

$$\left| d\vec{r} \right| = \left| \frac{d\vec{r}}{dt} \right| dt = ds$$

la magnitud de la velocidad es

$$v = \frac{ds}{dt} = \sqrt{\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dt}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dt}\right)^2}$$

Si \vec{s} representa un vector unitario tangente a la trayectoria de la partícula, la velocidad también se puede expresar:

$$\vec{v} = v\vec{s} = \frac{ds}{dt} \vec{s} = \frac{d\vec{s}}{dt} \quad (2.2)$$

$$\text{si } d\vec{s} = \vec{s} ds$$

El Campo de Aceleraciones

El campo vectorial de aceleraciones es derivado del de velocidades, pues el vector aceleración se define como la variación temporal de la velocidad en ese punto, ésto es:

$$\vec{a} = \frac{d\vec{v}}{dt} = \frac{d^2\vec{r}}{dt^2} \quad (2.3) \quad \underline{3/}$$

La aceleración no tiene una orientación coincidente con la trayectoria de la partícula, como la velocidad; de acuerdo con la definición de derivada y las ecuaciones (2.1) sus componentes son:

$$a_x = \frac{dv_x}{dt} = (v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z}) + (\frac{\partial v_x}{\partial t}) \quad (2.3a)$$

$$a_y = \frac{dv_y}{dt} = (v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial z}) + (\frac{\partial v_y}{\partial t}) \quad (2.3b)$$

$$a_z = \frac{dv_z}{dt} = (v_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z}) + (\frac{\partial v_z}{\partial t}) \quad (2.3c)$$

La aceleración se puede considerar como la superposición de dos efectos:

- 1.- En el instante t se supone que el campo es independiente del tiempo. Esta aceleración debida a cambio de posición, se llama convectiva y es la expresada en los primeros paréntesis de las ecuaciones (2.3 a), (2.3 b) y (2.3 c).
- 2.- El término de los segundos paréntesis proviene de la variación de la velocidad en la posición ocupada por la partícula al transcurrir el tiempo. Se llama aceleración local.

Es importante conocer la magnitud de las componentes de la aceleración en cualquier punto. La distancia s , medida desde un origen arbitrario, corresponde a una coordenada curvilínea local, a lo largo de la cual se pueden determinar las propiedades del flujo. En cada punto de la trayectoria hay una dirección normal, n , a la tangente local, llamada coordenada normal principal, la cual es colineal con el radio instantáneo de curvatura, cuya dirección positivamente

va es del centro de curvatura hacia el punto considerado. La otra coordenada se define como la dirección binormal local b , que es normal tanto a s como a n , fig.2.4.

La velocidad expresada en términos de s en la ecuación (2.2) es función de la distancia s y del tiempo t ; la aceleración es, por tanto:

$$\begin{aligned}\bar{a} &= \frac{d\bar{v}}{dt} = \frac{d}{dt}(v\bar{s}) = \frac{dv}{dt}\bar{s} + \left(\frac{d\bar{s}}{ds} \frac{ds}{dt}\right) \\ \bar{a} &= \frac{dv}{dt}\bar{s} + v^e \frac{d\bar{s}}{ds}\end{aligned}\quad (2.4)$$

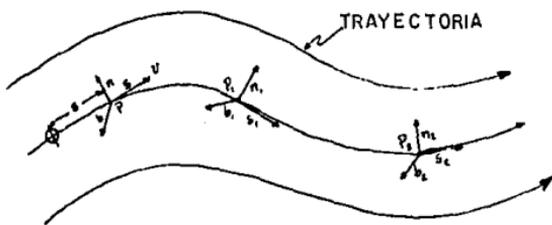


Fig2.4.- Ubicación de las componentes de la aceleración en tres diferentes puntos de la trayectoria.

Al pasar de P a P' (fig.2.5) el vector unitario \bar{s} será $\bar{s} + \Delta\bar{s}$ conservando su magnitud pero cambiando su dirección. La variación de \bar{s} a lo largo de s es

$$\frac{d\bar{s}}{ds} = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta\bar{s}}{\Delta s}$$

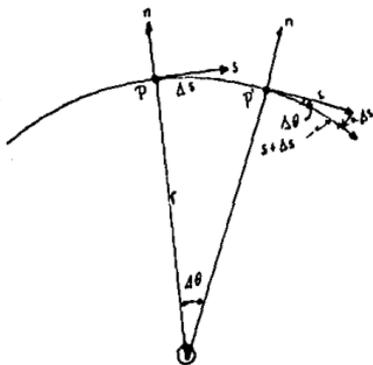


Fig.2.5.-Cambio en s al producirse el recorrido Δs .

de donde resulta que, en el límite, $\Delta \bar{s}$ queda dirigido según la normal principal de la curva y hacia el interior de la misma. Por tanto $d\bar{s}/ds$ y $v^2 d\bar{s}/ds$ tendrán idéntica dirección pero sentido contrario al considerado positivo para n . Resulta pues,

$$v^2 \frac{d\bar{s}}{ds} = -v^2 \frac{|d\bar{s}|}{ds} n$$

Por lo que respecta a $\frac{|d\bar{s}|}{ds}$ con $|\bar{s}| = 1$ resulta

$$\begin{aligned} \frac{|d\bar{s}|}{ds} &= \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{|\Delta \bar{s}|}{\Delta s} = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{2 |\bar{s}| \sin \frac{\Delta \theta}{2}}{\Delta s} = \\ &= \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\sin \frac{\Delta \theta}{2}}{\frac{\Delta \theta}{2}} \cdot \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta \theta}{\Delta s} = \end{aligned}$$

En el límite
$$\frac{\text{Sen } \frac{\Delta\theta}{2}}{\frac{\Delta\theta}{2}} = 1$$

$$\therefore \frac{|d\vec{s}|}{ds} = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta\theta}{\Delta s} = \frac{d\theta}{ds}$$

Si ahora, $ds = \bar{r} d\theta$, donde \bar{r} es el radio de curvatura en P, se tiene que

$$\frac{|d\vec{s}|}{ds} = \frac{1}{\bar{r}}$$

La ecuación (2.4) se convierte en

$$\bar{a} = \bar{a}_s + \bar{a}_n = \frac{dv}{dt} \bar{s} - \frac{v^2}{\bar{r}} \bar{n} \quad (2.5)$$

Esto muestra que el vector aceleración sólo tiene componentes en las direcciones tangencial y normal.

La magnitud de la componente de la aceleración tangencial es

$$\bar{a}_s = \frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial s} v + \frac{\partial v}{\partial t}$$

o bien con

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v^2}{2} \right) = v \frac{\partial v}{\partial s}$$

la componente tangencial resulta

$$\bar{a}_s = \left[\frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v^2}{2} \right) + \frac{\partial v}{\partial t} \right] \bar{s} \quad (2.5a)$$

y la componente normal

$$\bar{a}_n = - \frac{v^2}{r} n \quad (2.5b)$$

El signo menos indica que tiene sentido contrario al considerado positivo para n .

Suele convenirse en expresar la ecuación (2.5) en otra forma: Sumando y restando el término

$$\frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{v^2}{2} \right) = v \frac{\partial v}{\partial n}$$

en la componente \bar{a}_n , resultando,

$$\bar{a}_n = \left[\frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{v^2}{2} \right) - v \left(\frac{\partial v}{\partial n} + \frac{v}{r} \right) \right] n$$

y entonces la forma vectorial de las ecuaciones 2.5 a y 2.5 b también es

$$\bar{a} = \text{grad} \left(\frac{v^2}{2} \right) - v \left(\frac{\partial v}{\partial n} + \frac{v}{r} \right) n + \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} \quad (2.6)$$

donde

$$\text{grad} \left(\frac{v^2}{2} \right) = \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v^2}{2} \right) \bar{s} + \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{v^2}{2} \right) n$$

El Campo Rotacional

El campo rotacional es otro campo derivado del de velocidades y se define matemáticamente por el determinante,

$$\text{rot } \vec{v} = \begin{vmatrix} \hat{i} & \hat{j} & \hat{k} \\ \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} \\ v_x & v_y & v_z \end{vmatrix} \quad (2.7a)$$

cuyo desarrollo es

$$\text{rot } \vec{v} = \left(\frac{\partial v_z}{\partial y} - \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) \hat{i} + \left(\frac{\partial v_x}{\partial z} - \frac{\partial v_z}{\partial x} \right) \hat{j} + \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} \right) \hat{k} \quad (2.7b)$$

que también es función, tanto de punto como de tiempo y es una medida de la rotación de la partícula dentro del flujo.

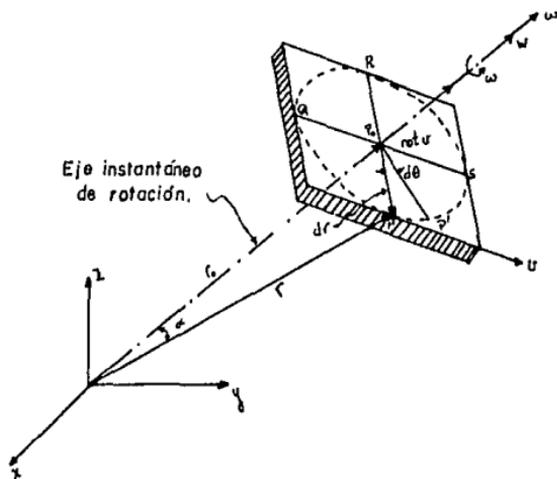


Fig.2.6.- Rotación de una partícula.

La rotación pura se puede estudiar localmente a través del movimiento de giro alrededor de un eje instantáneo que pasa por el centro de gravedad de la partícula y en base a las líneas definidas por los puntos PQRS, fig.2.6. El punto P_0 se localiza por medio del vector de posición r_0 , referido a un sistema de coordenadas con cualquier orientación. El punto P se halla en el extremo de uno de los brazos de la cruz (formada por las líneas PR y QS) y en la infinita vecindad de P_0 y se localiza mediante el vector de posición r , de forma que el vector que los une es $dr = (r - r_0)$.

La velocidad tangencial a la trayectoria circular que siguen los extremos de la cruz, corresponde a la de traslación del punto P y es distinta a la de P_0 . Al producirse la rotación, el vector v se puede calcular en términos de la velocidad angular $w = d\theta/dt$ y de un vector unitario \bar{W} paralelo al eje instantáneo de rotación, como el producto vectorial,

$$\bar{v} = w \bar{W} \times d\bar{r} = \bar{w} \times d\bar{r}$$

donde $\bar{w} = w\bar{W}$ se conoce como vector torbellino

Por tanto, resulta que

$$\text{rot } \bar{v} = \text{rot } \bar{w} \times d\bar{r}$$

cuyo desarrollo conduce a

$$\begin{aligned} \text{rot } \bar{v} &= \text{rot} \begin{vmatrix} \hat{i} & \hat{j} & \hat{k} \\ w_x & w_y & w_z \\ dx & dy & dz \end{vmatrix} = \\ &= \text{rot} [(w_y dz - w_z dy)\hat{i} + (w_z dx - w_x dz)\hat{j} + (w_x dy - w_y dx)\hat{k}] \end{aligned}$$

De ahí que de acuerdo con su definición, $\text{rot } \vec{v}$ es igual al determinante

$$\begin{vmatrix} \hat{i} & \hat{j} & \hat{k} \\ \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} \\ (w_y dz - w_z dy) & (w_z dx - w_x dz) & (w_x dy - w_y dx) \end{vmatrix}$$

Desarrollando el determinante, tomando en cuenta que w es independiente de dr y desarrollando las derivadas parciales indicadas, nos queda que

$$\text{rot } \vec{v} = (2w_x \hat{i} + 2w_y \hat{j} + 2w_z \hat{k}) = 2\vec{\omega}$$

Es conveniente recalcar que conocido el campo de velocidad se pueden determinar los campos de aceleración y rotacional. Además es factible expresar el vector aceleración en función del rotacional.

Refiriéndonos al sistema ortogonal s, n, b el movimiento se produce en el plano de n y s y la velocidad v se distribuye a lo largo de n según la ley

$$\vec{v} = \omega \vec{r}$$

El vector rotacional se obtendrá a partir del determinante

$$\text{rot } \vec{v} = \begin{vmatrix} \hat{s} & \hat{n} & \hat{b} \\ \frac{\partial}{\partial s} & \frac{\partial}{\partial n} & \frac{\partial}{\partial b} \\ \omega r & 0 & 0 \end{vmatrix} = -\frac{\partial}{\partial n} (\omega r) \hat{b}$$

Desarrollando la derivada y considerando que $w = v/r$ y $\partial r/\partial n = 1$, tenemos que:

$$\begin{aligned} \text{rot } \bar{v} &= -\left(w \frac{\partial r}{\partial n} + r \frac{\partial w}{\partial n}\right) \mathbf{b} \\ &= -\left(\frac{v}{r} + \frac{\partial v}{\partial n}\right) \mathbf{b} \end{aligned}$$

Esto significa que el vector $\text{rot } v$ tiene una sola componente en la dirección de la binormal y el producto vectorial $\text{rot } v \times v$ es:

$$\text{rot } \bar{v} \times \bar{v} = \begin{vmatrix} \mathbf{s} & \mathbf{n} & \mathbf{b} \\ 0 & 0 & -\left(\frac{v}{r} + \frac{\partial v}{\partial n}\right) \\ v & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\text{rot } \bar{v} \times \bar{v} = -v \left(\frac{v}{r} + \frac{\partial v}{\partial n}\right) \mathbf{n}$$

Por tanto la aceleración en función del rotacional y según la ec. (2.6), nos queda

$$\bar{a} = \text{grad} \left(\frac{v^2}{2}\right) + \text{rot } \bar{v} \times \bar{v} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} \quad (2.8)$$

La aceleración está formada por la componente $\text{grad}(v^2/2)$ - que es el movimiento de traslación pura, la componente $\text{rot } v \times v$ que es el movimiento de rotación (aceleración de Coriolis) y la componente $\partial \bar{v}/\partial t$ que corresponde a la aceleración local.

Una vez descritos los campos de velocidad, aceleración y rotacional se establecerán los diferentes tipos de flujo que se puedan presentar ya sea debido a la variación de la velocidad, con el tiempo, o de un punto a otro, a la viscosidad del fluido, debidos también a la densidad o a los cambios en el valor del campo rotacional.

Es así como se pueden presentar flujos permanentes o no permanentes: Uniforme o no uniforme, bidimensional o unidimensional, laminar o turbulento, incompresible o compresible, rotacional o irrotacional.

Si tenemos que las características en un punto determinado varían de un instante a otro, el flujo es no permanente, por ejemplo el vaciado de un depósito por un orificio de fondo; la v de salida por orificio disminuye a medida que disminuye la altura del agua, H , al irse vaciando el depósito. Por el contrario será un flujo permanente, si las características en un punto permanecen constantes para cualquier instante o si las variaciones son muy pequeñas respecto a sus valores medios y éstos no varían con el tiempo, por ejemplo corriente de agua en un canal de pendiente uniforme.

Si en un instante determinado el vector velocidad es idéntico en cualquier punto del flujo, se dice que el flujo es uniforme; esto se expresa $\nabla v = 0$ donde ∇ es un desplazamiento en cualquier dirección, como por ejemplo en un fluido viscoso, aceite de engrase, en un tubo de diámetro constante. En caso contrario el flujo es no uniforme y los cambios pueden ser en la dirección del flujo o en direcciones transversales, es así como, en el cono divergente a la salida de una bomba la velocidad disminuye a medida que la sección aumenta (cono difusor).

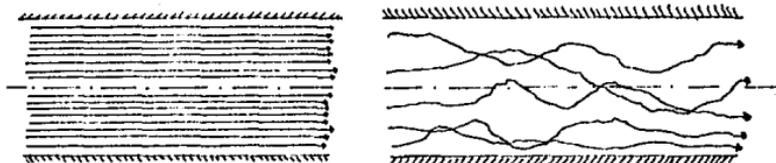
El hecho de que un flujo sea permanente, no significa necesariamente que éste sea uniforme, de ésta forma se puede observar que si el caudal de aceite de engrase o el caudal de agua que sale por el cono difusor no varía, el régimen será permanente; pero si varía, el régimen será variable; así vemos que pueden ocurrir las cuatro combinaciones diferentes, a saber, permanente-uniforme, permanente - no uniforme, no permanente-uniforme, no permanente - no

uniforme.

El flujo puede clasificarse en tridimensional, bidimensional y unidimensional. Es tridimensional cuando sus características varían en el espacio, éste es el caso más general del flujo. Es bidimensional cuando sus características son idénticas sobre una familia de paralelos, no habiendo componentes perpendiculares a dichos planos o bien permaneciendo constantes. Es unidimensional cuando sus características varían como funciones del tiempo y de una coordenada curvilínea en el espacio, usualmente la distancia medida a lo largo del eje de la conducción. Un fluido real no puede ser totalmente unidimensional, debido a la viscosidad, pero debido a que se consideran valores medios en las diferentes secciones del fluido, se puede considerar unidimensional. Esta hipótesis es de suma importancia en la hidráulica por las simplificaciones que ocasiona.

La clasificación del flujo en laminar y turbulento se debe a la viscosidad del flujo. El flujo laminar se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas perfectamente definidas, no necesariamente paralelas. Si se le inyecta un colorante se moverá como un filamento delgado que sigue las trayectorias del flujo (fig.2.7a). En un flujo turbulento las partículas se mueven por trayectorias erráticas sin seguir un orden (fig.2.7b). Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general, las cuales fluctúan con el tiempo, aún cuando el flujo general sea permanente.

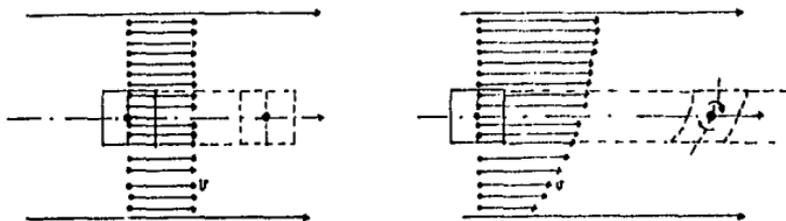
Un flujo se considera incompresible si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables, en caso contrario es compresible. Los líquidos y gases a bajas velocidades se consideran incompresibles. En la práctica sólo en los problemas de golpe de ariete se considera al flujo de un líquido como compresible.



a) Esquema de un flujo laminar b) Esquema de un flujo turbulento

Fig.2.7.-

Cuando en un flujo el campo rot v adquiere en alguno de sus puntos valores distintos de cero, para cualquier instante, el flujo se denomina rotacional. Por el contrario, si dentro de un campo de flujo el vector rot v es igual a cero, para cualquier punto e instante, el flujo es irrotacional. Si bien el término rotación implica un giro de partículas, no significa que todo movimiento en una curva sea rotacional o que todo movimiento recto sea irrotacional.

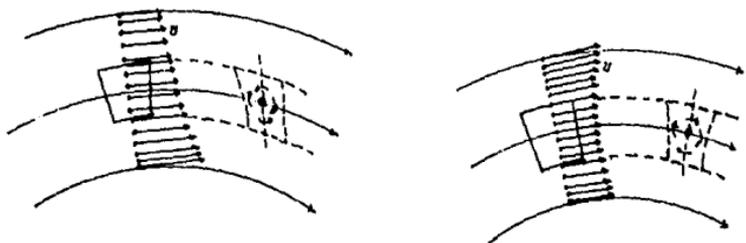


a) Flujo lineal irrotacional

b) Flujo lineal rotacional

Fig.2.8.-

Ciertos escurrimientos se pueden considerar macroscópicamente irrotacionales. En otros casos, a pesar de existir trayectorias curvas, la distribución de velocidades puede ser de forma que las medianas o diagonales de una partícula rectangular no modifiquen su orientación durante el movimiento, siendo el flujo irrotacional. Esto está representado gráficamente en las figuras 2.8 y 2.9 en las que rot v sería normal al papel.



a) Flujo curvilíneo irrotacional b) Flujo curvilíneo rotacional

Fig. 2.9.-

Estando ya establecidos los campos de flujo, así como los diferentes tipos de flujo que se pueden presentar se hace necesario pues, exponer las principales ecuaciones que rigen el comportamiento de un líquido en movimiento, es por ello que, a continuación se hará la exposición de la definición de caudal, la ecuación de continuidad y la ecuación de Bernoulli.

Definición de Caudal

Caudal Q es el volumen de fluido por unidad de tiempo que pasa a través de una sección transversal a la corriente. Su ecuación dimensional es $\{Q\} = \{L\}^3 \{T\}^{-1}$, por lo tanto, la unidad del caudal o gasto Q es m^3/seg .

Si la superficie a través de la cual se calcula el caudal es finita, es evidente que la dirección de la velocidad puede cambiar de un punto a otro de la misma, y además, la superficie puede no ser plana. Llamando dA al elemento infinitesimal de área, siendo v_n la componente de la velocidad normal a ese elemento, se tendrá:

$$dQ = v_n dA$$

y

$$Q = \int v_n dA$$

Si la corriente es uniforme (velocidad constante) o si v es la velocidad media y A la sección transversal total, la ecuación anterior adopta la forma sencilla.

$$Q = v \cdot A$$

Ecuación de Continuidad

La vena líquida mostrada en la fig.2.10 está limitada por la superficie 3 (que puede ser una superficie sólida, como una tubería, o una superficie sólida y una superficie libre, como un canal) y por las secciones transversales 1 y 2, normales al eje que une los centros de gravedad de todas las secciones. Las velocidades en cada punto de una misma sección transversal poseen un valor medio v , que se considera representativo de toda la sección y con dirección tangencial al eje de la vena líquida.

Se considera el volumen elemental de líquido limitado lateralmente por la superficie que envuelve a la vena, así como por dos secciones transversales. Dado que no entra ni sale fluido lateralmente, porque la velocidad, es tangencial al hilo de corriente, y no se crea ni se destruye materia, la masa que entra en el tubo infinitesimal es igual a la masa que sale, por lo tanto,

$$\rho_1 v_1 dA_1 = \rho_2 v_2 dA_2 = C$$

donde v_1 y v_2 son componentes normales de la velocidad en las secciones 1 y 2. Es decir, el flujo en masa es constante.

