

HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

Fecha	Duración	Tema	
Feb. 21,23 y 28	18 a 21 h c/día	1. CONCEPTOS Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES Propiedades de las fluidos Ecuaciones de la hidrostática Empuje en superficies Flotación Cinemática de los líquidos Principios básicos en el análisis hidrodinámico Ecuación de continuidad Ecuación de la energía Ecuación de la cantidad de movimiento Orificios y compuertas Vertedores	M. EN I. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO
Marzo 2 y 7	18 a 21 h c/día	2. ANALISIS DE TUBERIAS Aspectos generales Determinación de la pérdida de energía por fricción Pérdidas locales Conducto sencillo Redes abiertas Redes cerradas Problemas de aplicación	M. EN I. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO
Marzo 9 y 14	18 a 21 h c/día	3. HIDRAULICA DE CANALES Conceptos fundamentales Flujo uniforme Flujo variado Diseño hidráulico de canales Problema de aplicación	M. EN I. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO

HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Marzo 16 y 28	18 a 21 h c/día	4. FLUJO DE AGUA EN MATERIALES PERMEABLES Conceptos de permeabilidad Determinación de la permeabilidad Educación general de flujo de agua Redes de flujo Problemas de aplicación	ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN
Marzo 30 y Abril 4	18 a 21 h c/día	5. BOMBAS Conceptos básicos Selección del tipo de bomba Factores a considerar en la compra de bombas Operación del equipo de bombeo Problemas de aplicación	M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA
Abril 6,11 y 13	18 a 21 h c/día	6. CONTROL DE CAUCES Aspectos generales Determinación de gastos de diseño Recomendaciones para la rectificación y estabilización de cauces Problemas de aplicación.	DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO HIDRAULICA
APLICADA A LA CONSTRUCCION

ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN
Jefe del Departamento de Hidrología Subterránea
S. R. H.
Abraham González 3-4°
México 6, D.F.
Tel.: 546.66.36 y 566.24.90

M. EN I. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO
Gerente de Estudios
Consultores, S.A.
Insurgentes Sur 452
Col. Roma
México 7, D.F.
Tel.: 584.77.88

M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA
Jefe del Departamento de Ingeniería
Civil, Topográfica y Geodésica
Facultad de Ingeniería, UNAM
México 20, D.F.
Tel.: 548.96.69

DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO
Director Técnico
Consultores, S.A.
Insurgentes Sur 452 Despacho 509.
Col. Roma
México 7, D.F.
Tel.: 584.77.88



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA: CONCEPTOS Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES.

ING. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO.

Notas formadas del libro "Hidráulica General" Volumen I.

M. en Ing. Gilberto Sotelo Avila
Limusa 1976.

Febrero-Abril 1978.

1. CONCEPTOS Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES .

1.1 Propiedades de los fluidos

De acuerdo con el aspecto físico que tienen en la naturaleza, la materia se puede clasificar en tres estados: sólido, líquido y gaseoso, de los cuales los dos últimos se conocen como fluidos.

A diferencia de los sólidos, por su constitución molecular - los fluidos pueden cambiar continuamente las posiciones relativas de sus moléculas, sin ofrecer gran resistencia al desplazamiento entre ellas, aún cuando éste sea muy grande.

La definición anterior implica que si el fluido se encuentra en reposo en su interior no pueden existir fuerzas tangenciales a superficie alguna, cualquiera que sea su orientación, y que dichas fuerzas se presentan solo cuando el fluido esta en movimiento. Otra característica peculiar del fluido es que, como no tienen forma propia, adquiere la del recipiente que lo contiene.

Los fluidos poseen una propiedad característica de resistencia a la rapidez de deformación, cuando se someten a un esfuerzo tangencial, que explica su fluidez. Esta resistencia llamada viscosidad no sigue las mismas leyes de deformación de los sólidos, es decir, los esfuerzos tangenciales que se producen en un fluido no dependen de las deformaciones que experimenta, sino de la rapidez con que estas se producen.