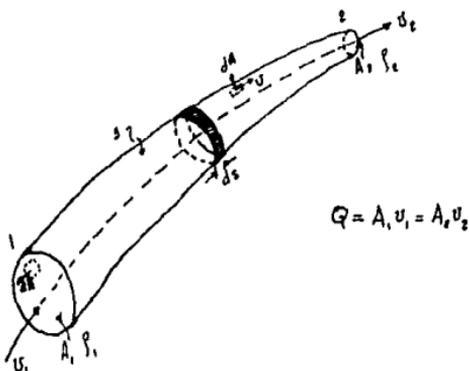


Fig.2.10.- Ecuación de continuidad para una vena líquida.

$$\text{Si } \gamma = \rho g$$

$$\frac{\gamma_1}{g} v_1 dA_1 = \frac{\gamma_2}{g} v_2 dA_2 = C$$

luego, si el fluido es incompresible, ρ y γ serán constantes, y por lo tanto

$$v_1 dA_1 = v_2 dA_2 = C$$

Esto significa que es constante el gasto que circula por cada sección de la vena líquida, en otras palabras, para las secciones transversales 1 y 2 una vena líquida se cumple que,

$$Q = v_1 A_1 = v_2 A_2 \quad (2.10)$$

Ecuación de Bernoulli

Para poder deducir la Ecuación Fundamental de la Hidrodinámica o Ecuación de Bernoulli hay que hacer uso de las Ecuaciones de Euler, es por ello que se deberán exponer en primer lugar.

Si en la fig.2.11 consideramos el punto A (x y z) en el centro de un paralelepípedo rectangular de lados dx , dy y dz , $P = f(x, y, z)$ es la presión en punto A.

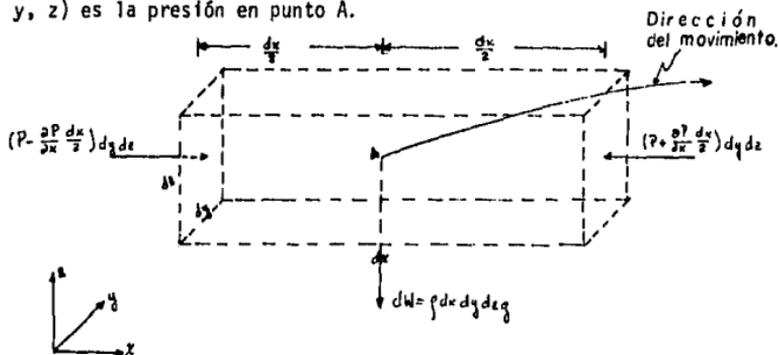


Fig.2.11.- Dedución de las Ecuaciones de Euler.

Si en el centro la presión es P , en la cara vertical izquierda será:

$$P - dP = P - \frac{\partial P}{\partial x} \frac{dx}{2}$$

y en la cara vertical derecha

$$P + dP = P + \frac{\partial P}{\partial x} \frac{dx}{2}$$

Si ahora se considera que sobre el paralelepípedo actúa la fuerza de gravedad, en la dirección negativa, del eje z , tenemos - que el peso del paralelepípedo, dW , será igual a su masa por la ace

teracción de la gravedad

$$dW = \rho dx dy dz g$$

y según la segunda Ley de Newton = F = m.a., tendremos

$$\left(P - \frac{\partial P}{\partial x} \frac{dx}{2}\right) dy dz - \left(P + \frac{\partial P}{\partial x} \frac{dx}{2}\right) dy dz = \rho dx dy dz \frac{dv_x}{dt}$$

dividiendo ambos miembros entre $\rho dx dy dz$, tenemos

$$\frac{dv_x}{dt} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x}$$

o bien

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x}$$

en virtud de la ecuación (2.3a).

Análogamente para los ejes y, z, observándose que para la ecuación en el eje z se debe introducir la fuerza debida a la gravedad, obteniéndose así

$$\frac{dv_x}{dt} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x}$$

$$\frac{dv_y}{dt} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} \tag{2.11}$$

$$\frac{dv_z}{dt} = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z}$$

e introduciendo las ecuaciones de la aceleración (2.3a), (2.3b) y (2.3c) se obtienen las ecuaciones de Euler.

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x}$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} \quad (2.11)$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z}$$

Ahora bien, tomando las ecuaciones (2.11) y multiplicando - la primera por dx , la segunda por dy y la tercera por dz , se tiene

$$\frac{dv_x}{dt} dx = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} dx$$

$$\frac{dv_y}{dt} dy = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} dy$$

$$\frac{dv_z}{dt} dz = -g dz - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} dz$$

sumando estas ecuaciones miembro a miembro, tenemos

$$\frac{dv_x}{dt} dx + \frac{dv_y}{dt} dy + \frac{dv_z}{dt} dz = -g dz - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial P}{\partial x} dx + \frac{\partial P}{\partial y} dy + \frac{\partial P}{\partial z} dz \right) \quad (2.13)$$

Si consideramos que

$$\frac{dx}{dt} = v_x$$

$$\frac{dy}{dt} = v_y$$

$$\frac{dz}{dt} = v_z$$

el miembro de la izquierda de la ecuación (2.13) se transforma en

$$\begin{aligned} u_x du_x + u_y du_y + u_z du_z &= \frac{1}{2} d(u_x^2 + u_y^2 + u_z^2) \\ &= \frac{1}{2} d(v^2) \end{aligned}$$

Suponiendo que el régimen es permanente, P no es función de t y por lo tanto

$$dP = \frac{\partial P}{\partial x} dx + \frac{\partial P}{\partial y} dy + \frac{\partial P}{\partial z} dz$$

con lo cual la ecuación (2.13) se transforma en

$$\frac{1}{2} d(v^2) + g dz + \frac{1}{\rho} dP = 0$$

integrando esta última ecuación a lo largo de un hilo de corriente y suponiendo que el fluido es incompresible ($\rho=c$) se tiene que:

$$\frac{v_1^2}{2} + g z_1 + \frac{P_1}{\rho} = \frac{v_2^2}{2} + g z_2 + \frac{P_2}{\rho} \quad (2.14)$$

Siendo g constante, teniendo en cuenta que $\rho=c$ y dividiendo la ecuación (2.14) entre g, se tiene

$$\frac{v_1^2}{2g} + z_1 + \frac{P_1}{\gamma} = \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + \frac{P_2}{\gamma}$$

que es la Ecuación de Bernoulli para un hilo de corriente.

Ahora bien, si la corriente atraviesa una o varias máquinas que le suministran energía (bombas), experimenta un incremento de energía que llamaremos ΣH_b . De igual manera, si la corriente atraviesa una o varias máquinas a las que cede energía (turbinas), experimenta un decremento de energía, que llamaremos ΣH_t .

Considerando lo anterior podemos escribir la ecuación de Bernoulli generalizada

$$\frac{P_1}{\gamma} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} - \sum H_{r_{1-2}} + \sum H_b - \sum H_t = \frac{P_2}{\gamma} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (2.16)$$

en la cual observamos que están involucrados los términos $\sum H_{r_{1-2}}$, $\sum H_b$ y $\sum H_t$, que representa la suma de todas las pérdidas hidráulicas entre 1 y 2, la suma de los incrementos de energía proporcionados por las bombas, y la suma de todos los decrementos de energía - debidos a las turbinas instaladas entre las secciones 1 y 2.

Una vez expuestas las principales ecuaciones que rigen el movimiento de una vena líquida, así como los tipos de flujo que se pueden encontrar, se presentará la forma en que se distribuyen las velocidades, ya sea en un conducto cerrado o en un conducto abierto, para posteriormente presentar los métodos para cuantificar el gasto.

C A P I T U L O 3

DISTRIBUCION DE VELOCIDADES

El flujo del agua en un conducto puede ser a través de un canal abierto o en una tubería. Las dos clases de flujo son muy similares pero difieren en un aspecto importante. Un canal abierto deberá tener una superficie libre, mientras que en la tubería no habrá ninguna, por lo que el agua llenará completamente el conducto. La superficie libre estará sometida a la presión atmosférica, mientras que el flujo en una tubería, al estar confinado en un conducto cerrado, no estará afectado por la presión atmosférica pero sí por la presión hidráulica.

En este capítulo se describirán la distribución de velocidades del flujo, tanto en un conducto cerrado como en un conducto - abierto.

a) Conductos Cerrados

En este caso el empleo del término "conducto cerrado", estará limitado en su aplicación, a los conductos cerrados que lleven agua bajo presión y se les puede también llamar tuberías. Generalmente las tuberías son de sección circular, porque esta forma combina la ventaja de resistencia estructural con la simplicidad. De todas las tuberías que tienen iguales áreas de sección, pero diferen-

te forma de la sección, la tubería circular tiene el perímetro más pequeño de la sección y, por consiguiente, por pie o metro de longitud, tienen el área de paredes interiores más pequeña. De esto se deriva que la resistencia que la tubería circular ofrece al escurrimiento del agua, es menor que en una tubería de cualquiera otra sección geométrica.

Cuando las tuberías llevan agua con sus secciones sólo parcialmente llenas, como en el caso de las líneas de alcantarillado y grandes -acueductos, algunas veces es ventajoso emplear otras secciones distintas a la circular. Esos conductos como no están a presión, no -llevan el escurrimiento del agua por razón de una carga exterior - que puedan estar recibiendo, siendo que dependen de la inclinación o pendiente del conducto y de la superficie del agua, para dar a ésta su velocidad.

Estos conductos tienen la naturaleza de los canales abiertos y aunque obedecen a las mismas leyes fundamentales que las tuberías a presión, se hallará que es más conveniente clasificarlos como canales abiertos.

Para poder analizar la distribución de velocidad deberemos tomar en cuenta que se puede presentar flujo laminar o flujo turbulento.

Las leyes de la corriente laminar en las tuberías rectas se determinaron experimentalmente, en forma independiente por Hagen y Poiseuille. La ley de Hagen-Poiseuille puede deducirse a partir de los principios fundamentales como sigue: Considérense las fuerzas que obran sobre un cilindro de líquido de longitud l y radio x , como se ilustra en la fig.3.1. La presión promedio en las secciones - estará representada por P_1 y P_2 . Una porción cilíndrica C , del agua

confinada, tiene un movimiento uniforme bajo la acción de las presiones extremas y de la resistencia de la viscosidad (fuerza cortante tangencial), a lo largo de sus lados. La

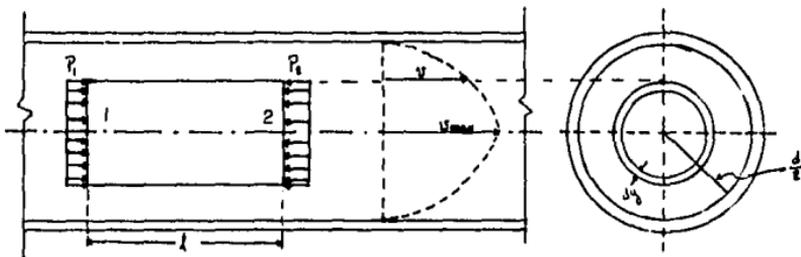


Fig. 3.1.-

suma algebraica de las presiones en los extremos es $(P_1 - P_2) \pi x^2$ y la fuerza cortante de la viscosidad es igual a $2 \pi x \tau$. Sabemos que $\tau = \mu \, dv/dx$

Como la diferencia en las presiones de los extremos debe equilibrar al cortante por viscosidad se tiene:

$$-2 \pi x l \mu \frac{dv}{dx} = (P_1 - P_2) \pi x^2 \quad \underline{1/}$$

usándose el signo menos porque $\frac{dv}{dx}$ es negativa. Reagrupando e integrando se tiene:

$$-2 l \mu \int_{v_c}^{v_x} dv = (P_1 - P_2) \int_0^x x \, dx$$

$$v_x - v_c = - \frac{P_1 - P_2}{4 \mu l} x^2$$

$$v_x = v_c - \frac{P_1 - P_2}{4 \mu l} x^2$$

Esta es una expresión general para v en una distancia cualquiera x desde el centro de la tubería. En la pared de la tubería ($x=r$) la velocidad es cero, porque el fluido se adhiere a la pared, y se tiene:

$$0 = v_c - \frac{P_1 - P_2}{4\mu l} r^2$$

$$v_c = \frac{P_1 - P_2}{4\mu l} r^2$$

Este valor especial de v , sustituido en la expresión general para v_x da

$$v_x = \frac{P_1 - P_2}{4\mu l} r^2 - \frac{P_1 - P_2}{4\mu l} x^2$$

$$\therefore v_x = \frac{P_1 - P_2}{4\mu l} (r^2 - x^2)$$

Esta ecuación indica que la distribución de velocidades para corriente laminar en tuberías circulares es un paraboloide de revolución cuyo eje coincide con el eje del tubo.

Para determinar el valor de $v_{\text{máx}}$ tendremos que hacer $x=0$ y si lo hacemos en términos de d se tiene:

$$v_x = \frac{P_1 - P_2}{4\mu l} \left(\frac{d^2}{4} - x^2 \right)$$

$$v_{\text{max}} = \frac{(P_1 - P_2) d^2}{16\mu l}$$

El escurrimiento a través de un anillo elemental, de radio x y anchura dx , será $(2\pi x dx) v_x$ ó

$$dQ = \frac{2\pi (P_1 - P_2)}{4\mu l} (r^2 - x^2) x dx$$

integrando

$$Q = \frac{\pi (P_1 - P_2)}{2 \mu l} \left(\frac{r^2 x^2}{2} - \frac{x^4}{4} \right) \Big|_0^r$$

$$Q = \frac{\pi r^4 (P_1 - P_2)}{8 \mu l}$$

en función de d

$$Q = \frac{\pi d^4 (P_1 - P_2)}{128 \mu l}$$

y el valor de la velocidad media será:

$$v_m = \frac{4 Q}{\pi d^2} = \frac{(P_1 - P_2) d^2}{32 \mu l}$$

que si observamos es la mitad de la velocidad en el centro de la tubería, ésto es. la mitad de la velocidad máxima.

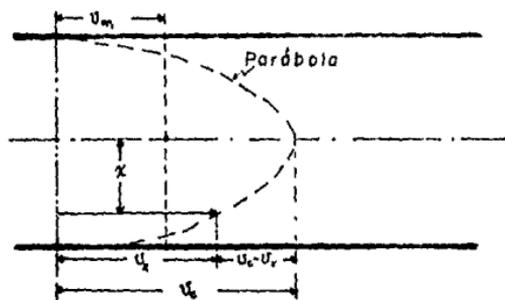


Fig. 3.2.-

La expresión para la variación de la carga piezométrica en una longitud l, se obtiene despejando $(P_1 - P_2)$ de la ecuación de la velocidad media y dividiendo entre el peso específico.

$$\frac{P_1 - P_2}{\gamma} = h = \frac{32 \mu l v}{d^2 \rho g}$$

Si sabemos que $Re = \frac{v d}{\nu}$ y que $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ la expresión anterior nos queda;

$$h = \frac{64}{Re} \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$$

Si ahora hacemos $f = \frac{64}{Re}$

$$h = f \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$$

que es conocida como la fórmula de Darcy-Weisbach para la corriente en tuberías, siendo h la pérdida de energía en 1 metros de tubería.

Esta fórmula es generalmente usada para flujo turbulento.

Lo anterior demuestra que en corriente laminar f es completamente independiente de la rugosidad, pues sólo varía con el número de Reynolds (Re), es decir, con la resistencia relativa de las fuerzas viscosa y de inercia.

El trabajo experimental de Hagen y Poiseuille y los ensayos efectuados por otros investigadores han establecido la exactitud de la relación $f = \frac{64}{Re}$ dejándola fuera de duda. Esta relación se verifica tan perfectamente que la aplicación de la ecuación anterior con $f = \frac{64}{Re}$ es uno de los métodos básicos más empleados para determinar la viscosidad.

Cuando Re es menor de 2000 se dice que tiene un flujo laminar. En el intervalo de Re entre 2000 y 4000 se tiene una zona de transición y cuando la corriente ocurre a números de Reynolds mayores de 4000 se tiene un flujo turbulento y los valores de f en la -

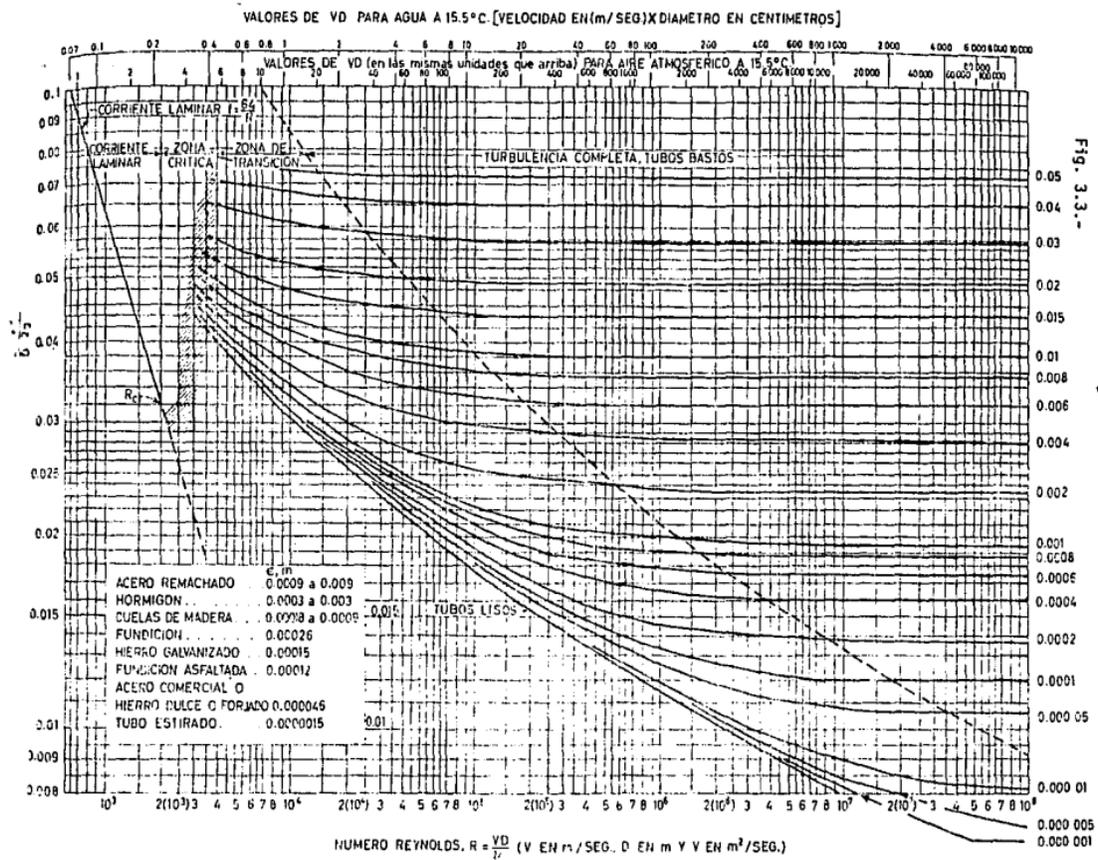


Fig. 3.3.-

RUGOSIDAD RELATIVA, $\frac{\epsilon}{D}$

fórmula de Darcy-Weisbach, varían con la rugosidad, la viscosidad y la densidad.

La corriente turbulenta se divide en tres categorías: En tubos lisos, en tubos relativamente rugosos a velocidades grandes y en la zona de transición comprendida entre las dos primeras categorías.

En la corriente en tubos muy lisos, los valores de f varían con Re , como lo ilustra la curva inferior de la fig.3.3. Puede observarse que nunca llega a convertirse en una recta horizontal, lo cual demuestra que las propiedades de los líquidos influyen sobre la corriente en todo el intervalo. Los tubos de vidrio y los de metal estriado con superficie muy lisa se encuentran en esta categoría.

En la fig.3.3 se ilustra la corriente en tuberías rugosas a valores grandes de Re por medio de la zona situada arriba y a la derecha de la línea de trazos llamada zona de turbulencia plena. En esta zona las curvas f se vuelven horizontales, demostrando así que la corriente es completamente independiente de las propiedades de los líquidos y que los valores de f sólo dependen de la rugosidad relativa (ϵ/d) siendo ϵ la rugosidad absoluta y d el diámetro de la tubería.

La tercera categoría de corriente turbulenta se presenta cuando los valores de f se encuentran en la zona comprendida entre la curva para tuberías lisas y la línea de trazos de la fig.3.3. La corriente en los tubos comerciales se produce generalmente dentro de esta categoría. En esta zona, las curvas de f para los diversos valores de la rugosidad relativa se separan en puntos sucesivos de aquellas para tuberías lisas y se vuelven horizontales cuando en-

tran en la zona de turbulencia plena.

En el escurrimiento turbulento, como se dijo antes, la resistencia es debida a la viscosidad del líquido, pero la turbulencia produce un proceso mixto por el que la variación en la velocidad a través de un diámetro se reduce mucho. Mientras mayor es la fuerza de la turbulencia, más uniforme se vuelve la distribución de la velocidad y la curva se aplanan. Como la turbulencia aumenta con el número de Reynolds el aplanamiento aumenta con Re . La fig.3.4- muestra las curvas aproximadas de velocidades para tres valores de Re . Tal como están trazadas, estas curvas representan valores idénticos

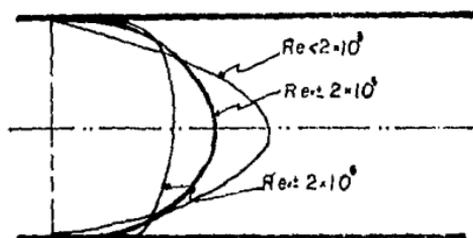


Fig. 3.4.-

ticos del gasto o la misma velocidad media. Si el coeficiente de la tubería se define como la relación v_m/v_c es obvio que éste aumentará de valor con Re , variando desde 0.50, cuando el escurrimiento es laminar, hasta 0.85 o más cuando el escurrimiento es turbulento.

b) Conductos Abiertos

Un conducto abierto o canal es un conducto en el que el agua fluye con una superficie libre. Si se les clasifica de acuerdo a su origen, podemos tener canales naturales y artificiales.

Los canales naturales incluyen todas las corrientes de agua que existen naturalmente en la Tierra, incluyendo desde los pequeños arroyos hasta los ríos más caudalosos. Las propiedades hidráulicas de un canal natural son por lo general muy irregulares.

Los canales artificiales son aquellos construidos por el hombre, como canales de navegación, de riego, de desagüe, etc. y debido a que son artificiales sus propiedades hidráulicas pueden ser controladas para así obtener los resultados esperados en el funcionamiento del canal.

También se clasifican como canales los conductos cerrados como túneles, desagües, drenajes y alcantarillas subterráneos cuando trabajan parcialmente llenos.