Fuera de la clasificación general los fluidos pueden dividirse en líquidos y gases. Considerando que un líquido cualquiera tiene un volumen definido que varía ligeramente con la presión y la temperatura, al colocar cierta cantidad de aquel en un recipiente de mayor volumen, adopta la forma del mismo y deja una superficie libre o de contacto entre el líquido y su propio vapor, la atmósfera u otro gas presente. No sucede lo mismo si una cantidad igual de gas se coloca en el recipiente, pues este fluido se expande hasta ocupar el máximo volumen que se le permita sin presentar una superficie libre, sólo en estas condiciones el gas logra su equilibrio estático.

El análisis riguroso del comportamiento de un fluido debería considerar la acción individual de cada molécula; sin embargo, en las aplicaciones propias de la ingeniería el centro de interés reside sobre las condiciones medias de velocidad, presión, temperatura, densidad, etc., de ahí que en lugar de estudiar por separado la conglomeración real de moléculas, se supone que el flujo es un medio continuo, es decir una distribución continua de materia sin espacios vacíos.

1.1.1 Fuerzas que actúan en el interior de un fluido

Si en un fluido en movimiento se aísla idealmente un volumen V_C limitado por la superficie cerrada SC , como se indica en la fig 1.1, por la acción del medio que rodea al volumen V_C se generan fuerzas de diferente magnitud y dirección distribuida sobre toda la superficie SC , las cuales se designan como fuerzas de superficie.

Se considera sobre la superficie SC un elemento de área ΔA , que encierra al punto P y sobre el cual actúa la fuerza de superficie ΔF . La magnitud y orientación del elemento ΔA se puede representar por ΔA , vector normal a dicho elemento que, por convención, es de dirección positiva hacia afuera del volumen V_C . Evidentemente, la fuerza ΔF será tanto mas pequeña como reducida sea el área ΔA . Si el elemento ΔA se reduce indefinidamente en su magnitud, siempre alrededor del punto P , relación $\Delta F/\Delta A$ entre la fuerza y el elemento de área se aproxima a un valor límite que se designa esfuerzo específico o unitario o simplemente esfuerzo en el

punto P; esto es, se define como esfuerzo en el punto P, al límite siguiente :

$$S = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA}$$

Sus dimensiones son : $[S] = [FL^{-2}]$, generalmente $Kg/m^2, Kg/cm^2$.

El esfuerzo no sólo depende de la posición del punto P sino también de la orientación de ΔA en dicho punto. En general la fuerza ΔF en P podrá descomponerse en dos componentes : una normal ΔF_n y otra tangencial ΔF_t (fig 1.2) que siguiendo la definición, generarán un esfuerzo normal σ y otro tangencial τ (o cortante) respectivamente .

Además de las fuerzas de superficie, en cada punto del volumen VC actúan las fuerzas de cuerpo que pueden ser de diferentes tipos : de peso, electromagnéticas, etc. Estas fuerzas se refieren a la unidad de masa y se expresan por el vector $M = X_i + Y_j + Z_k$, referidas a un sistema de coordenadas cartesianas. Por ejemplo, si actúa exclusivamente la fuerza de peso el eje Z coincide con la vertical del lugar, las componentes de la fuerza de cuerpo son :

$$X = 0 \quad Y = 0 \quad Z = - \frac{Mg}{M} = -g$$

donde

g es la aceleración local de la gravedad

Se considera nuevamente el elemento del área ΔA que encierra al punto P, de la fig 1.3. Si se tiene un fluido en reposo en que no actúan fuerzas tangenciales sobre

el elemento de superficie considerando, en el punto P actúa exclusivamente una fuerza ΔF normal al elemento de superficie, y paralela al vector ΔA . Es claro que dicha fuerza será tanto mas pequeña como reducida sea el área ΔA del elemento considerado. Si ΔA se reduce de magnitud indefinidamente, la relación $\Delta F/\Delta A$ entre la magnitud de la fuerza y del área se aproxima a un valor límite que se designa como intensidad de presión o simplemente, presión; esto es, se define como presión en el punto P al límite siguiente :

$$- P = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA}$$

donde el signo negativo implica que la fuerza ΔF produce un esfuerzo de compresión. Las dimensiones de la presión corresponden también a las de un esfuerzo $[FL^{-2}]$

1.1.2 Temperatura

La magnitud de la temperatura se puede relacionar con la actividad molecular que resulta de la transferencia de calor.