Las velocidades de los canales abiertos son influidas por el rozamiento, la viscosidad, la tensión superficial y las irregularidades de la sección transversal y en la alineación. En la fig. 3.5 se representa la distribución de las velocidades en un canal artificial recto y relativamente liso. Las líneas de igual velocidad, son aproximadamente paralelas al fondo y a los costados del canal, aparte de que la tensión superficial origina un ligero retardo de las -

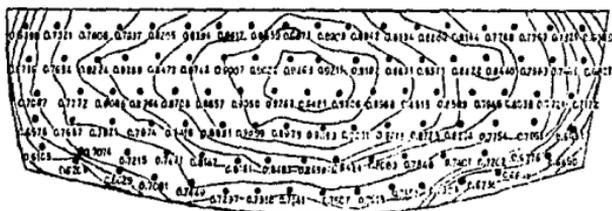


Fig. 3.5.-

velocidades cerca de la superficie libre de la corriente. En los canales de sección variable, particularmente en las corrientes naturales, la distribución de velocidades es bastante irregular. La parte superior de la fig.3.6, reproducida del Water Supply Paper 305 - del Departamento Geológico de los EE.UU. (U.S. Geological Survey) es un buen ejemplo de la distribución de velocidades en una corriente natural.

A pesar de la falta de uniformidad, se ha observado que la distribución de las velocidades en la sección transversal de un canal abierto sigue con bastante exactitud ciertas leyes bien definidas. Estas leyes pueden entenderse mejor estudiando los gráficos de variación vertical de la velocidad.

Los gráficos de variación vertical de la velocidad se obtienen tomando las velocidades a lo largo de una línea vertical, principiando unos cuantos centímetros debajo de la superficie libre y continuando a intervalos aproximados de 15 ó 30 cm., midiendo una de estas velocidades tan cerca del lecho de la corriente como sea posible. Las velocidades así tomadas se representan gráficamente con las profundidades como ordenadas y las velocidades como abscisas, trazando una curva continua que pase tan cerca de estos puntos como se pueda. A partir de esta curva se puede determinar a escala, la velocidad a cualquier profundidad, siendo la velocidad media - igual al área comprendida entre el eje vertical y la curva, limitada por las horizontales que pasan por el extremo superior e inferior de dicha curva, dividida por la profundidad del agua en la vertical considerada.

La fig.3.6 proporciona ejemplos de curvas de variación vertical de la velocidad. El Departamento Geológico de los EE.UU. realizó un gran estudio y construyó muchas curvas de esta naturaleza. A

partir de este estudio, se han deducido las siguientes reglas que se cumplen aproximadamente para prácticamente todas las corrientes:

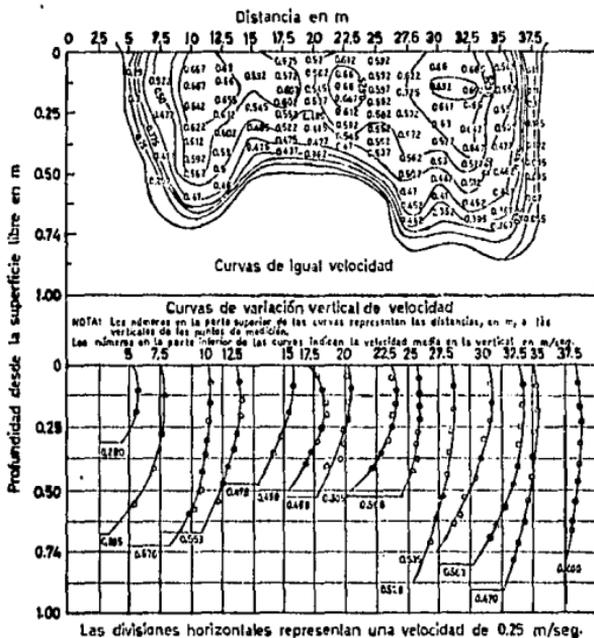


Fig. 3.6.-

- 1.- La velocidad máxima se presenta entre 5 y 25 por ciento de la profundidad, aumentando el porcentaje con la profundidad de la corriente. En corrientes poco profundas con lechos rugosos, - la vena de velocidad máxima se encuentra muy cerca de la superficie.

- 2.- La curva de variación vertical de la velocidad se aproxima a una parábola de eje horizontal que pasa por el punto de velocidad máxima.
- 3.- La velocidad media en una vertical, dentro de un error máximo del 3 por ciento y un error medio de 1 por ciento, se presenta a 0.6 de la profundidad.
- 4.- La velocidad media en una vertical, dentro de un error máximo de 1 por ciento y un error medio nulo, es la media aritmética de las velocidades a 0.2 y 0.8 de la profundidad, respectivamente.
- 5.- La velocidad media en una vertical es del 80 al 95 por ciento de la velocidad en la superficie, siendo 85 por ciento el promedio de varios centenares de observaciones. La variación de este coeficiente es más irregular. Parece ser independiente de la profundidad, la velocidad u otras condiciones físicas observables.
- 6.- La curvatura de la curva de variación vertical de la velocidad depende en gran medida de la rugosidad del lecho del canal, teniendo mayor curvatura mientras sea más rugoso el lecho del canal.

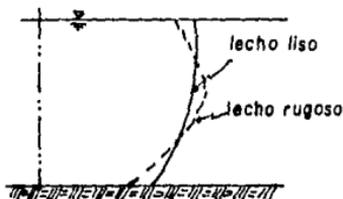


Fig. 3.7.-

La ley de la corriente laminar con superficie libre para el caso de canales rectangulares anchos se desarrolla de la misma manera que en las tuberías.

Considérese el diagrama de cuerpo libre del rectángulo de líquido -

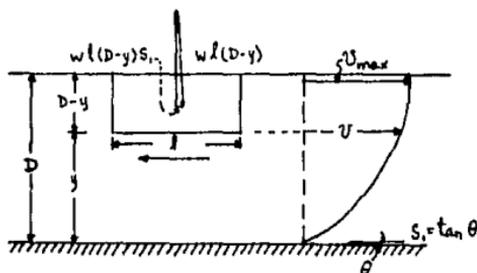


Fig. 3.8.-

ilustrado en la fig.3.8 con un ancho de 1 m., longitud l , y altura $(D-y)$. Si S_1 es la pendiente del fondo, la suma de las fuerzas en la dirección de la corriente es

$$\tau l = \gamma l (D-y) S_1$$

Reemplazando τ por su valor de $\tau = \mu \frac{du}{dy}$ suprimiendo l , reordenando términos y simplificando, la ecuación anterior se transforma en

$$du = \frac{\gamma S_1}{\mu} (D dy - y dy)$$

e integrando

$$u = \frac{\gamma S_1}{\mu} \left(D y - \frac{1}{2} y^2 \right) + C$$

que es la ecuación de una parábola.

El valor de C se halla que es cero por la condición de que $v = 0$ cuando $y = 0$.

La velocidad máxima se tiene para $y = D$; luego,

$$U_{\max.} = \frac{\gamma S_1 D^2}{2 \mu}$$

El gasto se calcula integrando su elemento diferencial, utilizando el valor de v obteniendo anteriormente, como sigue:

$$Q = \int dQ = \int v dy = \frac{\gamma S_1}{\mu} \int_0^D \left(Dy - \frac{1}{2} y^2 \right) dy.$$

de donde

$$Q = \frac{\gamma S_1 D^3}{3 \mu}$$

y la velocidad media es

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{\gamma S_1 D^2}{3 \mu}$$

y

$$S_1 = \frac{3 \mu v}{\gamma D^2}$$

Finalmente puede sustituirse la expresión del número de Reynolds ($Dv\gamma/\mu$) por Re y con $\beta = \gamma/q$ se tiene

$$S_1 = \frac{3 v^2}{Re q D}$$

Se deberá recordar que en el estudio de la corriente en tuberías fue conveniente cambiar la Ley de Hagen Poiseuille para corriente laminar a la forma de una fórmula de uso común en corriente turbulenta, como la de Darcy - Weisbach. De la misma manera estará relacionada la fórmula anterior con la fórmula de Manning para la corriente en los canales abiertos. La expresión para S_1 de la fórmula de Manning es

$$S_1 = \frac{n^2 u^2}{R_h^{1/3}}$$

Para canales rectangulares anchos, con relación a su profundidad, el radio hidráulico es casi igual a la profundidad. Sustituyendo en la expresión anterior R_h por D e igualándola a la S_1 de la fórmula obtenida anteriormente se obtiene la relación siguiente entre el coeficiente de rugosidad n , la profundidad y el número de Reynolds.

$$\frac{n^2}{D^{1/3}} = \frac{0.306}{R_e}$$

Esta relación corresponde a la relación de $f = \frac{64}{R_e}$ para corriente en tuberías.

La transición entre la corriente laminar y la turbulenta -- tiene lugar en un intervalo de números de Reynolds que varían de 600 a 1200. Estos valores son aproximadamente la cuarta parte de los valores correspondientes a las tuberías, lo cual era de esperarse -- porque los números de Reynolds para tuberías basados en el radio hidráulico ($d/4$) en lugar del diámetro, serían la cuarta parte de los valores tomados en la fig.3.3.

CAPITULO 4

METODOS DE MEDICION

Como resultados de las múltiples y variadas demandas se han ideado una gran variedad de métodos para aforar o medir los gastos líquidos. Algunos de estos métodos requieren aparatos hechos con esmero que son complicados y costosos. Otros métodos más sencillos son relativamente poco costosos. El mejor método para usar en un caso determinado depende del volumen de la corriente, de las condiciones bajo las que se va a hacer el aforo y del grado de exactitud deseado. Al hacer la medición de un gasto, por lo general, se persigue alguna de las siguientes finalidades:

- 1.- Determinar los coeficientes empíricos para las fórmulas hidráulicas.
- 2.- Pruebas o ensayos de ruedas hidráulicas.
- 3.- Pruebas de bombas.
- 4.- Determinación de los desperdicios o fugas en las tuberías principales de las ciudades.
- 5.- Registros continuos del caudal o gasto en las tuberías de distribución de las ciudades.
- 6.- Registros continuos del gasto o caudal de una corriente.
- 7.- Determinación de los caudales de inundación o avenida en las corrientes naturales.

- 8.- Determinación de la cantidad de agua entregada para irrigación o riego.
- 9.- Determinación del gasto de pozos o manantiales.
- 10.- Determinación de la filtración o transmisión del agua subterránea.

En la determinación de coeficientes empíricos es esencial una exactitud extremada en las mediciones. Los experimentos sobre corrientes pequeñas se llevan a cabo por lo general en laboratorios, bajo condiciones favorables, pero los coeficientes para conductos y estructuras hidráulicas grandes tienen que verificarse generalmente bajo las condiciones de obra que no se prestan mucho a la exactitud. La prueba de las ruedas hidráulicas requiere el empleo de métodos de aforo más exactos y refinados, ya que estas medidas son la base de la determinación de los rendimientos de la planta. Las pruebas de las bombas requieren un grado de exactitud semejante. Las medidas que se efectúan en las tuberías de distribución de las grandes ciudades se hacen por lo general con algún tipo de contador o medidor registrador de caudales. Los registros continuos del caudal de las corrientes requieren aforos periódicos en los cuales no será esencial una exactitud extrema en las mediciones individuales, siempre que los errores se compensen y no sean acumulativos. Los aforos en las avenidas o inundaciones son extremadamente difíciles y, por lo general, se emplean métodos aproximados. La medición del agua para irrigación es de importancia creciente en los distritos irrigados en donde el agua es valiosa y el impedir su desperdicio es una necesidad económica, pero los métodos aproximados de aforo se consideran satisfactorios. Las corrientes de manantial y las que proceden de pozos son generalmente pequeñas, y su aforo exacto no es difícil.

Por lo general, los métodos más usuales para la medición de corriente de agua se clasifican como sigue:

1.- Métodos de área-velocidad, midiéndose la velocidad por:

- a) Medidor de corriente o aforador.
- b) Tubo Pitot.
- c) Flotadores.
- d) Método del color o de la velocidad del color.
- e) Método de la sal.

2.- Métodos de gasto directo:

- a) Vertedores.
- b) Orificios o diafragmas.
- c) Medidor Venturi.
- d) Toberas.
- e) Canal Parshall.
- f) Aforo químico.

3.- Otros métodos:

- a) Medidor ultrasónico.

Generalmente el aforador, los flotadores, los vertedores, el canal Parshall, se emplean para el aforo en canales abiertos. El método del color, el de la velocidad de la sal, los orificios, el Venturi y las toberas se emplean para medir el gasto en tuberías. El tubo Pitot y el aforo químico se usan indistintamente, tanto en conductos abiertos como en conductos cerrados.

1.- Métodos de Area-Velocidad

a) Medidor de corriente o aforador:

El elemento actuante de un aforador es una rueda con una serie de aspas o cazoletas impelidas por la corriente. La rapidez de su rotación varía con la velocidad del agua. Existen varios dispositivos para determinar la velocidad de la rueda; por lo general, se hace por medio de un mecanismo que, a cada revolución o a un número dado de revoluciones, abre y cierra un circuito eléctrico que comprende un receptor telefónico u otro aparato eléctrico adecuado, un indicador o registrador. El aforador acústico tiene un aditamento - que golpea sobre un tambor a un número dado de revoluciones, y el sonido se transmite al observador a través del tubo que sostiene al aforador.

Hay dos tipos generales de aforadores: El diferencial o tipo de cazoletas, que consiste en un eje vertical con una serie de cazoletas que giran por el exceso de presión de su parte cóncava sobre la convexa, y el del tipo directo o de hélice con aspas dispuestas sobre un eje horizontal que giran por la acción directa de la corriente. El aforador de cazoletas registra siempre la plena velocidad, cualquiera que sea el sentido de la corriente o aquél a que se apunte el medidor. El movimiento vertical de éste, lo mismo hacia arriba o hacia abajo, hace girar la rueda en un sentido positivo, por lo que siempre tiene tendencia a indicar una velocidad mayor a la real.

Las características que conviene reunir un aforador son:

- a) Ser tan pequeño como sea posible.
- b) Las corrientes parásitas producidas deben ser mínimas.

- c) El rozamiento de la rueda debe ser pequeño.
- d) No deben influir en él las corrientes verticales.
- e) Debe funcionar solamente bajo la acción de la componente hacia adelante, de la corriente.

Ningún aforador cumple completamente estas condiciones. Los cuatro tipos de aforadores más usados son el Price, el Ott, el Haskell y el Hoff. El Price tiene sus cazoletas sujetas a un eje vertical y los otros, ruedas del tipo de hélice que giran sobre un eje horizontal.

Para graduar o calibrar un aforador se puede establecer una relación entre su número de revoluciones y la velocidad del agua, - moviendo el aforador en agua tranquila a velocidad conocida. La calibración puede hacerse desde un bote que se mueva a velocidad uniforme en agua tranquila, pero es preferible hacerlo en una estación calibradora apropiada, como por ejemplo, en un carrito que circule sobre rieles y los cuales estén colocados uno a cada lado de un canal rectangular con agua tranquila (como el usado en los Laboratorios de Ingeniería Experimental de la SARH ubicados en Sierra Gorda N° 26, Lomas, México, D.F.).

La calibración de un aforador proporciona velocidades en metros por segundo (o en pies por segundo) en correspondencia con su número de revoluciones. Con los valores así obtenidos se traza la gráfica de calibración. En la fig.4.1, A es una gráfica de graduación típica para un aforador de eje horizontal y rueda del tipo de hélice y B es otra para uno de eje vertical y rueda de cazoletas. Se observará que la primera indica una rueda más sensible, característica conveniente para la medición de velocidades pequeñas. A partir de la gráfica de graduación se prepara una tabla de graduación en - la que se pueden obtener las velocidades si se conocen el número de

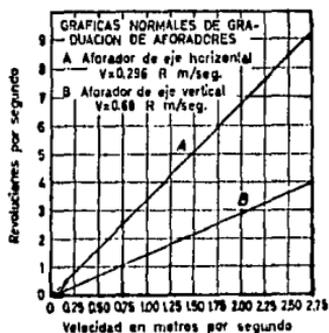


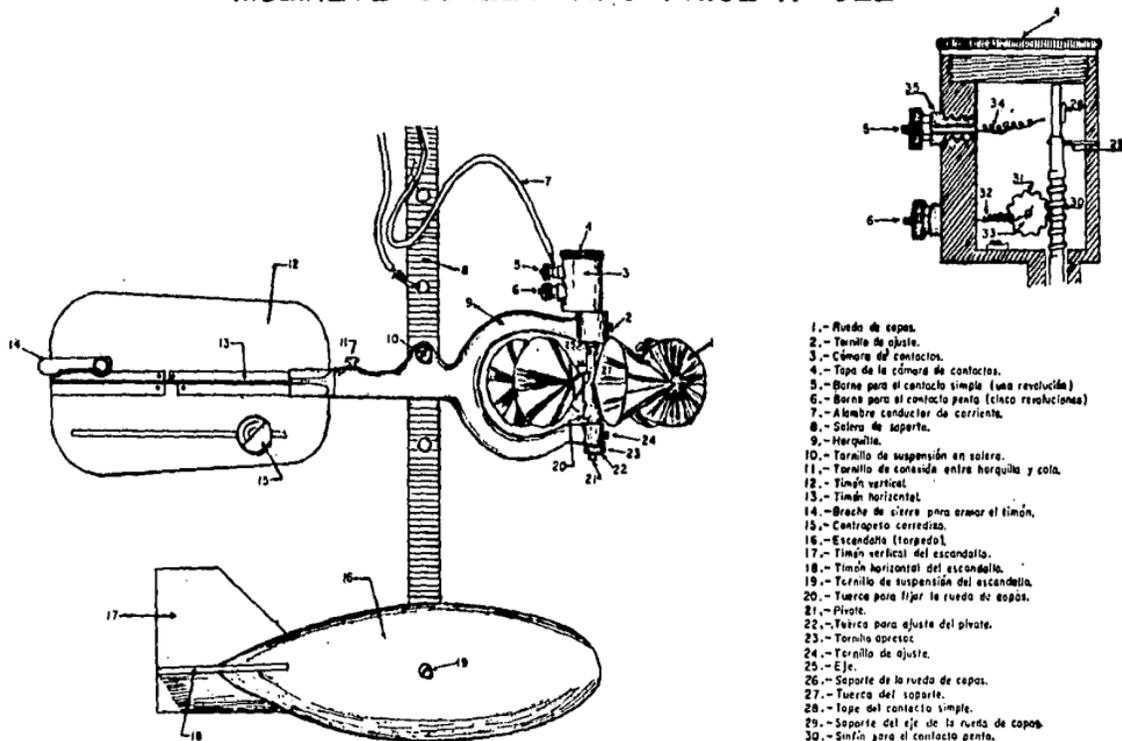
Fig. 4.1.-

revoluciones y el tiempo transcurrido. La tabla 4.1 es parte de la tabla de graduación para el aforador Price N° 622 publicada por W. & L.E. Gurley.

Las mediciones con un aforador pueden hacerse desde un puente, un carrito suspendido por un cable, un bote, o si la corriente es poco profunda y bastante pequeña, vadeándola.

Se toma un punto de referencia inicial permanente y después se marcan distancias a lo largo del puente, cable o de una línea especial tendida transversalmente al canal. Luego se hacen sondeos y aforos con el medidor de corriente, para determinar las profundidades y las velocidades medias en las verticales que pasen por puntos bien elegidos a lo largo de la sección transversal; estos puntos deberán situarse en los cambios bruscos de velocidad o del perfil del fondo. Si las condiciones son bastante uniformes se acostumbra hacer las mediciones en puntos equidistantes. Al elegir los puntos, se deberá procurar que el promedio de las velocidades tomadas en dos verticales adyacentes dé aproximadamente la velocidad media entre ellas y además que el promedio de sus profundidades sea aproximada-

MOLINETE GURLEY TIPO PRICE N° 622



- 1.- Rueda de copos.
- 2.- Tornillo de ajuste.
- 3.- Cámara de contactos.
- 4.- Tapa de la cámara de contactos.
- 5.- Borne para el contacto simple (una revolución)
- 6.- Borne para el contacto penta (cinco revoluciones)
- 7.- Alambre conductor de corriente.
- 8.- Soporte de soporte.
- 9.- Horquilla.
- 10.- Tornillo de suspensión en solera.
- 11.- Tornillo de conexión entre horquilla y cola.
- 12.- Timón vertical.
- 13.- Timón horizontal.
- 14.- Brazo de sierre para armar el timón.
- 15.- Contrapeso corrido.
- 16.- Escandella (torpeda).
- 17.- Timón vertical del escandella.
- 18.- Timón horizontal del escandella.
- 19.- Tornillo de suspensión del escandella.
- 20.- Tuerca para fijar la rueda de copos.
- 21.- Pivote.
- 22.- Tuerca para ajuste del pivote.
- 23.- Tornillo apriete.
- 24.- Tornillo de ajuste.
- 25.- Eje.
- 26.- Soporte de la rueda de copos.
- 27.- Tuerca del soporte.
- 28.- Tope del contacto simple.
- 29.- Soporte del eje de la rueda de copos.
- 30.- Smín para el contacto penta.
- 31.- Engrane del contacto penta.
- 32.- Escañal del contacto penta.
- 33.- Tapas del contacto penta.
- 34.- Espiral del contacto simple.
- 35.- Rosteo de pasta aislante del contacto.

Tabla 4.1.-Tabla de graduación para el aforador Price N° 622, que da las velocidades en metros por segundo.