Las escalas de medida se detienen en términos de la expansión volumétrica de ciertos líquidos, comúnmente el mercurio; como un ejemplo se puede tomar la escala de temperatura Celsius o de grados centígrados la cual se estableció de modo que el punto de congelación del agua corresponda al cero de la escala, y el de ebullición, en condiciones estándar a $100^\circ C$

1.1.3 Densidad y peso específico

La densidad ρ representa la masa de fluido contenida en la unidad de volumen; en

los sistemas absoluto y gravitacional sus dimensiones son $[ML^{-3}]$ y $[FT^2L^{-4}]$ respectivamente.

Desde un punto de vista matemático la densidad en un punto queda definida como :

$$\rho = \lim_{\Delta V \rightarrow 0} \frac{\Delta M}{\Delta V}$$

donde ΔM es la masa de fluido contenida en el elemento de volumen ΔV que rodea al punto.

Estrechamente asociado con la densidad está el peso específico γ que representa el peso de fluido por unidad de volumen; sus dimensiones son $[FL^{-3}]$

Ambas propiedades γ y ρ se relacionan mediante la ley

$$\gamma = g \rho$$

en que g designa la aceleración local de la gravedad, que resulta de aplicar la segunda ley de Newton a la unidad de volumen de fluido.

La densidad de los líquidos depende de la temperatura y es prácticamente independiente de la presión, por lo que se pueden considerar incomprensibles. Los valores estándar para ρ y γ son :

$$\rho = 101.97 \text{ Kg seg}^2/\text{m}^4; \gamma = 1000 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

que corresponden al agua pura a 4° C.

1.1.4 Viscosidad

La viscosidad de un fluido es una medida de su resistencia a fluir, como resultado de la interacción y cohesión de sus moléculas.

Si se considera el movimiento de un flujo sobre una frontera sólida fija, donde las partículas se mueven en líneas rectas paralelas, se puede suponer que el flujo se produce en forma de capas o láminas de espesor diferencial cuyas velocidades varían con la distancia y , normal a dicha frontera (fig 1.4)

Según Newton, el esfuerzo tangencial que se produce entre dos láminas separadas una distancia dy , y que se desplazan con velocidades (v) y $[v + (\partial v / \partial y) dy]$, vale

$$\tau = \mu \frac{\partial v}{\partial y}$$

De acuerdo con dicha ley, el esfuerzo tangencial es proporcional al gradiente transversal de velocidades $\partial v / \partial y$. La constante de proporcionalidad μ es una magnitud característica de la viscosidad del fluido y se conoce como viscosidad dinámica o simplemente, viscosidad.

Las dimensiones de la viscosidad dinámica, en el sistema absoluto, son $[ML^{-1}T^{-1}]$ y, en el gravitacional, $[FL^{-2}T]$

Para los cálculos prácticos es más conveniente relacionar la viscosidad dinámica del fluido y su densidad, con la fórmula

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

donde ν es la viscosidad cinemática y sus dimensiones son $[L^2 T^{-1}]$

1.1.5 Comprensibilidad

La comprensibilidad de un fluido es una medida de cambio de volúmenes y por lo -

tanto de su densidad, cuando se somete a diversas presiones.

El módulo de elasticidad volumétrica de un fluido, es análogo al módulo de la elasticidad lineal empleando para caracterizar la elasticidad de los sólidos, se define como el cambio de presión dividido entre el cambio asociado en el volumen o densidad por unidad de volumen o densidad, viendo una medida directa de la compresibilidad del fluido. Sus dimensiones son las de un esfuerzo $[FL^{-2}]$

1.2 Ecuaciones de la hidrostática

La estática de fluidos estudia las condiciones de equilibrio de los fluidos en reposo, y cuando se trata sólo de líquidos, se denominan hidrostática.

1.2.1 Ecuaciones de Euler

Se considera idealmente un elemento de fluido en forma prismática que encierra el punto P, donde la densidad es ρ y la presión p . Habiéndose elegido un sistema de coordenadas con el eje Z vertical, conviene orientar los lados de la partícula según los ejes del sistema, de tal manera que la presión se incremente en magnitudes diferenciales y genere las fuerzas indicadas en la fig. 1.5

Si la fuerza de cuerpo por unidad de masa de la partícula es $M = X_i + Y_j + Z_k$ el equilibrio de las fuerzas en la dirección x implica que

$$\left(\rho - \frac{1}{2} \frac{d\rho}{dx} dx\right) dy dz - \left(\rho + \frac{1}{2} \frac{d\rho}{dx} dx\right) dy dz + \rho X dx dy dz = 0$$

Al simplificar y hacer idénticos razonamientos en las restantes direcciones coordenadas, se obtiene el sistema de ecuaciones

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho X \quad \frac{\partial p}{\partial y} = \rho Y \quad \frac{\partial p}{\partial z} = \rho Z$$

Conocidas como las ecuaciones estáticas de Euler.

Si se considera que la única fuerza de cuerpo es la debida al campo gravitacional terrestre, sus componentes son $X = Y = 0, Z = -g$, y de las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g = -\gamma$$

Así se concluye que la presión dentro de un fluido en reposo varía solamente con la coordenada vertical Z , y es constante en todos los puntos contenidos en un mismo plano horizontal.

De las ecuaciones anteriores se deduce finalmente que

$$dp = -\rho g dz = -\gamma dz$$

1.2.2 Integración de las ecuaciones de Euler

En el caso de un líquido ($\rho = \text{constante}$), es posible integrar la ecuación anterior como sigue

$$\frac{p}{\gamma} + z = \text{constante}$$

La cual se conoce como ley de Pascal y permite calcular la distribución de presiones hidrostáticas en el seno de un líquido en reposo. Esa presión depende exclusivamente de la coordenada Z , es decir, de la altura de cada punto respecto de un nivel cualquiera elegido

Para dos puntos : el O coincidiendo con la superficie libre del líquido y otro cualquiera de elevación Z (ver fig 1.6), resulta

$$\frac{P_a}{\gamma} + Z_0 = \frac{P}{\gamma} + Z$$

La presión absoluta en el punto considerado es

$$p = p_a + \gamma (Z_0 - Z)$$

donde p_a representa la presión atmosférica sobre la superficie libre del líquido y $(Z_0 - Z)$ la profundidad del punto considerado. En la ecuación p corresponde a la presión absoluta del punto de que se trata y se mide a partir del cero absoluto de presiones. La presión atmosférica local depende de la elevación sobre el nivel del mar del lugar en que se encuentra el líquido.

Es más común medir la presión hidrostática utilizando como valor cero de referencia a la atmosférica local. La presión así medida se llama manométrica y las unidades más usuales son kg/cm^2 o bien, kg/m^2 .

La fig 1.7 ilustra los diferentes niveles de referencia para medir la presión; la atmosférica estándar a nivel del mar equivale a la producida en la base de una --

columna de agua de 10.33 m de altura.

Existen casos en que el líquido no es homogéneo, como las soluciones salinas de concentraciones variables o líquidos estratificados de temperatura variable. En estas condiciones, el equilibrio sólo es posible si los líquidos menos densos quedan arriba de los más densos.

En tales casos se pueden aplicar las ecuaciones para cada nivel determinando la presión como se indica en la fig 1.8

1.3 Empuje en superficies

Se considera un recipiente con un líquido en reposo, donde una de sus paredes tiene una inclinación θ respecto a la horizontal, como se indica en la fig 1.9. Sobre esta pared se delimita una superficie de área A para la cual se desea conocer la fuerza resultante debida a la presión hidrostática, así como su punto de aplicación o centro de presiones.