Tiempo en segs.	R e v o l u c i o n e s									
	3	5	10	20	40	60	80	100	150	200
40	0.064	0.094	0.177	0.344	0.680	1.02	1.35	1.69	2.54	3.39
41	0.061	0.091	0.174	0.335	0.664	0.993	1.32	1.65	2.48	3.31
42	0.061	0.091	0.170	0.326	0.649	0.969	1.29	1.61	2.42	3.23
43	0.061	0.088	0.164	0.320	0.634	0.948	1.26	1.58	2.24	3.15
44	0.058	0.085	0.161	0.314	0.619	0.926	1.23	1.54	2.31	3.08
45	0.058	0.085	0.158	0.308	0.606	0.905	1.20	1.51	2.26	3.01
46	0.058	0.085	0.155	0.302	0.594	0.884	1.18	1.47	2.21	2.94
47	0.055	0.082	0.152	0.295	0.582	0.865	1.15	1.44	2.17	2.88
48	0.055	0.079	0.149	0.289	0.570	0.847	1.13	1.41	2.12	2.82
49	0.055	0.079	0.146	0.283	0.558	0.829	1.10	1.38	2.07	2.76
50	0.052	0.079	0.143	0.277	0.545	0.814	1.08	1.35	2.03	2.71
51	0.052	0.076	0.140	0.274	0.533	0.798	1.06	1.33	1.99	2.66
52	0.053	0.076	0.140	0.268	0.524	0.783	1.04	1.30	1.95	2.61
53	0.049	0.073	0.137	0.262	0.515	0.768	1.02	1.28	1.92	2.56
54	0.049	0.073	0.134	0.259	0.506	0.753	1.00	1.25	1.88	2.51
55	0.049	0.073	0.131	0.253	0.497	0.740	0.987	1.23	1.85	2.46
56	0.049	0.070	0.131	0.250	0.487	0.728	0.969	1.21	1.81	2.42
57	0.049	0.070	0.128	0.244	0.478	0.716	0.951	1.19	1.78	2.38
58	0.046	0.067	0.125	0.241	0.469	0.704	0.936	1.17	1.75	2.34
59	0.046	0.067	0.125	0.238	0.460	0.692	0.920	1.15	1.72	2.30
60	0.046	0.067	0.122	0.234	0.451	0.680	0.905	1.13	1.69	2.26
61	0.046	0.067	0.119	0.228	0.445	0.667	0.890	1.11	1.67	2.22
62	0.046	0.064	0.119	0.225	0.439	0.658	0.875	1.09	1.64	2.19
63	0.042	0.064	0.116	0.222	0.433	0.649	0.859	1.07	1.61	2.15
64	0.042	0.064	0.116	0.219	0.427	0.640	0.844	1.06	1.59	2.12
65	0.042	0.061	0.113	0.216	0.420	0.631	0.832	1.04	1.56	2.09
66	0.042	0.061	0.113	0.213	0.414	0.622	0.820	1.03	1.54	2.06
67	0.042	0.061	0.110	0.210	0.408	0.612	0.808	1.01	1.52	2.02
68	0.042	0.061	0.110	0.207	0.402	0.603	0.795	1.00	1.49	1.99
69	0.039	0.058	0.106	0.204	0.396	0.594	0.783	0.984	1.47	1.96
70	0.039	0.058	0.106	0.201	0.390	0.585	0.771	0.969	1.45	1.94

mente la profundidad media entre ellas. La velocidad media en una vertical se puede obtener por uno de los siguientes métodos:

1.- Curvas de variación vertical de la velocidad: Se observa la velocidad en ciertos puntos y se grafican para obtener la curva de velocidades verticales, con el cual se supone que la media es igual al área dentro de la curva entre el tirante.

2.- Velocidad a 0.6 del tirante: Se tiene un ahorro en el tiempo si se realiza una medición a 0.6 del tirante y se considera que ésta es la media.

3.- Velocidades a 0.2 y 0.8 del tirante: Este método consiste en determinar la velocidad a 0.2 y 0.8 del tirante, y se considera que la velocidad media es la media aritmética de estas velocidades.

4.- Por integración: Si el aforador se mueve lentamente desde la superficie hasta el fondo y nuevamente a la superficie, anotándose el número de revoluciones y el tiempo transcurrido, se calculan las revoluciones promedio por segundo y se calcula la velocidad, considerándose ésta como la velocidad media. No recomendado para inexpertos.

5.- Factor de 0.85: En este método se realiza una medición lo más cercano posible a la superficie y se le afecta con un factor de 0.85 para obtener la velocidad media. Se recurre a este método cuando las velocidades son muy grandes y no se puede usar algún otro método.

Si D_1 y D_2 representan las profundidades en dos verticales adyacentes, v_1 y v_2 las velocidades medias respectivas en ellas y l la distancia entre las mismas, el gasto de la porción de la sección

transversal del canal comprendido entre las verticales es

$$Q = l \left[\frac{D_1 + D_2}{2} \right] \left[\frac{v_1 + v_2}{2} \right]$$

y el gasto total es la suma de los diversos gastos obtenidos de esta manera en toda la sección transversal del canal.

b) Tubo Pitot:

Ideado por Henri de Pitot en 1730. Sostuvo un tubo de vidrio, doblado a 90° en su extremo inferior, fig. 4.2, en el río Sena y comprobó que el agua subía en el tubo hasta una altura, h , arriba de la superficie de la corriente. La parte horizontal del tubo era paralela a las líneas de corriente.

Puede obtenerse una relación entre v y h considerando que un pequeño grupo de partículas salgan del punto m y se acerquen al tubo con un movimiento desacelerado y con su velocidad anulándose - hasta cero en n . Por la ecuación de Bernoulli se tiene que

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} = 0 + \frac{P_n}{\gamma} \quad \text{ó} \quad \frac{P_n}{\gamma} - \frac{P}{\gamma} = \frac{v^2}{2g}$$

también, $\frac{P_n}{\gamma}$ debe ser igual a $\frac{P}{\gamma} + h$, altura de la columna de agua dentro del tubo. Sustituyendo ésta por $\frac{P_n}{\gamma}$ en la ecuación anterior, se tiene

$$h = \frac{v^2}{2g} \quad \text{ó} \quad v = \sqrt{2gh}$$

Otra prueba, quizá la que es preferible, se obtiene igualando la fuerza dinámica ejercida por el agua contra la abertura del orificio a la fuerza de la presión ejercida por la carga, h , dentro del tubo. Si el área del orificio es a , esta última fuerza es $a \gamma h$. La fuerza dinámica puede considerarse como proporcional a la masa de agua que escurre en la corriente del tubo m por segundo y a la velocidad del agua en m . De esto se tiene que

$$F = \frac{h \gamma a v^2}{g} = k' \gamma a \frac{v^2}{2g}$$

igualando las dos fuerzas,

$$h = k' \frac{v^2}{2g}$$

siendo k' igual a la unidad, como lo muestran los experimentos.

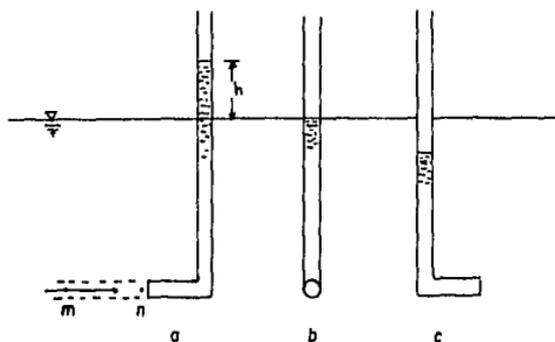


Fig. 4.2.-

Si el tubo se voltea para el plano del orificio éste paralelo a la dirección del escurrimiento, fig. 4.2.b, la parte superior de

la columna dentro del tubo está aproximadamente a nivel con la superficie libre de la corriente. Los remolinos cerca del orificio, debido a la presencia del tubo, generalmente hacen que la columna suba un poco menos. Si el tubo es invertido y el orificio se apunta hacia aguas abajo (fig.4.2c), la presión de su extremo se reducirá por el movimiento del agua lejos del orificio, y la partícula superior de la columna estará abajo de la superficie de la corriente.

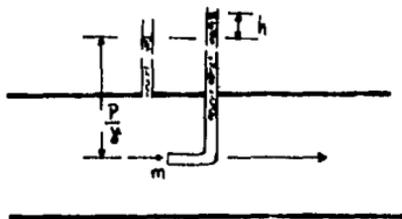


Fig. 4.3.-

En general, el tubo no está adaptado a determinaciones de la velocidad en canales abiertos por razón del hecho que las bajas velocidades producen valores de h muy pequeños para ser medidos con precisión. Una velocidad de 1 pie/seg. produce una carga de aproximadamente 0.2 pulgadas. Utilizado en el chorro libre de un chiflón, el tubo usualmente lleva su extremo superior unido a un manómetro ordinario de presión con el que h puede calcularse.

Si el tubo se utiliza en una tubería que lleva fluido a presión, la altura de la columna en el tubo es incrementado por la presión estática, y esta última deberá medirse por separado con el objeto de determinar h . En la fig.4.3 un piezómetro ordinario de pared se inserta en un punto ligeramente adelante de la punta del tubo. La diferencia de nivel entre las partículas superiores de las dos columnas se toma como h . En consideración a la magnitud de la carga de presión estática y a la altura relativamente pequeña de h , se -

acostumbra determinar h uniendo las dos columnas a un manómetro diferencial adaptable.

Si el tubo puede moverse libremente en una caja de empaquetado, su punta puede colocarse en puntos bien seleccionados sobre el diámetro de la tubería y determinarse la variación de la velocidad a través de la tubería. Es entonces posible calcular la velocidad media y, si la velocidad del centro se ha observado, puede calcularse el coeficiente de la tubería; este coeficiente es bastante constante con el cambio de velocidad media, y las medidas posteriores del escurrimiento pueden hacerse en la misma sección observando únicamente la velocidad central y aplicando el coeficiente. En trabajos de precisión es preferible hacer determinaciones separadas de la velocidad media para cada valor diferente del gasto. Un procedimiento satisfactorio es el siguiente:

La sección transversal se divide en diez áreas iguales por medio de una serie de círculos concéntricos (fig.4A). Estos círculos se numeran a partir del centro, estando el décimo en la pared del tubo. A continuación se insertará el tubo Pitot en los puntos de los círculos con número non, siendo las distancias radiales, desde el centro a esos puntos $R\sqrt{0.10}$, $R\sqrt{0.30}$, $R\sqrt{0.50}$, $R\sqrt{0.70}$, $R\sqrt{0.90}$, si R es el radio de la tubería. Habrá 10 velocidades ob-

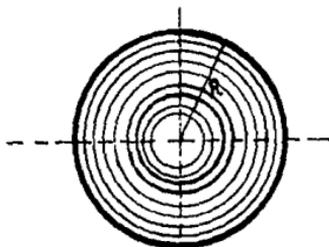


Fig.4A.-

servadas si se hace una ruta completa a través de la tubería y su me dia aritmética puede considerarse como la velocidad del escurrimiento. El método dará la velocidad media con un error no mayor que el producido por el error de observación del encargado del manejo del tubo Pitot.

El uso del piezómetro de pared, para medir la presión estática es objetable. Experimentos cuidadosos han mostrado que su leg tura usualmente está afectada por la presencia del vástago del Pitot, y la velocidad real está dada por

$$v = c \sqrt{2gh}$$

en la que c tiene un valor algo menor a la unidad y ligeramente variable con la velocidad media del escurrimiento. Por esta razón no es recomendable el uso del piezómetro de pared en trabajos de precisión.

Una instalación preferible se muestra en la fig.4.5. Esta instalación consta de un tubo dentro de otro, siendo el interior el tubo de Pitot y el exterior para medir la presión estática. La pun ta puede ser cónica o redondeada. Unos pequeños agujeros hechos en los lados del tubo estático actúan como aberturas del piezómetro. - Esta combinación se conoce como tubo estático de Pitot. La locali zación de las aberturas del piezómetro es importante para determinar el valor de c, coeficiente del tubo.

La fig.4.5b muestra un diseño basado en las recomendaciones de Prandtl. La curva m indica, por su posición arriba o abajo de la línea de puntos y rayas, la variación de la presión dinámica con forme el fluido se acerca y el escurrimiento pasa por la punta. Al canzando un valor máximo en la punta, esta presión disminuye rápidamente hasta un valor negativo y luego gradualmente se acerca a cero. Si las aberturas del piezómetro se hacen en el punto en donde el ex

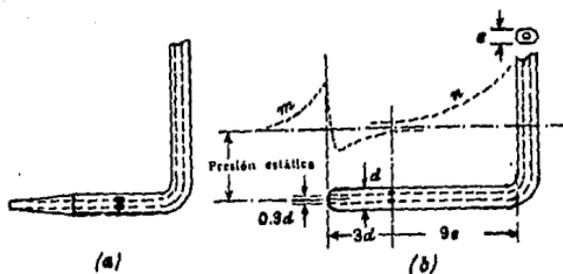
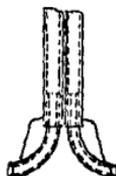


Fig. 4.5.-

ceso de presión originado por el gasto es igual a la presión negativa resultante del escurrimiento alrededor de la punta, se registrará la presión estática verdadera. Para un Pitot que tenga las dimensiones mostradas, el valor de c será igual a la unidad, aunque para trabajos de precisión se deberá determinar su coeficiente experimentalmente.

Esta determinación se hace calculando la velocidad media para un recorrido completo en una tubería y considerando a c igual a uno. El valor verdadero de la velocidad media se calcula con una medición volumétrica, utilizando un tanque de pesadas. La relación entre la media verdadera y la media calculada es el valor de c .

Una forma de tubo estático de Pitot es la fabricada por la Pitometer Company of New York City. Una vista general, así como un diagrama de su punta aparecen en la fig.4.6. Observando la fig.4.2, podemos apreciar que el diseño es una composición de los tubos a y c colocados espalda con espalda. La reflexión resultante del manómetro unido es en consecuencia mayor que en el caso de los tubos antes analizados, lo cual trae ventajas con velocidades pequeñas. Este tipo de Pitot se puede insertar a través de una llave estándar sin cortar el flujo. Una tubería flexible conecta el tubo con un



Tubo estático de Pitot

Fig. 4.6.-

manómetro diferencial) y se registran las lecturas sobre una hoja de papel giratorio conforme la punta del instrumento se mueve a través de la tubería.

El valor de c para este medidor varía desde aproximadamente 0.86 a 0.89 con la velocidad. Los fabricantes proporcionan las curvas de calibración con cada aparato.

c) Flotadores:

Los flotadores pueden ser objetos flotantes cualesquiera, los cuales adquieren prácticamente la misma velocidad que el agua en contacto con ellos, por lo cual, se emplean para medir la velocidad en la trayectoria que recorren. Generalmente se emplean tres clases de flotadores: De superficie, de subsuperficie y de bastón o varilla.

Cualquier objeto que flote con su centro de gravedad cerca de la superficie libre del agua puede usarse como flotador de superficie. Los flotadores de superficie proporcionan la velocidad cerca de la superficie de la corriente. La velocidad media se obtiene multiplicando la velocidad en la superficie por un coeficiente de 0.80 a 0.95, siendo el promedio 0.85.

Un flotador de subsuperficie consiste en uno de superficie unido por un cable a otro sumergido de mayor tamaño, de tal peso que mantenga tirante el cable sin hundir el flotador de superficie. Como el flotador sumergido es relativamente grande, se desprecia por lo general el efecto del de superficie. Para obtener directamente la velocidad media en la vertical, el flotador sumergido debe quedar aproximadamente a 0.6 de la profundidad media a lo largo de la trayectoria seguida. El flotador de subsuperficie tiene poco valor para aforos de corrientes. Se usa más comúnmente para determinar la velocidad y la dirección de las corrientes subsuperficiales en lagos, puertos y otras grandes masas de agua.

Los flotadores de bastón o varilla se construyen con palos de madera o cilindros metálicos huecos contrapesados en un extremo de manera que floten aproximadamente en posición vertical con el extremo sin contrapeso saliendo ligeramente de la superficie del agua. Deben acercarse lo más posible al fondo del canal sin que lo toquen en ningún punto de su trayectoria. Los flotadores de varilla son más satisfactorios en los canales artificiales o en las corrientes naturales de sección regular. Francis dedujo la siguiente fórmula:

$$v = v_1 \left[1.012 - 0.116 \sqrt{\frac{D'}{D}} \right]$$

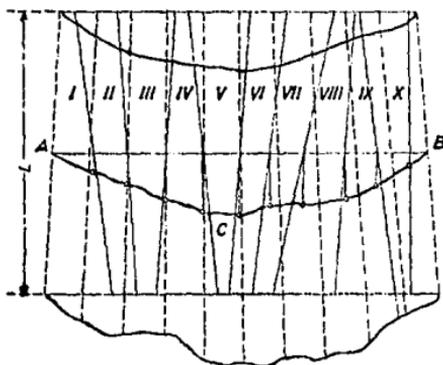
en la cual v es la velocidad media en la vertical, v_1 la velocidad media del flotador de varilla, D la profundidad del agua, y D' la

distancia de la parte inferior del flotador al lecho del canal. La relación anterior da mayor exactitud con valores pequeños de D'/D y no debe emplearse cuando D' sea mayor de $0.25 D$.

Antes de efectuar un aforo con flotadores, deberá elegirse un tramo de canal tan recto, uniforme y sin corrientes parásitas como sea posible. En los canales más pequeños, la longitud del tramo deberá ser doble del ancho de la corriente, con un máximo de 90 m. para las corrientes anchas.

La fig.4.7 ilustra un método gráfico descrito por Unwin para tomar las observaciones y hacer los cálculos. Se eligen dos secciones transversales separadas por una distancia L . Se tienden cordones marcados con etiquetas identificadoras cada 3 m. o a algún otro intervalo conveniente, transversalmente a la corriente encima de las secciones correspondientes. Se hacen sondeos a lo largo de estas secciones transversales. Se observa el tiempo empleado por los flotadores para pasar entre las secciones transversales y el sitio por donde pasan los flotadores en cada sección.

A partir de estas observaciones se prepara un diagrama semejante al de la fig.4.7. Las secciones transversales se trazan a escala adecuada y el canal se divide en secciones o partes longitudinales iguales por líneas de puntos. Las trayectorias de los flotadores se indican con líneas continuas. La recta AB está a la mitad de la distancia entre las líneas de la superficie del agua de las dos secciones transversales. Desde los puntos en que las líneas que representan las trayectorias de los flotadores cortan a AB , se bajan verticales sobre las que se toman a escala conveniente las velocidades observadas, convertidas en velocidades medias según el tipo de flotador. La línea ACB que une los puntos así obtenidos es la línea de velocidades medias. Las velocidades medias para las seccio-



Sección longitudinal	Área del extremo de aguas arriba, m ²	Área del extremo de aguas abajo, m ²	Promedio de las áreas de los extremos, m ²	Velocidad media, m/seg.	Gasto, m ³ /seg.
I	2.52	2.05	2.635	0.125	0.336
II	3.82	4.19	4.005	0.295	1.197
III	6.19	6.24	6.215	0.418	2.598
IV	7.22	6.58	6.90	0.580	4.052
V	7.47	7.35	7.41	0.705	5.224
VI	7.94	7.40	7.67	0.671	5.147
VII	5.60	5.95	5.775	0.601	3.471
VIII	5.15	4.75	4.95	0.534	2.643
IX	4.66	4.29	4.475	0.418	1.871
X	3.30	2.88	3.09	0.137	0.423
Total	26.912

Fig. 4.7.-

nes o partes I, II, III, etc., se determinan midiendo a escala los segmentos de ordenadas, en el punto medio de dichas secciones, comprendidos entre las líneas AB y ACB. El gasto en cualquier sección es el producto del área media de sus extremos y la velocidad media. La tabla de la fig.4.7 muestra la forma de llevar los cálculos.

d) Método del color:

Se emplea este método para determinar el gasto en tuberías u otros conductos cerrados. No es necesario que el conducto sea de

sección transversal uniforme o regular. Dentro del conducto se inyecta una pequeña cantidad de solución concentrada de un potente colorante y se determina el tiempo que tarda en propagar su color hasta un punto de observación. Se mide finalmente la longitud del tramo, ésto es, la distancia comprendida entre el punto en que se introduce la materia colorante y el de observación.

Scobey observó que la materia colorante queda contenida en un prisma de longitud de aproximadamente el 10 por ciento de la distancia recorrida. Usó tres sustancias químicas para colorear: -- Fluoresceína, rojo congo y permanganato potásico. Una cucharita de fluoresceína disuelta en medio litro de agua es suficiente para cuatro inyecciones en una tubería de 1.7 m³ por segundo de gasto de agua. El rojo congo y el permanganato potásico requieren aproximadamente diez veces esta cantidad de sustancia química para producir la misma intensidad de color.

La solución colorante puede introducirse en la entrada, o bien, inyectarse por medio de una bomba impulsora o una pistola a través de una abertura hecha en la pared del conducto.

El punto de observación debe situarse donde pueda verse el agua, como por ejemplo, a la salida o donde pueda abrirse una válvula. La longitud del tramo en metros no deberá ser menor de doscientas veces la velocidad. Las observaciones de tiempo deben hacerse en el instante en que se introduce la materia colorante y en la primera y última aparición de colorante en el punto de observación. El promedio de estos intervalos de tiempo se considera como el tiempo de recorrido. En una tubería o conducto de área de sección transversal uniforme, la longitud del tramo dividido entre el tiempo de recorrido es igual a la velocidad media, y el gasto es el producto de esta velocidad media y el área de la sección transversal del conduc

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

to. Si esta sección no es constante, se debe determinar el volumen del tramo y dividirlo entre el tiempo de recorrido para obtener el gasto.

e) Método de la sal:

Se podría decir que el método de la sal es una modificación al del color; inicialmente fue empleado por Slichter, en 1901, para medir la velocidad de las corrientes en aguas subterráneas. Su aplicación a la medición del gasto en tuberías la describió King en - - 1918. Posteriormente el profesor C.M. Allen del Worcester Polytechnic Institute, en colaboración con E.A. Taylor lo emplearon para medir el gasto en las tuberías forzadas al hacer pruebas de turbinas, basándose en el hecho de que la sal en solución aumenta la conductividad eléctrica del agua.

En la aplicación del método, una solución concentrada de sal y agua se inyecta repentinamente en el conducto, de preferencia por medio de una válvula de seguridad. El efecto es producir en el escurrimiento una especie de cartucho o proyectil corto de la solución que mantenga su identidad conforme se mueve a lo largo del conducto. A través de cada una de las dos secciones del conducto se inserta - un par de electrodos, y esas secciones se espacian lo suficiente para permitir la determinación precisa del tiempo que transcurre entre los movimientos del cartucho al pasar los electrodos. Cada par de electrodos va conectado a un circuito eléctrico que tiene un amperímetro, u otro dispositivo adecuado para medir la resistencia de la corriente. Estas variaciones de la corriente se registran gráficamente en un papel en movimiento, y el paso del cartucho por cada electrodo produce una gráfica de corriente similar a la que se muestra en la fig.4.8. Una segunda gráfica, trazada simultáneamente, indica intervalos de tiempo desde un segundo. El profesor Allen en-

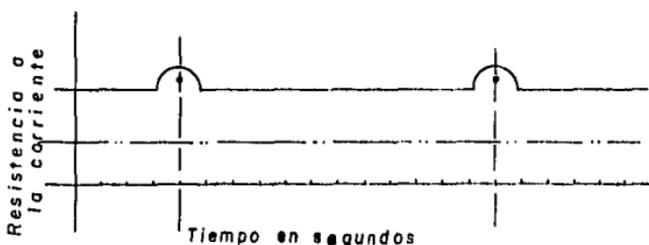


Fig. 4.8.-

contró que el tiempo correspondiente al intervalo entre los centros de gravedad de los dos bordos que forma la corriente es el tiempo - correcto para utilizarse en la ecuación

$$Q = \frac{\text{Volúmen}}{\text{Tiempo}} = \frac{\text{Area media} \times \text{Longitud}}{\text{Tiempo}}$$

en la que el volumen es el del conducto entre electrodos. Si la sección transversal del conducto es constante, la velocidad media es - la distancia entre los electrodos dividida entre el tiempo observado.