La fuerza resultante sobre la superficie A será :

$$P = \iint_A p \, dA = \gamma \iint_A z \, dA$$

es decir, el volumen de la cuña de distribución de presiones $abcd$ está limitada por el área A . La integral que aparece en la ecuación anterior es el momento estático del área respecto de la superficie libre del líquido y se puede expresar en términos del área A y de la profundidad de su centro de gravedad Z_G . El empuje hidrostático es entonces

$$P = \gamma A Z_G$$

Las coordenadas (x_k, y_k) del centro de presiones se obtiene cuando se iguala la suma de los momentos estáticos de las áreas diferenciales respecto de los ejes x y y , con el producido por la fuerza resultante. Para el eje x tenemos que

$$P y_k = \iint_A y \delta z dA$$

donde la integral representa el momento estático del volumen de la cuña de presiones respecto del eje x . De aquí se deduce que y_k coincide con la ordenada de la proyección K' del centro de gravedad S , de la cuña.

Se puede dar también una interpretación distinta y para ello se substituye $z = y \sin \theta$ en la ecuación anterior :

$$P y_k = \delta \sin \theta \iint_A y^2 dA$$

donde la integral es el momento de inercia del área A respecto del eje x , el cuál es también

$$I_x = \iint_A y^2 dA = \bar{I}_x + A y_G^2$$

en que \bar{I}_x es el momento de inercia del área respecto de un eje centroidal paralelo a x ; \bar{I}_x puede también expresarse como $\bar{I}_x = \bar{r}_x^2 A$, donde \bar{r}_x es el radio de giro de A respecto del eje centroidal paralelo a x . Por tanto, si se substituye la ecuación anterior, con

$z_G = y_G \sin \theta$, resulta

$$y_k = \frac{\bar{r}_x^2}{y_G} + y_G$$

Obsérvese que el centro de presiones se encuentra por debajo del centro de gravedad del área. Aunque tiene importancia secundaria, se puede calcular en forma -

análoga a X_k :

$$P X_k = \gamma \sin \theta \iint_A x y dA$$

La integral de esta ecuación representa el producto de inercia I_{xy} , del área respecto del sistema de ejes $x - y$; por tanto

$$X_k = \frac{I_{xy}}{Y_G A}$$

Generalmente, las superficies sobre las que se desea calcular el empuje hidrostático son simétricas respecto de un eje paralelo a y . Esto hace que $I_{xy} = 0$ y que el centro de presiones quede sobre dicho eje.

Problema 1.1 Calcular el empuje hidrostático y el centro de presiones sobre la pared de 2 m de ancho de un tanque de almacenamiento de agua, para los siguientes casos:

- pared vertical con líquido de un solo lado (fig 1.10);
- pared inclinada con líquido en ambos lados (fig 1.11);
- pared vertical con líquido en ambos lados (fig 1.12).

Solución a). En la fig. 1.10 se muestra la distribución de presiones hidrostáticas del agua sobre la pared vertical. La presión total para $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$, vale.

$$P = \gamma b h \frac{h}{2} = \gamma b \frac{h^2}{2} = 1 \times 2 \times \frac{2.4^2}{2}$$

$$P = 5.76 \text{ ton}$$

El empuje hidrostático es igual al volumen de la cuña de dis

tribución de presiones

La profundidad del centro de presiones

$$z_k = \frac{h^2 \times 2}{12 h} + \frac{h}{2} = \frac{2}{3} h = 1.6 \text{ m}$$

Este valor también es el de la profundidad del centro de gravedad de la cuña de distribución de presiones.

Solución b)

La distribución de presiones es lineal en ambos lados y de sentido contrario, siendo la distribución resultante como se muestra en la fig 1.11.

En la misma forma que en la solución (a), el empuje hidrostático sobre la pared es el volumen de la cuña de distribución de presiones de ancho b, indicada con el parea sombreada, - la cual se puede determinar calculando el área del triángulo de presiones de la izquierda menos el de la derecha.

Para el triángulo a la izquierda

$$P_1 = \gamma b \frac{h_1^2}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

aplicada a la distancia γk_1 , desde el punto A, entonces

$$\gamma k_1 = \frac{2}{3} \frac{h_1}{\operatorname{sen} \theta}$$

Para el triángulo a la derecha, se tiene que

$$P_2 = \gamma b \frac{h_2^2}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

aplicada a la distancia yk_2 desde el punto A, resulta

$$yk_2 = \frac{h_1 - (h_2/3)}{\text{sen } \theta}$$

El empuje total está representado por la cuña sombreada :

$$P = P_1 - P_2 = \gamma b \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 \text{ sen } \theta} =$$

$$= 1 \times 2 \frac{(2.4^2 - 1.4^2)}{2 \times 0.866} = 4.388 \text{ ton}$$

Tomando momentos de las fuerzas respecto del punto A, ob
tenemos

$$Py_k = \gamma b \frac{h_1^2}{2 \text{ sen } \theta} \times \frac{2}{3} \frac{h_1}{\text{sen } \theta} -$$

$$- \gamma b \frac{h_2^2}{2 \text{ sen } \theta} \frac{h_1 - (h_2/3)}{\text{sen } \theta}$$

Substituyendo el valor de P, yk se puede despejar y escribir
en la forma

$$yk = \frac{h_1}{\text{sen } \theta} - \frac{1}{3 \text{ sen } \theta} \frac{h_1^3 - h_2^3}{h_1^2 - h_2^2} =$$

$$= \frac{2.4}{0.866} - \frac{2.916}{3 \times 0.866} = 1.649 \text{ m}$$

Solución c)

Para el caso de la fig 1.12 es suficiente hacer $\theta = 90^\circ$ en las
ecuaciones anteriores, resultando

$$P = \gamma b \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} = 1 \times 2 \times$$

$$\times \frac{2.4^2 - 1.4^2}{2} = 3.8 \text{ ton}$$

$$y_k = z_k = h_1 - \frac{1}{3} \frac{h_1^3 - h_2^3}{h_1^2 - h_2^2} : \dots$$

$$y_k = 2.4 - \frac{1}{3} \frac{2.4^3 - 1.4^3}{2.4^2 - 1.4^2} = 1.428 \text{ m.}$$

Problema 1.2 Se desean obtener los empujes hidrostáticos por unidad de ancho, así como los centros de presiones sobre las caras a_1 y a_2 , del muro mostrado en la fig 1.13

Solución. Los empujes están representados por las áreas de las cuñas sombreadas

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma b a_1^2 =$$

$$= \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 1^2 = 0.5 \text{ ton}$$

$$P_2 = \gamma b \frac{a_1 + h}{2} a_2 =$$

$$= 1 \times 1 \frac{1 + 3}{2} \times 2.2 = 4.4 \text{ ton}$$

Los centros de presión coinciden con los de gravedad de las áreas de las cuñas sombreadas.

$$z_{k_1} = \frac{2}{3} a_1 = \frac{2}{3} \times 1 = 0.667 \text{ m}$$

$$y_{k_2} = \frac{a_2}{3} \frac{a_1 + 2h}{a_1 + h} = \frac{2.2}{3} \frac{1 + 6}{1 + 3} = 1.283 \text{ m}$$

$$z_{k_2} = a_1 + y_{k_2} \sin \theta = a_1 + y_{k_2} \left(\frac{h - a_1}{a_2} \right) = 1 + 1.283 \frac{2}{2.2} = 2.166 \text{ m}$$

Algunas ocasiones conviene descomponer el empuje hidrostático sobre una superficie en una componente vertical y otra horizontal, como se muestra en la fig 1.14.

La componente vertical es

$$P_z = \gamma \iint_A z \cos \theta \, dA$$

donde $\cos \theta \, dA$ es la proyección del elemento de superficie dA sobre un plano horizontal. Esto es, P_z es el peso de la columna vertical del líquido que se apoya sobre el área A . El punto de aplicación de esta fuerza queda en el centro de gravedad de dicha columna.