Al aplicar este método, deben enviarse cartuchos sucesivos de solución de sal hacia aguas abajo del conducto y promediarse los valores correspondientes de Q.

2.- Métodos de Gastos Directos

a) Vertedores:

Cuando la descarga del líquido se efectúa por encima de un muro o una placa y a superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre se llama vertedor, éste puede presentar diferentes -

formas y se pueden clasificar según su forma en rectangulares, triangulares o de ranura en V, trapeciales o circulares. Así, al producirse la descarga sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda, el vertedor se llama de pared delgada; por el contrario, cuando el contacto entre la pared y la lámina vertiente es más bien toda una superficie, el vertedor es de pared gruesa. Ambos tipos pueden utilizarse como dispositivos de aforo en laboratorios o en canales.

Al borde o superficie sobre la cual se vierte el agua se le llama cresta del vertedor. A la lámina de agua que se derrama por encima de la cresta se le llama manto. El desnivel entre la superficie libre, aguas arriba del vertedor y su cresta se conoce como - carga, fig.4.9.

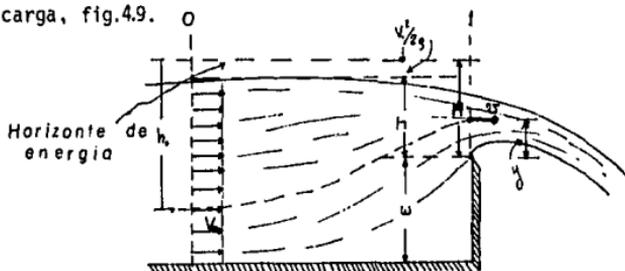


Fig.4.9.-Vertedor de pared delgada de forma general.

Considérese un vertedor de pared delgada y sección geométrica como se indica en la fig.4.9. El desnivel entre la superficie -- inalterada del agua, antes del vertedor y la cresta, es h y la velocidad uniforme de llegada del agua es V_0 , de modo que:

$$H = h + \frac{V_0^2}{2g}$$

Aplicando la Ecuación de Bernoulli para una línea de corriente entre los puntos 0 y 1 de la fig.4.9 se tiene:

$$h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = h_1 - h + y + \frac{V^2}{2g}$$

o bien,

$$H = h + \frac{V_0^2}{2g} = y + \frac{V^2}{2g}$$

Si $V_0^2/2g$ es despreciable, la velocidad en cualquier punto de la sección 1 vale

$$V = \sqrt{2g(h-y)}$$

El gasto es entonces

$$dQ = 2\sqrt{2g} \mu x \sqrt{h-y} dy$$

integrando

$$Q = 2\sqrt{2g} \mu \int_0^h x (h-y)^{1/2} dy$$

siendo ésta la ecuación general del gasto para un vertedor de pared delgada y la cual se puede integrar si se conoce la forma del vertedor, que es posible representar por $x=f(y)$ según la nomenclatura de la fig.4.9.

a.1) Vertedor rectangular;

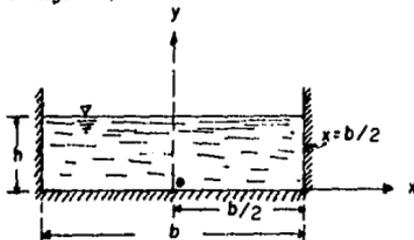


Fig.4.10.-Vertedor rectangular.

Esta forma de vertedor se puede representar por $x = f(y) = b/2$ don de b es la longitud de la cresta (fig.4.10).

Luego, la ecuación general para un vertedor de pared delgada es:

$$Q = -\mu \sqrt{2g} b \int_0^h (h-y)^{3/2} (-dy)$$

integrando

$$Q = -\mu \frac{2}{3} \sqrt{2g} b (h-y)^{3/2} \Big|_0^h$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2} \quad (4.1)$$

que es la ecuación general para un vertedor rectangular, en la cual la velocidad de llegada es despreciable.

Si se usa el sistema inglés de unidades se pueden agrupar los términos $\frac{2}{3} \mu \sqrt{2g}$ en un coeficiente C quedando

$$Q = C b h^{3/2}$$

Como se puede apreciar, en las ecuaciones anteriores, no interviene la velocidad de llegada, lo cual nos indica que son válidas únicamente en el caso de que dicha velocidad sea despreciable, sin embargo, diferentes autores han realizado experimentos y obtenido fórmulas experimentales para evaluar μ , en las cuales se incluye el efecto de la velocidad y las ecuaciones mantienen su validez.

Cuando la longitud de la cresta del vertedor, b , es menor que el ancho del canal de llegada, B , se producen contracciones laterales semejantes a las de un orificio; este fenómeno ha sido también estudiado por varios autores y se ha llegado a la conclusión de que las ecuaciones anteriores siguen siendo válidas siempre y cuando se incluya en el cálculo del coeficiente μ los efectos de b/B .

Tabla 4.2.-fórmulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto μ aplicable para vertedores rectangulares con contracciones laterales o sin ellas. En el caso de vertedores sin contracciones laterales haga $b = B$, en las fórmulas.

3/

Autor	fórmula	Límites de aplicación	Observaciones
Hegly (1921)	$\mu = \left[0.605 - 0.045 \left(\frac{B-b}{b} \right) + \frac{0.064}{h} \right] \left[1 + 0.06 \left(\frac{h}{b} \right)^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$	0.10 m \leq h \leq 0.60 m 0.50 m \leq b \leq 2.00 m 0.20 m \leq w \leq 1.13 m	El primer límite de aplicación es el más importante. Para $h/b > 0.13$ tiene mayor precisión que la fórmula SIAS.
Sociedad de Ingenieros y Arquitectos Suizos (1924) (Fórmula SIAS)	$\mu = \left[0.518 + 0.051 \left(\frac{h}{B} \right)^2 + \frac{0.011 - 0.1(b/B)^2}{1000 h^2 + 1.6} \right] \cdot \left[1 + 0.6 \left(\frac{h}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$	0.025 \leq h \leq 0.60 m b \leq 0.3 B w \geq 0.30 m $\frac{h}{2} \leq 1$ en el caso de contracciones laterales	Para vertedores sin contracciones laterales los límites son: 0.025 m \leq h \leq 0.80 m 0.30 m \leq w $\frac{h}{w} \leq 1$ Para $h/b \leq 0.13$, es más precisa que la de Hegly.
Hamilton-Smith	$\mu = 0.610 \left(1 - \frac{b}{wB} \right)$	0.075 m \leq h \leq 0.60 m 0.30 m \leq b 0.30 m \leq w $h \leq \frac{w}{2}$ $b \leq (B - 2h)$ $\frac{h}{B} \leq 0.5$	Si $0(h+w) \leq 10 b h$, se deberá reemplazar en la Ec.(4.1) el valor de h por h' donde $h' = h + 1.4 \left(\frac{w^2}{2} \right)$ donde: $V_0 = \left[\frac{Q}{B(h'+w)} \right]$ es la velocidad de llegada
Francis	$\mu = 0.625 \left[1 - 0.1 \left(\frac{h}{b} \right)^2 \left[1 - \frac{V_0^2}{g h} \right] - \left(\frac{V_0^2}{g h} \right)^2 \right]$	0.18 m h 0.50 m 2.40 m b 3.00 m 0.60 m w 1.50 m b \geq h	$V_0 = \frac{Q}{B(h+w)}$ velocidad de llegada n = 2 en vertedores con contracciones laterales n = 0 en vertedores sin contracciones laterales
Rehbock (1929)	$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h-w}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{0.5}$	0.01 m \leq h \leq 0.90 m b \geq 0.30 m w \geq 0.06 m $\frac{h}{w} \leq 1$	Vale sólo para vertedores sin contracciones laterales. Es muy precisa y de las más utilizadas, por su sencillez.

En la Tabla 42 se presentan las fórmulas experimentales más conocidas para el cálculo de μ aplicables a vertedores con contracciones laterales o sin ellas.

Para obtener mejores resultados en la medición de gastos con vertedores rectangulares se recomienda que la cresta del vertedor sea perfectamente horizontal, con un bisel no mayor de 2 mm. y altura desde el fondo del canal de 0.3 m. $\leftarrow w \leftarrow 2h$. El vertedor se deberá instalar al centro de un canal recto de longitud mínima de $10b$ y un área de por lo menos $8bh$. Si el vertedor tiene contracciones la distancia entre los extremos del vertedor y el costado del canal no debe ser menor de 0.30 m. La carga sobre la cresta se debe medir en un punto, a por lo menos, cuatro veces la carga máxima hacia aguas arriba. Cuando el vertedor es sin contracciones y tiene una inclinación θ con respecto a la horizontal, el coeficiente μ se debe afectar por un coeficiente C_0 que depende de θ y según Bonssinesq está dado por:

$$C_0 = 1.4851 - 0.3902 \frac{\theta}{100}$$

a.2) Vertedor triangular:

Este tipo de vertedor es generalmente usado cuando la cantidad de agua del escurrimiento no es muy grande. La disposición acostumbrada de este tipo de vertedor se puede apreciar en la fig.4.11,

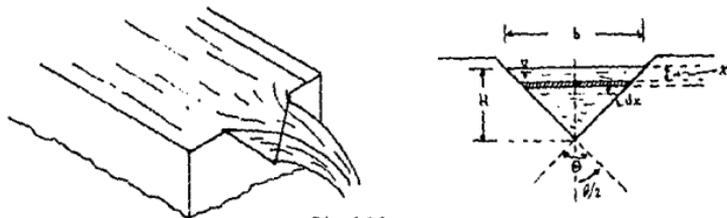


Fig.4.11.-

estando ambos lados de la escotadura inclinados igualmente con respecto a la vertical.

La fórmula de la descarga se obtiene de la siguiente manera; si en la fig.4.11 tenemos que x es la carga de una franja horizontal elemental por triángulos semejantes, su longitud es $b(H-x)/H$ y por tanto el área será:

$$dA = \frac{b}{H} (H-x) dx$$

Sin considerar la velocidad de llegada, el gasto en esa franja será

$$dQ = \frac{b}{H} (H-x) dx \sqrt{2gx} = \frac{b}{H} \sqrt{2g} (Hx^{3/2} - x^{5/2}) dx$$

siendo H y 0 los límites de integración para x , tenemos:

$$Q = \frac{4}{15} b \sqrt{2g} H^{5/2}$$

dado que los lados del triángulo tienen una inclinación igual a $b = 2H \tan(\theta/2)$

$$Q = \frac{8}{15} \tan(\theta/2) \sqrt{2g} H^{5/2}$$

introduciendo el coeficiente de fricción y contracción, se tiene

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan(\theta/2) \mu H^{5/2} \quad (4.2)$$

o bien

$$Q = c H^{5/2} \quad (4.3)$$

En la Tabla 4.3 se presentan las fórmulas experimentales más conocidas para calcular μ o c en las fórmulas anteriores.

Los vertedores triangulares pueden funcionar ahogados. Si h_1 representa la carga, aguas abajo, el gasto dado por las ecuaciones anteriores deberá afectarse por un coeficiente k que vale:

Tabla 4.3.-Fórmulas experimentales para determinar los coeficientes de gasto μ o C aplicables para vertedores triangulares con diferentes ángulos θ en vértice. B representa el ancho del canal de "bentada" y w el desnivel entre el vértice del vertedor y el fondo de dicho canal. En cualquier otro caso, las fórmulas se expresan en el sistema "SI".

Autor	Fórmula	Límites de aplicación	Observaciones
Universidad Católica de Chile	$C = \frac{B}{10} \sqrt{2g} \tan(\theta/2) \mu k$	Vale para $15^\circ \leq \theta \leq 120^\circ$. La profundidad w no tiene influencia en el coeficiente de gasto.	μ coeficiente experimental que depende θ y B según la Fig. 7.9. k es otro coeficiente que depende de B/H según la Fig. 7.10 y vale 1 si B/H = 5 para θ = 90° y si B/H = 2.15 para θ = 45°.
Gourley y Cripp	$C = \frac{1.32 \tan(\theta/2)}{H^{0.1}}$	Vale para ángulos θ de 45°, 60° y 90° y para profundidades w grandes.	Esta fórmula, substituida en la ecuación $Q = c H^{3/2}$ $\rightarrow Q = 1.32 \tan(\theta/2) H$
Negly (1921)	$\mu = \left[0.6812 + \frac{0.6816}{H} \right] \cdot \left[1 + \left[\frac{H}{b(k+w)} \right]^2 \right]$	Vale para θ = 90°, 0.10 m ≤ H ≤ 0.50 m y profundidades w pequeñas.	Es de las fórmulas más precisas para vertedores con ángulo en el vértice θ = 90°.
Barr (1909)	$\mu = 0.665 + \frac{0.0087}{H^{0.2}}$	Vale para θ = 90° con cargas 0.05 m ≤ H ≤ 0.25 m w > 2H θ > 80°	El valor medio μ = 0.593 que resulta de esta fórmula corresponde bastante al resultado de Thompson (1861) y que substituido en la Ec. (4.2), conduce a la ecuación: $Q = 1.4 H$
Koch (1923) Yarnell (1926)	$\mu = 0.58$	Vale para θ = 90° con cargas muy grandes. w > 2H B > 6H	No se limita con precisión el rango de validez.
Heyndrickx	$\mu = \left[0.6316 + 0.814 H^{-1.76} \right] \cdot \left[1 + \left[\frac{H^2}{3(H+w)} \right] \right]$	Vale para θ = 60° y cargas normales.	Es bastante precisa.

$$k = \sqrt{1 - \frac{h_1}{H}} \left[1 + \frac{h_1}{2H} + \frac{3}{8} \left(\frac{h_1}{H} \right)^2 \right]$$

Se recomienda el uso de vertedor triangular para gastos menores a 30 lt/seg. y cargas mayores a 6 cm. hasta 60 cm. Su precisión es mayor que los vertedores rectangulares aún para gastos que varían entre 40 y 300 lt/seg. Para gastos mayores es mejor el rectangular, pues el triangular es muy sensible a la rugosidad de la placa y porque requiere más precisión al medir la carga, pues ésta influye en el cálculo del gasto según la potencia $^{5/2}$.

a.3) Vertedor trapecial:

Para calcular el gasto de un vertedor trapecial, como el mostrado en la fig.4.12, se puede hacer suponiendo la suma del gasto correspondiente a un vertedor rectangular con longitud de cresta b y el triangular formado con las dos orillas. Considerando las ecuaciones para los vertedores rectangular y triangular tenemos:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu_r b H^{3/2} + \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan(\theta/2) \mu_t H^{3/2}$$

o bien

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\mu_r + \frac{4}{5} \frac{H}{b} \mu_t \tan(\theta/2) \right] b H^{3/2}$$

y

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} c b H^{3/2}$$

donde c agrupa a todos los términos del paréntesis.

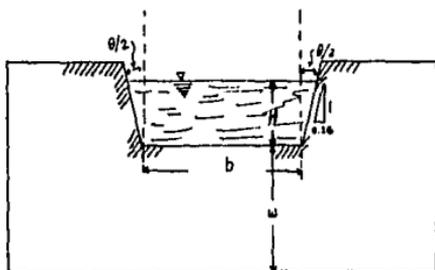


Fig.4.12.- Vertedor trapecial.

Dentro de los vertedores trapeciales el más estudiado y utilizado es el de Cipolletti (llamado así en honor del ingeniero italiano que lo ideó) que tiene la forma de un trapecio regular con taludes en los lados 0.25:1 (0.25 horizontal y uno vertical) y cuyo uso más común es como aforador de canales de irrigación. La geometría de este vertedor ha sido obtenida de manera que las ampliaciones laterales compensen el gasto disminuido por las contracciones laterales de un vertedor rectangular, de longitud de cresta b en igualdad de condiciones de carga. Para este tipo de vertedor el gasto puede ser obtenido con la siguiente fórmula

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot 0.63 \cdot b \cdot H^{3/2}$$

$$Q = 1.861 \cdot b \cdot H^{3/2}$$

la cual es válida si $0.08 \text{ m.} \leq H \leq 0.60 \text{ m.}$; $a \geq 2H$; $b \geq 3H$; $w \geq 3H$; y para anchos de canal de 30 a 60 H . Cuando no se satisfacen estas condiciones se puede sustituir $h = H + V_0^2/2g$, por H en la ecuación anterior para tomar en cuenta el efecto de la velocidad.

b) Orificios o diafragmas:

Cuando se requiere determinar la cantidad de flujo en una tubería, y sea permisible tener una gran pérdida de energía al realizar el aforo, es factible utilizar un diafragma para estrangular la sección (Fig.4.13). El diafragma consiste en una placa con un orificio de área A , insertado en la tubería, en el lugar en que se desea hacer la medición. El hecho de colocar el diafragma origina -- una modificación de las velocidades y por ende una variación de presiones antes y después del orificio, determinándose así el gasto.

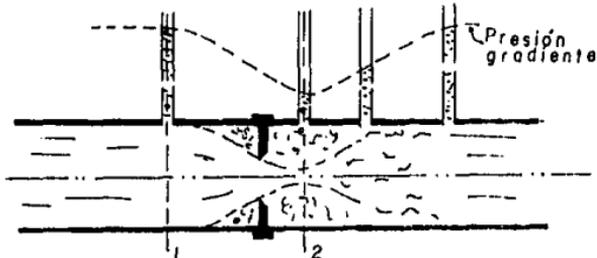


Fig.4.13.-

Determinando las ecuaciones de Bernoulli y de continuidad para las secciones 1 y 2 de la figura 4.13, tenemos:

$$v_1 = \frac{A_2}{A_1} v_2$$
$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

sustituyendo la ecuación de continuidad en la de Bernoulli, obtenemos el valor de v_2 y así con la deflexión del manómetro se obtiene el gasto teórico.

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \sqrt{2g \frac{P_1 - P_2}{\gamma}}$$

Si sabemos que el coeficiente de contracción es $C_c = A_2/A_0$ y el de abertura $C_A = A_0/A_1$, podemos variar la ecuación anterior así:

$$Q = \frac{C_c C_v A_0}{\sqrt{1 - C_c^2 C_A^2}} \sqrt{2g \frac{P_1 - P_2}{\gamma}}$$

incluyendo el coeficiente de gasto C_d , con la diferencia de presiones medida con un manómetro de mercurio, el gasto real será:

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2g \Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)}$$

Sabiendo que el coeficiente C_d depende de la geometría del diafragma, de la rugosidad de la tubería y del número de Reynolds - $Re = v_1 D_1 / \nu$ en el que interviene el efecto de la viscosidad del flujo, se han podido establecer gráficas para determinar el coeficiente C_d como la que muestra la figura 4.14.

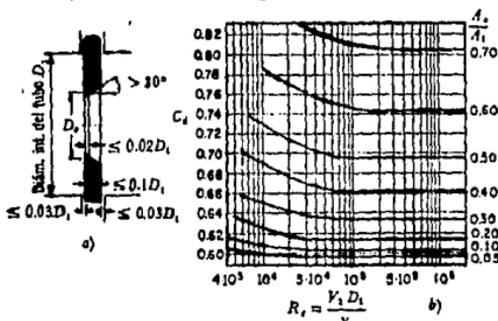


Fig.4.14.- Diafragma tipo VDI y coeficientes de gasto

Es recomendable que para la sujeción de la placa de orificio

se usen bridas. Dependiendo del material, que puede ser acero al carbón, níquel, acero inoxidable 304, etc., el tamaño de la tubería, la presión en la línea; el espesor de la placa variará de 1/8" a 1/2".

Existen tres tipos de placas con orificio, a saber, concéntrico, excéntrico y segmental.

Las placas con orificio concéntrico, como su nombre lo indica, son aquéllas en las que la perforación se ha hecho al centro de la placa, por lo que el eje de la tubería y el eje del diafragma coinciden. Este es el tipo de diafragma más usado y el en que más experimentos se han hecho. Los límites de operación, son 1000 PSIG y/o 800°F, puede ser usado con fluidos de baja y alta viscosidad.

El orificio excéntrico se maquina hacia un lado de la placa, no se recomienda usarlo en fluidos altamente viscosos. Dado que la vena contracta se aleja mucho, se usa cuando se tienen bridas anchas y la toma de presión se debe localizar separada del diafragma.

En cuanto al orificio segmental podemos tener dos tipos, fijo y ajustable. El orificio segmental fijo es una parte concéntrica con una parte segmentada; se usa para gamas chicas de flujo y su vena contracta se extiende mucho más que en un orificio excéntrico por lo que es usado cuando se tienen bridas excepcionalmente anchas. El ajustable es un orificio con una parte móvil, teniendo las tomas de presión en el mismo cuerpo a 1/2 diámetro del segmento, se usa hasta en tuberías de 48" y para variaciones de flujo de 10/1 con variaciones de presión y temperatura considerables.

c) Tubo Venturi:

El principio que estableció Venturi en 1797, fue empleado inicialmente por Herschell para medir el gasto en tuberías en el año de 1887. En la fig.4.15 se aprecia el diagrama de un Venturi aparecido en el Informe del Comité especial sobre Medidores para Fluidos de la ASME 1924. Consiste en dos secciones cónicas convergentes de tubo unidas por una sección corta cilíndrica.

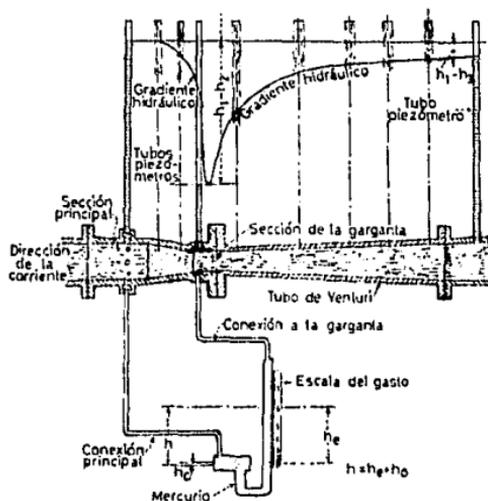


Fig.4.15.-

Comenzando aguas arriba se tiene inicialmente una porción cilíndrica, como continuación de la tubería. Después se encuentra el cono de entrada de 21° de ángulo total, que conduce a una garganta cilíndrica rectificada a máquina. La transición del cono a la garganta recta está redondeada para permitir el llenado completo de la garganta. El diámetro de ésta está comprendido entre $1/2$ y $1/4$ del

diámetro de la tubería. La garganta conduce, por otra curva suave, al cono difusor, con ángulo total de 5° a 7° .

Para medir el flujo en la tubería se colocan unos piezómetros antes y en medio del estrangulamiento; si consideramos

$$h_1 - h_2 = H = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g}$$

$$H = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \rightarrow v_2^2 = 2gH + v_1^2$$

también

$$Q = A_1 v_1 = A_2 v_2 \Rightarrow v_1 = \frac{A_2}{A_1} v_2$$

sustituyendo

$$v_2^2 = 2gH + \left(\frac{A_2}{A_1} v_2\right)^2$$

$$v_2^2 = 2gH + \frac{A_2^2}{A_1^2} v_2^2$$

$$v_2^2 \left(1 - \frac{A_2^2}{A_1^2}\right) = 2gH$$

$$v_2 = \sqrt{\frac{2gh}{1 - \frac{A_2^2}{A_1^2}}}$$

$$v_2 = \frac{A_1 \sqrt{2gH}}{\sqrt{A_1^2 - A_2^2}}$$

$$\therefore Q = A_2 v_2 = \frac{A_1 A_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}}{\sqrt{A_1^2 - A_2^2}}$$

Incluyendo la constante c para considerar la pérdida de carga, se tiene

Tabla 4.4.- Valores de K en la fórmula para los medidores Venturi.

$\frac{d_2}{d_1}$	K								
0.20	3.48	0.33	3.50	0.46	3.56	0.59	3.71	0.72	4.07
0.21	3.48	0.34	3.50	0.47	3.56	0.60	3.72	0.73	4.11
0.22	3.48	0.35	3.50	0.48	3.57	0.61	3.75	0.74	4.16
0.23	3.48	0.36	3.50	0.49	3.58	0.62	3.76	0.75	4.21
0.24	3.48	0.37	3.51	0.50	3.59	0.63	3.79	0.76	4.26
0.25	3.48	0.38	3.51	0.51	3.60	0.64	3.81	0.77	4.32
0.26	3.48	0.39	3.51	0.52	3.61	0.65	3.84	0.78	4.38
0.27	3.49	0.40	3.52	0.53	3.62	0.66	3.86	0.79	4.45
0.28	3.49	0.41	3.53	0.54	3.64	0.67	3.89	0.80	4.53
0.29	3.49	0.42	3.53	0.55	3.65	0.68	3.92	0.81	4.61
0.30	3.49	0.43	3.54	0.56	3.66	0.69	3.96	0.82	4.70
0.31	3.49	0.44	3.54	0.57	3.67	0.70	3.99	0.83	4.80
0.32	3.49	0.45	3.55	0.58	3.69	0.71	4.03	0.84	4.91

Tabla 4.5.- Coeficiente de gasto, c, para medidores Venturi.

DIAMETRO DE LA GARGANTA	VELOCIDAD EN LA GARGANTA, M/SEG.									
	PULG.	0.9	1.20	1.50	3.0	4.5	6.0	9.0	12.0	15.0
1		0.935	0.945	0.949	0.958	0.963	0.966	0.969	0.970	0.972
2		0.939	0.948	0.953	0.965	0.970	0.973	0.974	0.975	0.977
4		0.943	0.952	0.957	0.970	0.975	0.977	0.978	0.979	0.980
8		0.948	0.957	0.962	0.974	0.978	0.980	0.981	0.982	0.983
12		0.955	0.962	0.967	0.978	0.981	0.982	0.983	0.984	0.985
18		0.963	0.969	0.973	0.981	0.983	0.984	0.985	0.986	0.986
48		0.970	0.977	0.980	0.984	0.985	0.986	0.986	0.988	0.988

$$Q = \frac{c A_1 A_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}}{\sqrt{A_1^2 - A_2^2}}$$

o en función de los diámetros

$$Q = \frac{c \pi d_1^2 d_2^2}{4 \sqrt{d_1^4 - d_2^4}} \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

si hacemos

$$K = \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{2g}{1 - \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^4}}$$

nos queda

$$Q = c K d_1^2 \sqrt{h_1 - h_2}$$

En las tablas 4.3 y 4.4 podemos encontrar los valores de k y c para diferentes valores de d_1 y d_2 los cuales fueron obtenidos por Ledoux con Venturis que variaban el diámetro de la garganta de 1 a 45 cm.

Para poder obtener buena precisión durante las mediciones, es recomendable que el Venturi no se coloque inmediatamente después de una válvula, codo u otra irregularidad en la tubería, debido a la turbulencia que originan, es por esto que se recomienda colocar un tramo de tubería recta antes del Venturi con una longitud de entre 15 a 20 diámetros, en caso de no tener suficiente espacio, la corriente puede uniformarse por medio de paletas directoras de 1 ó 2 diámetros de longitud colocadas justamente antes del Venturi.

d) Toberas:

Otros de los métodos empleados para determinar el gasto en tuberías es el uso de toberas. Cuando tenemos tuberías con diámetros mayores de 30 cm. es recomendable usar toberas en lugar de diá

fragmas. Las toberas, en lugar de tener un filo recto a la entrada del fluido como los diafragmas, tienen una arista redondeada y su superficie lateral prolongada, por lo cual el agua es conducida suavemente hacia el orificio de derrame sin sufrir contracciones.

Si se tiene la misma relación de diámetros y las mismas condiciones de flujo, con la tobera se consigue un 60% de mayor capacidad que con el diafragma, por lo tanto se usa cuando el orificio queda limitado en su capacidad o cuando se dispone de un tramo de tubería bastante corto.

La forma de la tobera está perfectamente bien definida, ya que es un cuarto de elipse cuyo semi-eje mayor es $1/2$ del diámetro interno de la tubería y su semi-eje menor es 0.5 de la diferencia del diámetro interior de la tubería y el diámetro de la garganta de la tobera, fig.4.16.

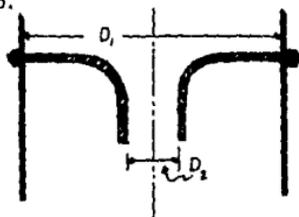


Fig4.16.-

En la fig.4.17 se aprecia el tipo de tobera que ha sido estudiada y cuyas dimensiones han sido especificadas por la Verein Deutscher Ingenieure, su forma elimina el coeficiente de contracción haciéndolo igual a uno. Esto es, las dimensiones del orificio coinciden con las del área contraída de un diafragma, haciendo el $A_0 = A_2$ y $C_c = 1$.

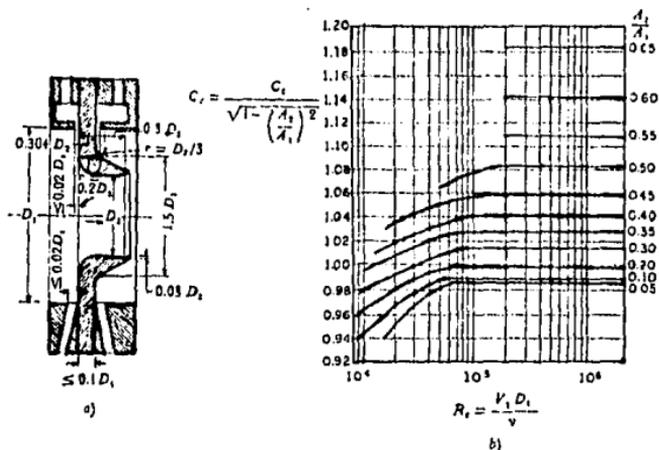


Fig. 17.-

Para la obtención del gasto podemos usar la fórmula

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g \Delta h \left(\frac{\Delta h}{8} - 1 \right)}$$

Para la tobera de la fig. 16 C_d varía entre 0.95 con $R_e = 10^5$ hasta 0.98 con $R_e = 10^6$.

Con el fin de obtener una mayor precisión al momento de realizar el aforo es recomendable colocar antes de la tobera una longitud de tubería recta que varíe entre 10 y 40 diámetros, dependiendo del lugar disponible, así como por lo menos un tramo de 5 diámetros aguas abajo del lugar en que se realizó la medición. No se deben tener válvulas abiertas aguas arriba de la tobera, o en su defecto tener directores de corriente.

e) Canal Parshall:

En una sección de control, la relación entre la profundidad

y la cantidad de la descarga es totalmente independiente de la rugosidad del canal y otras circunstancias incontrolables. Basados en este principio se han creado varios sistemas de medición, los cuales son esencialmente canales en los que se producen las condiciones críticas del flujo.

Estos canales de flujo crítico, también conocidos como Canal Venturi han sido diseñados de diversas maneras.

Uno de los canales de flujo crítico más extensamente usados es el Canal Parshall (fig.4.18) desarrollado en 1920 por R.L.Parshall.

Consiste en una sección de entrada con paredes convergentes y piso a un nivel bien definido; posteriormente una sección de estrangulamiento con paredes paralelas y un piso o fondo con pendiente y finalmente una sección de salida con paredes divergentes y con un piso o fondo con cierta pendiente hacia arriba. La elevación de la sección convergente está por arriba de las otras secciones y es la sección en la que se localiza el medidor de nivel del fluido.

Las relaciones entre gasto y profundidad de canales Parshall obtenidas empíricamente para varios tamaños, están representadas por las siguientes ecuaciones:

ancho (W)	ecuación
3"	$Q = 0.992 H_a^{1.547}$
6"	$Q = 2.06 H_a^{1.50}$
9"	$Q = 3.07 H_a^{1.53}$
12" a 8'	$Q = 4 W H_a^{1.522} W^{0.026}$
10' a 50'	$Q = [1.6875 W + 2.5] H_a^{1.6}$

En las ecuaciones anteriores Q es el gasto en pies cúbicos por segundo, W es el ancho de la garganta en pies y H_a es la altura del agua en pies. Cuando la relación entre las lecturas H_b y H_a (ver fig.4.18) excede los límites de: 0.6 para canales de 3", 6" y 9", 0.7 para 1 a 8 pies y 0.8 para canales de 10 a 50 pies, el flujo se produce sumergido, lo cual origina una reducción en la descarga.

Los canales Parshall se adaptan particularmente a la medición del agua para irrigación, teniendo grandes ventajas sobre los vertedores, ya que no se retiene el agua en el canal así como tampoco se ve afectada su exactitud con los materiales en suspensión que pudiera llevar el agua.

f) Aforo químico:

Este sistema consiste en obtener los gastos por medio de la introducción, en proporción conocida, de una sustancia química en el agua de la corriente y determinar la cantidad de dicha sustancia que contiene el agua en una sección situada suficientemente lejos aguas abajo, para asegurar la mezcla perfecta. Por lo general, la sustancia usada es sal común ($NaCl$), aunque pueden llegar a usarse otras sustancias.

Con el fin de obtener la mayor exactitud al hacer las pruebas químicas, es recomendable usar el método de evaporaciones de equilibrio. En este método es necesario que las muestras del agua de la corriente dosificada y de la disolución especial sean evaporadas, así como la de la solución de sal diluida, hasta que cada una contenga, tan aproximadamente como pueda estimarse, la misma cantidad de sal.

Se toman muestras de 500 cm³ del agua de la corriente dosificada y de la disolución especial, evaporándose hasta que su volumen sea de unos 10 cm³. Después se obtendrá por dilución una muestra de 10 cm³ de la solución de sal que contenga aproximadamente la misma cantidad de sal que las muestras anteriores.

Las muestras se evaporan de la siguiente manera: Se registra la temperatura de la muestra en el matraz graduado, se vacía en un embudo separador que descargará en una cápsula de 100 cm³ calentada a baño María. La muestra debe evaporarse a una temperatura un poco menor a su punto de ebullición. Dependiendo de la humedad del aire se requerirán de 5 a 10 horas para la evaporación. Una vez evaporada la muestra, se titulará.

El reactivo usado en la titulación es el nitrato de plata y para indicar el final de la reacción se usa como indicador una solución de bicromato de potasio a una concentración de 50 gramos por litro.

La titulación de las muestras requerirá 50 cm³ de la solución de nitrato de plata. Se coloca el nitrato de plata en una bureta de 100 cm³ y se toma una lectura inicial. A la muestra inicial se le coloca una gota de bicromato de potasio y se gotea el nitrato de plata a una velocidad de 4 gotas por segundo hasta casi llegar al final de la reacción. La muestra se agita continuamente y se agrega una gota de bicromato de potasio por cada 10 cm³ de nitrato de plata. Al acercarse el final de la prueba, se reduce el goteo a 1 gota cada 2 segundos. El bicromato de potasio comunica color amarillo a la muestra, que cambia a naranja cuando finaliza la titulación. Esto significa que el nitrato de plata ha reaccionado con toda la sal y se deberá tomar una lectura final.

El gasto de la corriente se obtiene por medio de la siguiente ecuación

$$Q = q \frac{r'}{1 + R \frac{t_1 - t_2}{t - t_1}}$$

en la cual

- Q = gasto de la corriente en metros cúbicos por segundo.
- q = gasto de la solución salina en metros cúbicos por segundo.
- r' = relación del volumen del agua de la corriente natural al volumen de la solución salina en la dilución especial.
- R = relación del volumen de la mezcla total al volumen de la solución salina en la dilución especial.
- t = volumen de la solución de nitrato de plata requerido para titular una unidad de volumen de la muestra de solución salina. En otras palabras, si la unidad de volumen es 1 litro, t = la diferencia entre las lecturas inicial y final de la bureta de la solución de nitrato de plata multiplicada por la relación de dilución de la muestra de la solución salina, multiplicada por 1000 y dividida por el volumen en centímetros cúbicos de la muestra colocada en la cápsula.
- t₂ = volumen de la solución de nitrato de plata necesario para titular una unidad de volumen de la muestra de la corriente dosificada, o bien para 1 litro, t₂ = diferencia entre lecturas inicial y final de la bureta multiplicada por 1000 y dividida por el volumen real en centímetros cúbicos vaciado en el embudo separador para la evaporación.

t'_2 = volumen de la solución de nitrato de plata necesario para titular una unidad de volumen de la disolución especial. O bien, t'_2 = diferencia de las lecturas de la bureta multiplicada por 1000 y dividida por el volumen real en centímetros cúbicos vaciado en el embudo separador para la evaporación.

Es evidente que el aforo por el método químico es más adecuado para aguas turbulentas, y es dudoso que se pueda aplicar satisfactoriamente a corrientes lentas. Del mismo modo está particularmente bien adaptado para las corrientes con gran material en suspensión, donde el empleo de otros sistemas convencionales es difícil.

3.- Otros Métodos

a) Medidor de flujo ultrasónico

El medidor de flujo ultrasónico, es un medidor de flujo para volumen líquido, que usa el principio de la propagación de energía ultrasónica para determinar la cantidad de volumen que fluye. El medidor de flujo ultrasónico está diseñado para mediciones de agua cruda, tratada y medidores de gasto.

En aplicaciones de conducción cerrada, el instrumento y su equipo asociado se instalan sin interrumpir el servicio, para lo cual se fijan dos probadores (sensores) ultrasónicos al exterior de las tuberías metálicas o de los muros.

Para mediciones en canal abierto, los sensores pueden instalarse al ras en "nichos" practicados en la pared del muro.

El medidor ultrasónico puede efectuar mediciones exactas de flujos líquidos en tuberías de 30 cm. (12") de diámetro o mayores. El medidor es completamente digital en su operación con una exactitud de $\pm 2\%$ del valor medido.

Condiciones de gran turbidez en el agua pueden ser toleradas sin mayor efecto en las mediciones.

Los datos de salida consisten en una señal de corriente, proporcional al rango o cantidad de flujo del fluido y a un pulso de señal utilizable para cuantificación o totalización remota.

El medidor de flujo ultrasónico se compone de dos secciones: Los probadores (sensores) que se montan sobre la tubería y el equipo de medición electrónico.

Para la medición de la cantidad de flujo, se fijan en posiciones exactamente predeterminadas dos probadores (sensores) ultrasónicos, uno de ellos corriente arriba del otro, en forma como se muestra en la fig. 4.19.

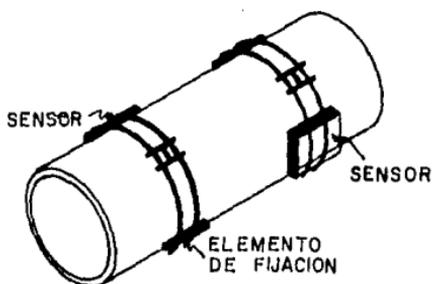


Fig. 4.19.-

Cada uno de los probadores consiste de un cristal de material piezo-eléctrico, encapsulado dentro de un marco de acero inoxidable. Cada caja del sensor mide 12.5 x 15 x 17.5 cm. y es de acero inoxidable con los herrajes necesarios para retención, fabricados también en acero inoxidable. La cara del sensor, a través del cual se transmite y recibe la energía ultrasónica, se fija a la tubería con un adhesivo epoxyco. Este adhesivo es semiduro, a prueba de agua y presenta excelentes propiedades de transmisión sónica.

La unidad electrónica está resguardada en un gabinete de -- acero, a prueba de agua y apropiado para montarse en muro. El equipo electrónico, todo en estado sólido, está montado en una charola embisagrada. La charola contiene todas las fuentes de energía, reguladores y el ensamble para la retención de las tablillas de circuitos impresos electrónicos.

La energía eléctrica va conectada a través de una regleta - de terminales. El interruptor general y el fusible están incluidos en la unidad. Las señales eléctricas de cuantificación (totalización) de flujo y la de cantidad de flujo, van a una segunda regleta.

En cuanto a la operación, se puede decir que la energía sónica se transmite por ondas de compresión que viajan a través del - fluido a una velocidad conocida como: Velocidad sónica del fluido.

Un largo pulso de voltaje, proveniente de la unidad eléctrica, es aplicado a uno de los cristales de los sensores ultrasónicos. El cristal responde expandiéndose y contrayéndose alternativamente, generando un pulso de energía ultrasónica. El haz de energía sónica continúa a través del fluido, impacta en la pared opuesta del tubo, viaja a través de dicha pared y "golpea" al segundo de los probadores sónicos.

En el segundo probador ultrasónico, el efecto piezoeléctrico es invertido, esta vez produciendo una señal eléctrica, originada por el disturbio mecánico recibido. Esta señal eléctrica es alimentada hacia la Unidad Electrónica.

En el medidor de flujo ultrasónico, los dos probadores están estrechamente igualados en sus características piezoeléctricas, se comportan como transceptores, es decir, ambos pueden transmitir y recibir pulsos sónicos.

El tiempo de propagación de cada pulso sónico entre probador y probador está en función de la distancia entre los dos probadores y de la velocidad "aparente" del sonido propagado. Esta velocidad sónica "aparente" es dependiente a su vez, de la velocidad sónica verdadera en el fluido, de la velocidad del movimiento del --- fluido y del ángulo formado entre la dirección del movimiento del fluido y la dirección del pulso sónico.

El cálculo de la cantidad de flujo, se lleva a cabo en forma automática en la Unidad Electrónica. Esta unidad está diseñada para intercambiar secuencialmente las funciones de transmisión y de recepción de los dos probadores ultrasónicos. La función que realiza la Unidad Electrónica es llevar un conteo del tiempo de propagación de cada pulso y por medio de esta operación cuantificar el gasto que pasa por la tubería, después de un cierto número de pulsos.

En cuanto a las condiciones de instalación es necesario tratar de satisfacer el siguiente criterio:

La condición preferente de instalación es con 10 diámetros de tubería recta corriente-arriba y 5 diámetros corriente-abajo.

La distancia entre una bomba deberá ser mayor que 50 diámetros restando 10 diámetros en este requisito, por cada curva a 90 grados.

Se ha comprobado que los dispositivos correctores de flujo son efectivos para la ejecución de mediciones exitosas, cuando las condiciones de las tuberías no son ideales.

Estos criterios deberán tomarse como un ideal. Muchas instalaciones han sido hechas en forma adecuada, en situaciones donde no se cumplan uno o más requisitos, obteniéndose no obstante, resultados magníficos. De cualquier manera, deberán tomarse como una -- gufa.

CAPITULO 5

APLICACIONES PRACTICAS

Introducción

El agua que se suministra al Distrito Federal proviene de - sistemas que opera la DGCOH⁽¹⁾ y la CAVM⁽²⁾. Este último organismo, dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, fue creado en 1972 con el objeto de suministrar el agua requerida - para satisfacer los incrementos en la demanda del área metropolitana de la ciudad de México. La CAVM opera cinco sistemas de pozos - ubicados en el sur del Distrito Federal y en zonas aledañas situadas en el norte contando con un total de 209 pozos, así mismo opera las obras para transferir agua del río Cutzamala.

Por su parte, la DGCOH tiene a su cargo los sistemas de pozos de Xochimilco-Mixquic-Xotepingo (122), Lerma (236) y Chiconau-tla (39) además de los pozos municipales que se encuentran diseminados en toda la ciudad (199), igualmente, se encarga de controlar los pozos particulares (563).

Los pozos de Xochimilco-Mixquic-Xotepingo se localizan en - el sureste del Distrito Federal y constituyen el primer conjunto de pozos que empezó a funcionar como sistema en el presente siglo. Su

(1) DGCOH: Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica.

(2) CAVM: Comisión de Aguas del Valle de México.

primera etapa se inició en 1913 con la captación de aguas de manantiales, y su aportación se ha mantenido prácticamente constante.

El sistema del río Lerma empezó a funcionar en 1951 y consta de 236 pozos ubicados en el Estado de México. De 1974 a 1975 se extrajeron los máximos caudales, alrededor de 14 m³/s; pero a partir de 1972 una parte se empezó a derivar al área metropolitana de la ciudad de México ubicada en el estado de México, hasta llegar a poco más de 1 m³/s, cifra que se ha conservado hasta la fecha.

Los pozos del Chiconautla se han perforado para extraer agua de un acuífero independiente de los de otros sistemas, por lo que su sobreexplotación no provoca asentamientos en la ciudad. Sin embargo, las extracciones de este sistema y las efectuadas mediante los pozos de la CAVM ubicados en la misma zona, ocasionan abatimientos anuales de 60 cm. en el nivel freático. Algo semejante ocurre en el sureste, en donde existen interferencias del sistema Xochimilco-Mixquic-Xotepingo con los pozos perforados recientemente por la CAVM.

Finalmente las únicas captaciones de agua superficial que se encuentran a cargo de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, son las correspondientes al río Magdalena, del que se extraen 200 l/s, y a un pequeño conjunto de manantiales que aporta 300 l/s.

El agua proveniente de los pozos municipales y del río Magdalena es introducida directamente a la red de distribución, lo mismo que el agua que se extrae de 27 pozos particulares; el resto del agua que proviene de los demás pozos particulares, es captada directamente por sus usuarios. En cambio, los manantiales y los pozos de Lerma, Xochimilco-Mixquic-Xotepingo y Chiconautla vierten sus -

aguas en conductos que, auxiliados por más de 100 plantas de bombeo, las conducen hasta los tanques de regulación aunque en algunos casos, como para los pequeños poblados del sur, se entregan directamente a los usuarios; finalmente, el agua es enviada a las redes de distribución primaria a través de líneas de alimentación. Los 401 km. de conducción y 65 km. de alimentación están formados por diversos tipos de ductos, desde los túneles del sistema Lerma, de 3.20 m. de diámetro, hasta tuberías de 0.51 m. a 1.83 m. de diámetro. El número de tanques asciende a 192 y su capacidad conjunta de regulación es de 1.5 millones de m³.

La red primaria de distribución se define convencionalmente como la formada por tubería de 0.51 m. a 1.83 m. de diámetro; tiene una longitud total de 540 km, incluyendo los conductos de alimentación que la ligan con los tanques de regulación.

Mediante el Programa de Colonias Populares se logró distribuir el agua en forma más eficiente, pero subsisten algunos problemas como las fugas, que será necesario seguir atendiendo en forma permanente. Las causas de dichas fugas radican en que muchas tuberías son muy antiguas, se construyeron con materiales distintos y con cierta frecuencia sufren averías ocasionadas por el asentamiento del subsuelo, el cual a su vez es provocado por la sobreexplotación de los acuíferos. Esta situación es especialmente importante en el centro de la ciudad, en donde posiblemente se densifique la concentración urbana, lo que implica sustituir tramos largos de tuberías viejas para satisfacer la demanda adicional. Por otra parte, en esa misma zona la antigüedad de algunas válvulas imposibilita el adquirir repuestos en el mercado, lo cual obliga a fabricar piezas especiales cuando se ha requerido reparar alguna de ellas; por ello, será necesario sustituir muchas válvulas por otras disponibles en la actualidad.

La red secundaria formada por tubería con diámetro de 10 a 40 cm., distribuye el agua que circula por la red primaria. Su operación y mantenimiento está a cargo de las delegaciones, con el apoyo de la DGCOH. Además de que es necesario ampliarla continuamente, se requiere sustituir muchos tramos por causa de su antigüedad y de las frecuentes fugas y fallas que en consecuencia se presenta, lo cual provoca la suspensión del servicio, propicia el desperdicio del agua y aumenta los riesgos de contaminación.

Finalmente, para hacer llegar el agua a los usuarios, existen alrededor de dos millones de tomas. En este renglón, los problemas aún no resueltos son de tipo administrativo más que de naturaleza técnica. Por ejemplo, todavía existe un gran número de tomas no registradas debidamente, así como tomas clandestinas.

En el año de 1983 la DGCOH y la CAVM coordinaron un programa intensivo de medición de agua potable, cuyo objetivo inicial consistió en diagnosticar los sistemas de medición empleados hasta esa fecha, determinando así su confiabilidad. A continuación se plantean los procedimientos que se siguieron, los argumentos que sustentaron, las soluciones técnicas adoptadas y los avances logrados en cada uno de los sistemas de medición establecidos a la fecha.

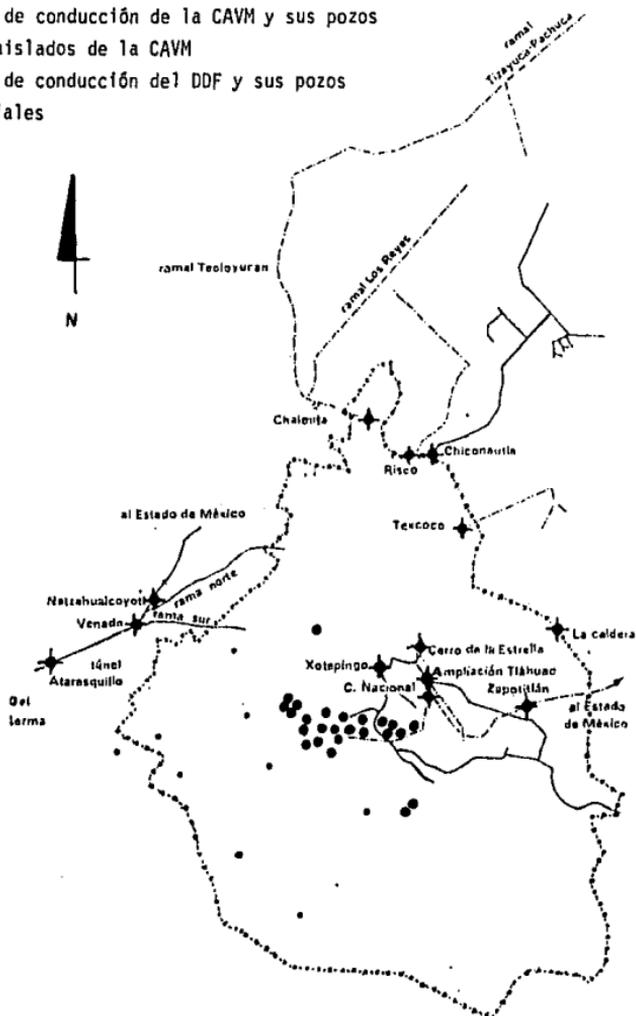
Macromedición de Agua Potable

Se estableció dentro de este programa la medición de los volúmenes de agua que maneja el SHDF⁽¹⁾, desde su captación hasta su distribución primaria. En 1978 los gastos se estimaban con base en las horas de trabajo de los equipos de bombeo, con aforos efectuados al inicio de la explotación de un pozo y/o en función de las características de placa de los motores y de los equipos de bombeo. Este sistema es muy impreciso porque las condiciones de bombeo no son fi

(1) SHDF: Sistema Hidráulico del Distrito Federal.

Lámina 5.1.- Los sistemas de agua potable de la CAVM y del DDF.

- ◆ Medición de agua en bloque por parte del DDF
- - - Líneas de conducción de la CAVM y sus pozos
- Pozos aislados de la CAVM
- Líneas de conducción del DDF y sus pozos
- Manantiales



jas sino variables; por ello, con estos métodos las aportaciones de agua estimadas no son confiables.

Se puede decir, para fines prácticos, que el mayor suministro de agua al D.F. se hace por medio de pozos profundos que pertenecen al D.F. y a la CAVM, con excepción del proyecto Cutzamala. En la lámina 5.1, se muestran esquemáticamente las configuraciones de algunos sistemas de agua potable de la CAVM y del DDF, y en cuadro 5.1, se presenta el estado actual de su medición.

Resulta obvio señalar la importancia que tiene una satisfactoria cuantificación de caudales, pero cabe mencionar algunos de sus beneficios. La medición que se efectúa en el pozo, permite conocer el estado de explotación del acuífero y las condiciones del mismo para programar adecuadamente su mantenimiento. Las mediciones hechas durante la conducción sirven para conocer la eficiencia de la misma; ésto es, permiten detectar tanto las fugas que no alcanzan la superficie, como las tomas clandestinas. La cuantificación del caudal durante la distribución, contribuye a detectar fugas que no brotan a la superficie y proporciona elementos suficientes para evaluar la eficiencia de la medición domiciliaria.

Equipo para Medición

Uno de los principales problemas que se presentaron, para medir los volúmenes de agua, fue la selección del equipo adecuado, ya que en todos los casos los sistemas se encontraban funcionando y las interrupciones para instalar el equipo debían ser mínimas, por el déficit de oferta de agua que existe. En las instalaciones actuales se comprobó que mientras más complejos son los equipos, con mayor rapidez salen de operación porque no se cuenta con personal capacitado para su manejo y mantenimiento satisfactorios y porque -

CUADRO 5.1.-Costo de instalación de medidores de agua potable.

DEPENDENCIA	Sistema	Estación	Año de construcción	Gasto nominal m3/seg.	Inversión total	Inversión por m3/seg.
					Miles de pesos	de 1981
	Norte	Chalmíta	1980	5,275	700 (1)	133
		Risco	1980	0.900	600	667
C	Sur	Canal Nacional	1980	1,200	600	500
A		Ampliación Canal Nacional	1981	0.900	670	744
V		Zapotitlán	1980	0.600	300 (1)	500
M		Texcoco	1981	0.600	600	1 000
		Caldera	1981	0.500	750	1 500
		Pozos aislados (36)	--	1.300	- (2)	--
	Cutzamala	Cutzamala	1982	3.600	1 400 (1)	389
	Lerma	Atarasquillo	1981 - 1982	10.500	200 (1)	19
D	Poniente	Venado	1981 - 1982	11.000	200 (1)	18
D						
F	Norte	Chiconautla	1981	2.000	550 (1)	275
	Sur	Cerro de la Estrella	1981	2.000	150 (1)	75
		Xotepingo	1980 - 1982	3.200	1 700 (1)	531
		Rebombos (24)	Proyecto	1.500	2 160	1 440
	Todos	Pozos aislados (190)	1981 - 1982	7.200	24 700	3 430
(3)						
CEAS	Poniente	NZT*	1981 - 1982	1.800	160 (1)	89
DDF	Lerma	Entrega a poblaciones(223)	Proyecto	2.750	7 800	2 836

* Naucalpan, Zaragoza y Tlalnepantla.

(1) Costo parcial por haber usado equipo o instalaciones existentes.

(2) Instrumentados por la CAVM.

(3) CEAS: Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de México.

además no existe un mercado adecuado de refacciones para equipos hechos fuera del país.

Los lineamientos seguidos para la selección del equipo se han basado en los requerimientos fijados para satisfacer los planes que se habfan elaborado en el corto, mediano y largo plazo para cada estación. Se definió que dichas estaciones debfan contar con los siguientes elementos:

- Un elemento primario sencillo que produzca una señal de presión diferencial (PD).
- Un registrador de PD mecánico. La integración del gasto se lleva a cabo por medio de un planfmetro especial.
- Un sistema de fuerza ininterrumpida (SFI) que sirva como fuente de respaldo a los equipos eléctricos.
- Un registrador eléctrico de PD con integrador de gasto. Estos equipos permiten verificar la operación de los registradores mecánicos y obtener volúmenes en forma directa.
- Un transmisor electrónico de PD. Este transmisor tiene como objetivo, en el largo plazo, la digitalización de su señal por medio de un conversor análogo digital, con el fin de enviar dicha señal a un puesto central de control a través de modems y líneas telefónicas y/o equipos de radio.
- Una grabadora que obtiene los datos de PD del transmisor electrónico en un cassette para procesarlos. Es importante mencionar que inicialmente se compraron algunos equipos de fabricación extranjera, pero el Instituto de Ingeniería de la UNAM desarrolló equipos espe-

ciales para el DDF denominados Colectores de Datos (CODA).

En la selección de los elementos primarios de medición se han fijado los siguientes objetivos:

- Ser lo suficientemente simples y confiables para que se pudieran operar y mantener con personal no calificado.
- Tener una exactitud apropiada para los fines establecidos.
- Poderse instalar con un mínimo de interrupciones en el servicio de agua.
- Poder implantarse en un período corto de tiempo.

Con base en el análisis realizado, cuyo resultado se muestra en el cuadro 5.2, se optó por utilizar el elemento primario tipo tubo de pitot modificado, el cual se ha utilizado en tuberías - desde 6" hasta 72" \emptyset y colocado en tuberías de asbesto cemento, de fo. fo., de acero y de concreto reforzado. Estos elementos primarios se instalan en poco tiempo: En tuberías de acero de 48" \emptyset , en menos de dos horas; y en tuberías de concreto reforzado de 72" \emptyset , en aproximadamente cuatro horas. La precisión, del orden del 2% al 3%, ha sido certificada por medio de estudio de pitometría en tuberías de 8, 10, 12 y 48" \emptyset , y se ha visto que es más confiable que otros medidores, como los de impacto.

Se acordó que los elementos secundarios o de registro de la señal hidráulica producida por el elemento primario, debían ser tan simples como fuera posible, con objeto de minimizar las fallas y para que su reparación y mantenimiento fueran sencillos. Con las limitaciones anteriores, se seleccionó un registrador mecánico de pre

CUADRO 5.2.- Comparación de elementos primarios para medir flujos de agua potable.

Elemento Primario	Tiempo de (1) instalación(hrs.)	Tipo de señal	Construcción y mantenimiento	Precisión(2) (%)	Costo(3) relativo	Operación	Rango(4)	Forma de instalación
Venturi	más de 24	hidráulica	sencillo	0.5	alto	sencillo	limitado	seccionamiento de tubería
Tobera y tubo corto	más de 24	hidráulica	sencillo	1.0	medio	sencillo	limitado	seccionamiento de tubería
Placa de orificio	más de 24	hidráulica	sencillo	1.5	bajo	sencillo	limitado	seccionamiento de tubería
Magnético	más de 24	eléctrica	complejo	1.0	alto	complejo	amplio	seccionamiento de tubería exterior en tubería metálica
Ultrasonido	más de 24	eléctrica	complejo	1.5	alto	complejo	amplio	seccionamiento de tubería exterior en tubería metálica
Impacto	2 a 6	eléctrica	complejo	3.0	medio	complejo	amplio	inserción
Vórtice	2 a 6	eléctrica	complejo	2.0	medio	complejo	limitado	inserción
Hélice	más de 24	pulsos	sencillo	1.0	alto	regular	amplio	seccionamiento de tubería
Pitot modificado	2 a 6	hidráulica	sencillo	2.0	bajo	sencillo	amplio	inserción

(1) Tiempo de paro necesario para instalar un medidor en una tubería metálica en operación de 48 pulgadas.

(2) Sin calibración en sitio.

(3) Pesos de 1981: Alto - mayor de \$500,000.00
 Medio - entre \$250,000.00 y \$500,000.00
 Bajo - menor de \$250,000.00

(4) Amplio: Variaciones mayores que el 75% del flujo óptimo
 Limitado: Variaciones menores que el 75% del flujo óptimo

CUADRO 5.3.-Elementos primarios y secundarios utilizados en las estaciones de medición de agua potable.

DEPEN- DENCIA	Sistema	Estación	Elemento primario	Elementos secundarios por estación
C A V M	Norte	Chalmita	2 Venturis 53" x 36"	Registrador mecánico Totalizador eléctrico Transmisor 4-20 Ma Grabadora Respaldo de energía eléctrica
		Risco	Pitot modificado 48"	
	Sur	Canal Nacional	Pitot modificado 48"	
		Ampliación Canal Nacional Zapotitlán	Pitot modificado 36" Tobera 24" x 18"	
Cutzamala	Texcoco	Pitot modificado 30"		
	Caldera	Pitot modificado 48"		
	Pozos aislados	Tobera	Totalizador eléctrico	
	Lerma	Atarasquillo	Venturi	
	Poniente	Venado	Venturi	Molinete (Aforo)
	Norte	Chiconautla	Pitot modificado 20"	Molinete (Aforo)
D	Sur	Cerro de la Estrella	Venturi	Registrador mecánico
D		Xotepingo	2 Venturis	4 Registradores mecánicos Indicador
F			2 Venturis	
			Hélice	Sistema computarizado en tiempo real
			5 Pitots modificados (4 de 48" y 1 de 12")	
		Rebombeos	Hélice (proyecto)	Totalizador
	En todo el D.F.	Pozos aislados	Hélice	Totalizador y señal 4-20 Ma
CEAS	Poniente	NZT*	Pitot	Registrador mecánico

* Naucalpan, Zaragoza y Tlalnepantla

CUADRO 5.4.-Comparación entre los criterios de medición de agua potable empleados en 1978 y 1982.

DEPEN- DENCIA	Sistema	m3/s.	Criterio empleado en 1978	m3/s.	Criterio empleado en 1982
C	Norte-Barrientos	6.355	Estimado en captación	4.929	Medido en entrega
A	Norte-El Risco	0.975	Medido en entrega (CAVM)	0.907	Medido en entrega (CAVM y DDF)
V	Sur	4.782	Estimado en captación	4.794	Medido en entrega
M	Sub - Total	12.112		10.630	
	Lerma	9.273	Aforado en entrega	9.273	Aforado en entrega
	Norte-Chiconautla	3.200	Estimado en captación	2.204	Medido en entrega
	Norte-Pozos aislados	0.422		0.380	
D	Sur	8.545	Estimados en captación con	7.691	Estimados en captación con datos
D	Poniente	0.761	datos de aforo extemporáneos	0.685	de aforo actualizados
	Centro	3.834		3.451	
F	Oriente	1.959		1.763	
	Pozos particulares	1.873	Medido en captación	1.873	Medido en captación
	Manantiales	0.290	Medido en captación	0.290	Medido en captación
	Sub - Total	30.157		27.610	
	T O T A L	42.269		38.240	

sión diferencial, de fabricación nacional.

En el cuadro 5.3, se proporciona una relación detallada del equipo instalado en las estaciones de medición y en el cuadro 5.4, se analizan los sistemas empleados en 1978 y 1982 en el SHDF.

Medición de Volúmenes de Agua en Bloque Suministrados por la CAVM al DDF

En 1978, los volúmenes entregados por la CAVM se cuantificaban en los puntos de captación con base en las horas de operación de los equipos de bombeo y en aforos antiguos de los pozos. Solamente en un número reducido de casos se contaba con medidores de gasto a la salida de los pozos. Se decidió mejorar la medición para conocer con mayor precisión los caudales en los puntos de recepción del agua en bloque, y en abril de 1981 las nuevas estaciones empezaron a operar. Como puede observarse en el cuadro 5.4, las mayores diferencias se registran en el sistema Norte-Barrientos a causa de las grandes longitudes de conducción y porque en el camino entre la captación y la entrega existen derivaciones a otros usuarios.

En el cuadro 5.5, se consignan las fuentes de suministro de agua disponibles para el D.F., en 1978.

A causa de las prioridades establecidas, se siguió la estrategia de cuantificar aquellos pozos cuya producción no podía medirse en forma combinada, y/o medir en puntos estratégicos la aportación de sistemas completos. Además surgió la necesidad de contar con equipos semi-portátiles que pudieran moverse fácilmente entre pozos, con el objeto de medir en forma periódica a los que no se les instaló medidor individual.

Cuadro 5.5.- Fuentes de suministro de agua para el D.F., en 1978.

Sistema	Captación	Tipo de conducción
Sistema Lerma	236 Pozos	3 acueductos de presión 1 acueducto de gravedad
Sistema Chiconautla	39 Pozos	1 acueducto de gravedad
Sistema Sur	122 Pozos	1 acueducto de gravedad 2 acueductos de presión
Pozos municipales	199 Pozos	Directo a la red de distribución
Manantiales	8 Afloramientos	Conductos a gravedad
Pozos particulares	563 Pozos	Directo al propietario

La solución que se dió a cada sistema se comenta a continuación.

Sistema Lerma

Este sistema era el único que contaba con una medición adecuada, ya que existían estaciones de aforo a la entrada y a la salida del túnel Atarasquillo-Dos Ríos, con las cuales se lograba medir la aportación combinada de todos los pozos y la aportación propia del túnel a causa de infiltraciones de acuíferos. Además, existe un equipo móvil con el cual se pueden medir los gastos de 86 de los 236 pozos de esta fuente de abastecimiento. En el Sistema Lerma, solamente se efectuaron mejoras a las estaciones de aforo que se utilizaban, y se decidió dotarlo con equipo de pitometría modificado para que se pudiera efectuar la medición periódica en cada pozo con registradores de presión diferencial.

Sistema Chiconautla

Por medio del rebombeo nº 2, el sistema entrega el agua al tanque Santa Isabel, donde se rehabilitó un venturi corto existente y se colocó un pitot modificado, con objeto de verificar la exactitud del primero. Los resultados mostraron una diferencia del 2.6% entre el pitot modificado y el propio venturi, cifra que es bastante aceptable si se consideran las incertidumbres asociadas a los elementos primarios comparados y al equipo secundario utilizado, que consistió en un registrador de PD mecánico. Además, con pitot modificado se instrumentó una línea auxiliar de 20" de \varnothing que descarga también en el tanque Santa Isabel. Como en el caso del Sistema Lerma, no se pensó en rehabilitar a cada pozo con medidores individuales, pero se les dotará de equipo móvil que consta de pitots modificados y registradores de PD, con objeto de obtener mediciones periódicas de cada pozo.

Sistema Sur

Este sistema es uno de los más difíciles de medir a causa de la configuración física del mismo, por lo cual se decidió cuantificar en primer lugar las aportaciones de la CAVM y las aportaciones de las plantas de bombeo del Cerro de la Estrella y de Xotepingo. La primera planta no representó problema alguno, ya que se cuenta con un venturi a la salida de ella, al cual se le colocaron equipos secundarios de registro de PD tipo mecánico. La planta de Xotepingo tiene cuatro venturis y un medidor de hélice para sus descargas, de los cuales solamente operaba el medidor de hélice. Por su importancia, a esta planta se le dotó con una instrumentación especial y sirvió además como proyecto piloto para la instalación de un sistema de información computarizado. El sistema de información consiste en un equipo basado en un microprocesador que registra la

información relevante para la operación de la planta. Consta de -- una pantalla de rayos catódicos instalada en el cuarto de control, la cual presenta permanentemente el gasto de entrada que proviene - de cada una de las fuentes de abastecimiento, el gasto de cada una de las tuberías de salida, el nivel del agua en los cárcamos de succión, la presión en el anillo de distribución y las bombas que están en funcionamiento. Además, el sistema cuenta con otra pantalla, una microcomputadora y una impresora, localizadas en las oficinas - de la planta; con ellas, la información mencionada anteriormente se capta, se almacena en disco suave para propósitos estadísticos y se imprimen informes periódicos sobre el funcionamiento de la planta.

Pozos Municipales

Este sistema tiene la particularidad de que cada pozo descarga directamente a las redes de distribución, por lo cual no hubo más alternativa que colocar equipos de medición en cada uno de los pozos, actividad que a la fecha se encuentra en proceso. El equipo seleccionado fue del tipo hélice con totalizador mecánico y una señal adicional de 4-20 miliamperes, con objeto de obtener en forma - selectiva gráficas del gasto de cada uno de los pozos.

Manantiales

Se localizan en el poniente y sur de la ciudad. Cuentan con vertedores para cuantificar sus aportaciones, los cuales se están - mejorando para obtener información más confiable.

Pozos Particulares

Como su nombre lo indica, estos pozos son de propiedad particular. Las captaciones son consumidas directamente por los propie

tarios y cuentan en su mayoría con equipos de medición propios, instalados por los usuarios, y cuyo control depende de la oficina de pozos particulares de la DGCOH.

Como resultado de las mejoras hechas en el sistema de medición, ahora se conocen con mayor precisión los caudales que produce cada fuente de abastecimiento. Así, en marzo de 1982 el caudal total que recibió el SHDF fue de 38.24 m³/s; si se hubiera calculado con los medios disponibles en 1978 y con los criterios usados en ese año, se hubiera obtenido un valor de 42.269 m³/s.

Medición de Volúmenes en el Sistema de Conducción y Distribución de Agua Potable

Si se conocen tanto los gastos producidos por las fuentes de suministro como la capacidad de regulación de los tanques de almacenamiento, se puede mejorar la distribución del agua en la red primaria de abastecimiento por medio de los modelos matemáticos que se han desarrollado con este objetivo; para ello, es necesario conocer los volúmenes manejados en el sistema de conducción y las aportaciones a la red de distribución.

En estos sistemas se tienen básicamente líneas con tuberías de concreto reforzado y metálicas de 72", 48" y 36" ϕ , así como algunas de diámetros menores de asbesto cemento, todas ellas en funcionamiento. Por este motivo, para medir los caudales se seleccionaron elementos primarios tipo pitot modificado; los puntos de medición seleccionados se muestran en la lámina 5.2.

Dentro de este subprograma se tiene prevista, además, la medición de los niveles en los tanques de regulación. Es importante mencionar que el equipo secundario del subprograma debe ser suscep-

Lámina 5.2.- Estaciones de medición de flujo y presión en el sistema de agua potable.

- Red primaria de agua potable
- Estaciones de medición en conducción
- ◆ Estaciones de medición en distribución
- ◆ Estaciones de presión
- Zonas piloto
- Líneas de alimentación



tible de utilizarse en el futuro para transmitir información a un puesto central.

Con objeto de mejorar la operación de la red de distribución del sistema de agua potable, se decidió medir la presión en puntos estratégicos de dicha red, y además calibrar los modelos de simulación para conocer las zonas deficitarias de agua en la ciudad en forma cuantitativa, y no solamente cualitativa.

Se tienen en funcionamiento 32 estaciones de presión cuya localización se muestra en la lámina 5.2; dichas estaciones cuentan con registradores mecánicos de presión.

Medición de Volúmenes de Agua en Áreas Reducidas de la Ciudad

Los estudios hechos para identificar los diferentes usos a que se destina el agua, aún dejan dudas, ya que en la mayoría de los casos se hacen estimaciones cualitativas. Con el fin de mejorar la información disponible, se creó un subprograma de medición con el nombre de zonas piloto, en el cual se seleccionaron siete zonas de la ciudad con diferentes características socio-económicas (lámina 5.2). Dichas zonas se aislaron hidráulicamente del resto del sistema, y los puntos de entrada y salida del agua se localizaron con precisión. En esos puntos se colocaron medidores de flujo tipo pitot modificado, provistos de registradores mecánicos de presión diferencial para obtener las curvas de consumo de agua del área considerada. De la operación de estas estaciones se determinó que, a causa de los bajos caudales que pasan, la señal de presión diferencial para determinar los gastos es muy baja y los registradores comerciales, en su escala más baja (0-20 pulgadas de columna de agua), no registran con precisión dicha señal. Existen dos posibles soluciones al problema; La primera consiste en adquirir transductores

de presión diferencial adecuados; y la segunda consiste en hacer de rivasiones (by-pass) con tuberías de diámetro más pequeño para ampliar la señal de velocidad.

Micromedición de Agua Potable

Antecedentes

La medición del consumo a nivel de cada usuario es un tema muy controvertido, ya que no existe un criterio definido al respecto. Se plantean opiniones y prácticas que fluctúan desde el criterio de medición a todos los usuarios, hasta el extremo de no medir a ninguno. Para unos, este nivel de medición es necesario para evitar desperdicios causados por instalaciones defectuosas y por el uso irracional del agua. Otros sostienen que el consumo es prácticamente independiente de los cargos y que medirlo es incosteable, ya que las erogaciones que tendrían que hacerse no compensan los ahorros que se podrían lograr, por lo tanto, los cobros deben hacerse en forma indirecta, en función de las condiciones socio-económicas de los usuarios.

En la ciudad de México, después de muchos análisis se concluyó que existen dos grupos principales de consumidores, que se denominaron como grandes y pequeños usuarios. Los grandes usuarios son aquellos que normalmente tienen tomas de agua mayores de media pulgada y que consumen grandes volúmenes; entre ellos se encuentran principalmente las industrias y los servicios, así como algunos consumidores domésticos. A causa de la estructura actual de las tarifas, aproximadamente 50,000 grandes usuarios (3.3% del total) representan alrededor del 70% de los ingresos potenciales por concepto de consumos, y el resto (96.7% del total) comprende el 30% complementario. Resulta obvio que no se deben escatimar acciones para lo

gar el 100% de facturación y recuperación del grupo de grandes usuarios. En cambio, para los pequeños usuarios se debe crear un sistema que evite grandes costos, permita evitar la facturación, recupere fácilmente los cobros (por adelantado si es posible) y que promueva el ahorro y el uso racional del agua.

Tradicionalmente la medición del agua consumida a nivel domiciliario se efectúa por medio de medidores del tipo de velocidad de transmisión mecánica o magnética. Aunque dicho sistema es el adecuado desde el punto de vista del costo de capital y del funcionamiento, en una metrópoli como el Distrito Federal, con casi dos millones de tomas domiciliarias, resultan poco eficientes tanto el proceso manual de lectura como la facturación y el cobro. Por estas razones y tomando en cuenta el déficit en la instalación de medidores, se planeó estudiar alternativas de sistemas de medición -- que superen las desventajas de los sistemas convencionales.

Acciones Realizadas

La DGCOH estudió las alternativas para medir los consumos de agua a domiciliario, mediante un proyecto desarrollado con la participación del Instituto de Investigaciones Eléctricas y del Instituto de Ingeniería. El proyecto constó de cuatro etapas:

- Estudio y evaluación preliminar de alternativas para medir y controlar el consumo domiciliario de agua.
- Análisis detallado de las alternativas más viables.
- Selección y desarrollo de prototipos de las alternativas factibles de implantarse.

Cuadro 5.6.

Tipo de medidor	Factores de Evaluación	Tipo de medidor	Factores de Evaluación	Tipo de medidor	Factores de Evaluación
Tradicional mecánico de reloj Tradicional mecánico de dígitos Electromecánico Indicador remoto Electromecánica facturación local Electromecánico centralizado	<p>Servicio y mantenimiento</p> <p>Capacidad de Producción (magnética)</p> <p>Sobre consumos</p> <p>Instalación</p>				
Electrónico con Indicador en pesos (igual al anterior, más facturación local) (igual al anterior, más facturación centralizada) Dosificador mecánico con depósito de fichas Dosificador mecánico con fichas desechables	<p>Fabricación</p> <p>Instalación</p> <p>Duración</p> <p>Instalación</p> <p>Corrupción</p> <p>Pérdida de datos</p> <p>Gobernanza</p> <p>Experimentación</p>	Electromecánico con facturación local y/o centralizado			
Dosificador mecánico ciclo único (igual al anterior, reprogramable) De boleto electrónico (igual al anterior, más tarifa reprogramable) (igual al anterior, más tarifa diferencial)	<p>Desarrollo</p> <p>Operación</p> <p>Precisión</p> <p>Auditoría</p> <p>Veracidad</p> <p>Vandalismo</p> <p>De información</p> <p>Desarrollo</p>	Electrónico, con telemetría y telecontrol	Igual a los de la primera etapa, con diferentes porcentajes	Boleto electrónico Dosificador electrónico	Comportamiento en laboratorio y en campo
Acceso telefónico a través del usuario Línea telefónica compartida Línea telefónica a subcentrales Línea de energía eléctrica Por radio transmisión	<p>Costo (cualitativo)</p> <p>Facilidades técnicas</p> <p>Seguridad</p> <p>Control</p> <p>Tiempo de implantación</p>	De boleto electrónico, con tarifa reprogramable Dosificador electrónico			

- Pruebas piloto.

Las tres primeras etapas se completaron a fines de noviembre de 1981. En la primera de ellas se establecieron los sistemas de medición factibles; se cubrieron, desde los sistemas manuales - que requieren lecturista, el tradicional mecánico (como sistema de referencia), el electromecánico con lector portátil y facturación - local o centralizada, hasta los sistemas automáticos con comunicación por líneas telefónicas y eléctricas. Se analizaron 20 sistemas y se calificaron según su costo, factibilidad técnica, seguridad, control y tiempo real de instalación. En la segunda etapa se concluyó que las alternativas más viables se podían agrupar en cuatro sistemas, por lo que se decidió desarrollar en la tercera etapa un medidor llamado de boleto electrónico, con tarifa reprogramable y un dosificador electrónico; el primero quedó a cargo del Instituto de Ingeniería y el segundo fue desarrollado por el Instituto de Investigaciones Eléctricas. El proceso de las tres primeras etapas aparece en el Cuadro 5.6.

Medición del Sistema de Alcantarillado

La medición oportuna y precisa de los fenómenos meteorológicos que afectan la operación del sistema de alcantarillado es necesaria para que, por una parte, se tomen mejores decisiones durante la operación del sistema y, por otra, se identifiquen con anticipación los elementos de la red que resultarán insuficientes para la correcta operación del sistema.

Una operación adecuada de la red de alcantarillado permite que se utilice con mayor eficacia la infraestructura instalada, y, por lo tanto, redunde en un ahorro de la capacidad instalada. Para lograr lo anterior, es necesario, como primer paso, instalar un sis

tema de adquisición de datos dotado con una red pluviométrica y con medidores de nivel y flujo instalados en puntos estratégicos de la red.

En la actualidad, la cuantificación de caudales que descargan en el sistema de alcantarillado del D.F., no es la adecuada, porque se deduce de las características de los equipos de bombeo del sistema y porque se carece de equipo de medición continua en las obras vertedoras y de control, lo cual ocasiona errores considerables. En 1979 y 1980 se hicieron estudios para implantar estaciones hidrométricas y se programó y adquirió equipo para algunas de ellas. Sin embargo, el programa de implantación de estaciones sufrió fuertes retrasos. En el cuadro 5.7 se muestran las estaciones propuestas para las descargas globales del sistema de alcantarillado y el estado en que se encuentran.

Medición en Plantas de Bombeo

Considerando la necesidad de medir los gastos reales de descarga de las plantas de bombeo del sistema de alcantarillado, se realizaron estudios mediante los cuales se concluyó que no es posible medir los volúmenes que manejan dichas plantas sin incurrir en erogaciones muy elevadas, ya que se carece de los factores adecuados para medir la entrada o la salida de agua de las plantas.

Como alternativa, se pensó en efectuar la medición en cada una de las bombas, pero se encontró que también era difícil llevarla a cabo, ya que en las tuberías de descarga no se dispone de la longitud recta necesaria para estabilizar el flujo; además, en los sistemas de medición tradicional existe la posibilidad de obstruir los orificios de los medidores, como los venturís, tubos cortos, boquillas y pitots, a causa de los sólidos en suspensión que allí se

CUADRO 5.7.-Medición de las descargas de aguas residuales y pluviales.

Nombre de la estación	En 1978	Propuesta		Costo de construcción en pesos de 1982
Portal de la salida del Emisor Central	Inexistente	Limnógrafo eléctrico en vertedor y apertura de compuertas	(1)	350,000 (2)
Gran Canal	Datos del equipo de bombeo	Estación de aforos	(1)	150,000 (3)
Obra de toma del Gran Canal	Regla	Limnógrafo eléctrico	(1)	En operación
Interceptor Poniente	Inexistente	Estación de aforos	(1)	1'500,000
Rfo Churubusco	Inexistente	Medición en rfo Magdalena, río Mixcoac y plantas de bombeo	(1)	2'750,000
Plantas de bombeo	Datos de equipo	Aforos con equipo de efecto Doppler		En evaluación
Colectores	Inexistente	Limnógrafos de burbujeo		En evaluación

(1) Con proyecto ejecutivo

(2) Costo parcial, ya que se aprovecharían instalaciones existentes

(3) Costo para terminación

encuentran. Con el fin de superar esta dificultad, se pensó en usar medidores de codo con celdas de presión, pero se enfrentó el mismo problema. Sin embargo, se encontró una alternativa interesante, ya que existen en el mercado sistemas modernos basados en el efecto Doppler, que se planeó emplearlos para medir los gastos en las tuberías de descarga de los equipos de bombeo. Estos equipos sólo pueden utilizarse en tuberías de acero o plástico, y con ellos se obtiene la velocidad media de circulación del líquido. Para la correcta operación del equipo, es requisito indispensable que el fluido lleve partículas sólidas en suspensión, las cuales son las que reflejan la señal emitida por el sensor del aparato; por ello, su aplicación en aguas negras es recomendable. En la actualidad se están probando equipos portátiles de este tipo para evaluar tanto su efectividad como su posible empleo.

Medición de Caudales en Colectores

El método que con mayor frecuencia se utiliza para la medición de estos caudales, es la colocación de vertederos en los pozos de visita. En los sistemas de alcantarillado de la ciudad de México este sistema no se puede usar porque, en primer lugar, el remanso necesario reduciría en mucho las pendientes que tienen las líneas, las cuales ya son pequeñas a causa de los hundimientos del subsuelo; en segundo lugar, durante la temporada de lluvias, época en la que más interesan las mediciones, los colectores trabajan a tubo lleno y la obstrucción de escurrimientos por los vertederos no es conveniente; por lo tanto, se decidió medir sólo el tirante de agua en los colectores e inferir con este dato los caudales. Para lograr lo anterior, se adquirieron equipos portátiles de tipo burbujeo, los cuales se encuentran en etapa de pruebas para observar su funcionamiento dentro del sistema.

Se encuentran en estudio los instrumentos y la técnica para medir flujos en tres colectores de drenaje urbano (Colectores 25 de julio, 11 y 24), con objeto de efectuar las calibraciones de los modelos de lluvia-escurrimiento y de tránsito de avenidas que se han desarrollado en la DGCOH.

CONCLUSIONES

El agua es el líquido vital, sin ella ningún ser puede sobrevivir en la Tierra y es por ello que desde los inicios de la historia ha sido motivo de desarrollo, pero a la vez ha originado conflictos por el hecho de tener su control.

Así es, desde los orígenes de la humanidad, ésta se ha preocupado por habitar en lugares cercanos a alguna fuente de agua con el fin de poder abastecerse y así sobrevivir. De esta forma, al hacer un recorrido por la historia, podemos ver como desde los chinos, egipcios y babilonios se preocupaban por controlar el agua, tanto para su uso en las ciudades, como para su uso en la agricultura, con el fin de tener mejores cosechas y así asegurar su alimento.

Al transcurrir el tiempo, los hombres, en su afán por controlar el agua, se percataron de la necesidad de realizar mediciones de los flujos para poder tener un control exacto y fué así como se fueron ideando diversos métodos de medición, teniendo hasta nuestros días, desarrollos en forma paralela a las ciencias, lo cual ha originado que se diseñen más prácticos y precisos métodos e instrumentos de medición.

Al contar con estos métodos e instrumentos el hombre ha podido controlar el abastecimiento de agua a sus ciudades, desde la captación, conducción, distribución y entrega a los usuarios tratan

do de emplear los instrumentos más adecuados en cada caso con el fin de no tener fugas y poder tener la mayor eficiencia en los sistemas, sin incrementar innecesariamente los costos.

Como se ha expuesto a lo largo de este trabajo, existen una gran cantidad de métodos e instrumentos, pero por sus diferentes características, en cuanto a material de fabricación, tamaño, facilidad o dificultad en su instalación y operación, precisión y costo, existen métodos más empleados, según el fin que se persiga durante la medición, entre los cuales podemos citar al Venturi, la Tobera, los Diafragmas, el Medidor de Flujo Ultrasónico, el Molinete, el canal Parshall y el Pitot.

Cada uno de estos instrumentos tienen ciertas características que los hacen tener ventajas y desventajas según el lugar en el que se les quiera emplear; así vemos como el Pitot por ser ligero, portátil y de fácil manejo es ideal para realizar mediciones periódicas en las líneas, pero debemos observar que tiene la desventaja de necesitar instalación especial en la tubería además de que está sujeto a errores del observador, lo cual hace que las mediciones sean poco precisas. Así mismo, el canal Parshall tiene la ventaja de poder ser usado tanto en líquidos limpios como sucios, pero tiene un costo alto. En cuanto a los Diafragmas son de bajo costo y fácil instalación, pero tiene altas pérdidas por fricción y solo se usa en tubería bridada. La Tobera tiene 60% mayor capacidad que el Diafragma y se puede usar en tubería no bridada, pero es más costosa que el Diafragma y es mayor la dificultad de instalación. En cuanto al Venturi las pérdidas por fricción son muy bajas, pero su costo es alto, tanto en fabricación como en instalación.

Teniendo esto en cuenta, se deberán analizar los objetivos que se persiguen y los recursos de que se dispone antes de elegir el instrumento adecuado para realizar las mediciones.

Por ejemplo, si se pretende conocer el comportamiento de un acuífero en una zona de pozos, es necesario conocer el volumen de explotación de cada pozo y la suma de todos los gastos, por lo que es recomendable instalar un medidor permanente en la descarga de -- los equipos de bombeo. Es importante señalar que como en este caso la finalidad de las observaciones es únicamente de control, no será necesario instalar un equipo de medición muy preciso, que solamente incrementaría el costo de adquisición. El control antes mencionado se llevaría a cabo al relacionar los volúmenes de extracción con -- las variaciones tanto del nivel estático como dinámico del acuífero.

Si se pretende establecer el control hidráulico de todo un sistema, es importante controlar, el volumen de explotación en las fuentes de abastecimiento, el volumen entregado al principio y al -- final de las líneas de conducción, las posibles entregas a poblaciones o derivaciones y el volumen suministrado a los usuarios. En este caso es recomendable establecer una medición continua con equipos de medición fijos, tomando lecturas periódicamente en cada una de las estaciones de aforo, para conocer la eficiencia del sistema en conjunto. La eficiencia del sistema será un indicador de la forma en que se está operando el sistema.

Como se mencionó anteriormente, para establecer una medi--- ción adecuada con fines de control, no es necesario pensar en equipos muy precisos, que encarecería nuestro sistema, pero sí una vigilancia permanente del sistema. Esta vigilancia debe realizarse, con un equipo de medición portátil, para la cual es necesario dejar las preparaciones pertinentes para poder instalar el equipo antes mencionado.

Generalmente se utiliza un equipo Pitot para verificar el -- funcionamiento de los medidores de gasto fijo, colocando la prepara

ción en no menos de diez diámetros antes o después del medidor de -
gasto y no debiendo existir ninguna pieza especial en por lo menos
diez diámetros antes o después del sitio de aforo con el equipo Pi-
tot.

Si como elemento primario del equipo de medición fijo se -
tiene un medidor de carga diferencial como el Venturi, Tobera o Dia-
fragma, que son dispositivos muy precisos, para verificar el funcio-
namiento del equipo en conjunto se recomienda instalar un manómetro
diferencial conectado al elemento primario, verificando el funciona-
miento del transmisor y receptor al calcular el gasto directamente
en el manómetro diferencial y comparándolo con el del receptor del
equipo de medición.

Este equipo de medición portátil también es práctico utili-
zarlo para conocer el comportamiento hidráulico de algunos componen-
tes de nuestro sistema, siendo necesario para ésto, dejar las prepa-
raciones para realizar dichas mediciones.

Por ejemplo, es muy útil para la realización de estudios hi-
drométricos facilitando con ésto la detección de problemas hidrául-
cos en nuestro sistema, como pudieran ser fugas o tomas no registra-
das, lo cual origina problemas en el sistema.

Cuando la medición es con fines de facturación, es impres-
cindible contar con un equipo de medición fijo de gran precisión en
el punto de entrega que nos permitirá calcular con mayor exactitud
el volumen que se entrega a los usuarios y, en consecuencia, hacer -
un cobro justo del servicio, evitando con ello conflictos entre las
partes afectadas. También aquí es necesario dejar una preparación
para verificar periódicamente el funcionamiento del equipo de medi-
ción de gastos, con un equipo portátil, siendo necesario efectuar -

las verificaciones más frecuentemente.

En resumen y como conclusión final, debido al alto costo que representa abastecer de agua a las ciudades y, sobre todo, a nuestra ciudad, la cual está situada tan lejos de las fuentes de abastecimiento y en la que tenemos tantos habitantes que requerimos del servicio, es de suma importancia contar con los métodos e instrumentos adecuados para poder efectuar correctamente las mediciones del gasto, con el fin de tener un control estricto sobre el agua extraída de los acuíferos, controlando las cantidades de agua que se envían hasta nuestra ciudad y teniendo un control adecuado, tanto en la distribución como en la entrega, con el fin de poder detectar fugas y tomas clandestinas, teniendo así una mayor eficiencia en el sistema y pudiendo realizar la facturación adecuada.

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

- 1.- HIDRAULICA
George E. Russell
Editorial C.E.C.S.A.
México, 1982
- 2.- MANUAL DE HIDRAULICA
Horace W. King & Ernest F. Brater
Editorial UTEHA
México, 1981
- 3.- HIDRAULICA GENERAL
Gilberto Sotelo Avila
Editorial Limusa
México, 1977
- 4.- OPEN-CHANNEL HYDRAULICS
Ven Te Chow
International Student Edition
Mc Graw Hill
Tokyo, 1959
- 5.- HISTORY OF HYDRAULICS
Hunter Rouse & Simon Ince
Iowa Institute of Hydraulic Research
Iowa, 1954
- 6.- HIDRAULICA
Albert Shlag
Editorial Limusa
México, 1982

- 7.- APUNTES DEL CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
Facultad de Ingenierfa de la UNAM
México, 1980

- 8.- APPLIED HYDRAULICS
H. Addison
John Wiley & Sons
New York, 1963

- 9.- INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS
Ray K. Linsley
Editorial C.E.C.S.A.
México, 1982

- 10.- MANUAL DE INSTRUMENTACION APLICADA
Douglas M. Considine
Editorial C.E.C.S.A.
México, 1983

- 11.- INSTRUMENTOS PARA MEDICION Y CONTROL
W. G. Holzbock
Editorial C.E.C.S.A.
México, 1982

- 12.- EL SISTEMA HIDRAULICO EN EL DISTRITO FEDERAL
"Un Servicio Público en Transición"
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
México, 1982

- 13.- ESTIMACION DE LA PRECISION DE LAS ESTRUCTURAS AFORADORAS
DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica,
Departamento del Distrito Federal
México, 1982

- 14.- SISTEMA DE CONTROL EN TIEMPO REAL PARA LA RED DE ABASTECI
MIENTO DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE MEXICO
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica,
Departamento del Distrito Federal, Instituto de Ingenie
rfa de la UNAM
México, 1980