Se observa que si $90^\circ < \theta < 180^\circ$, entonces $\cos \theta < 0$; esto significa que P_z está dirigida de abajo hacia arriba y que la columna de líquido no existe físicamente, pero las presiones son ascendentes.

Las componentes horizontal de P vale :

$$P_x = \gamma \iint_A z \sin \theta \, dA$$

donde $\sin \theta \, dA$ es la proyección del elemento dA sobre un plano vertical. Por ello P_x es el empuje hidrostático que actúa en la proyección de la superficie A , sobre un plano vertical y, por tanto se localiza en el centro de gravedad de la cuña de presiones.

Problema 1.3 Determinar el empuje hidrostático P_2 , del problema 1.2, en términos de las componentes vertical y horizontal.

Solución

La componente vertical es igual al peso de la columna de líquido, es decir,

$$P_{2z} = \gamma b \left(\frac{a_1 + h}{2} \right) a_2 \cos \theta = 1 \times 1 \left(\frac{1+3}{2} \right) 2.2 \times 0.916 = 1.23 \text{ ton}$$

La horizontal es

$$P_{2x} = \gamma b \left(\frac{a_1 + h}{2} \right) \sin \theta = 1 \times 1 \left(\frac{1+3}{2} \right) 2.2 \times \frac{2}{2.2} = 4 \text{ ton}$$

El empuje total resultante vale

$$P_2 = \sqrt{P_{2z}^2 + P_{2x}^2} = \sqrt{1.83^2 + 4^2} = 4.4 \text{ ton}$$

Cuando es curva la superficie sobre la que se ejerce presión hidrostática, ésta - se puede proyectar sobre un sistema triortogonal de planos coordenados, convenientemente dispuesto, de manera que uno de ellos coincida con la superficie libre del líquido. Así, se procede a calcular el empuje hidrostático por separado sobre cada proyección.

Si los planos de las coordenadas $x-z$ y $y-z$ son verticales y el $x-y$ coincide con la superficie del líquido, las componentes del empuje hidrostático sobre la superficie curva son :

$$P_x = \gamma \iint_{A_x} z \, dA_x = \gamma (Z_G)_x A_x$$

$$P_y = \gamma \iint_{A_y} z \, dA_y = \gamma (Z_G)_y A_y$$

$$P_z = \gamma \iint_{A_z} z \, dA_z = \gamma Z_G A_z$$

donde A_x , A_y , A_z , son las áreas de las proyecciones de la superficie sobre los tres planos de coordenadas; $(Z_G)_x$ y $(Z_G)_y$ la profundidad del centro de gravedad de dichas proyecciones y Z_G la profundidad del centro de gravedad de la superficie - -

curva en el espacio, La última ecuación indica que P_z es igual al peso de la columna de líquido soportada por la superficie curva, y Z_G la altura de dicha columna - coincidente con su centro de gravedad.

Problema 1.4 Determinar el empuje hidrostático y el centro de presiones sobre la superficie cilíndrica AB, mostrada en la fig 1.15

Solución. La componente horizontal del empuje hidrostático sobre la - superficie cilíndrica, de ancho b, es igual al área sombreada del trapecio, es decir,

$$P_x = \gamma b D \left(z_0 + \frac{D}{2} \right)$$

y su posición corresponde a la profundidad del centro de - gravedad del trapecio :

$$z_k = \frac{D}{3} \frac{3z_0 + 2D}{2z_0 + D} + z_0$$

La componente vertical del empuje se puede obtener siguiendo este razonamiento: sobre la superficie BG se ejerce un - empuje vertical P_{z1} , ascendente, que equivale al peso de la columna virtual de líquidos sobre esa superficie, como se muestra en la fig 1.15. Sobre la superficie AG existe un - empuje vertical P_{z2} , descendente, que equivale al peso de la columna real de líquido sobre dicha superficie, como se

muestra en la misma figura. La resultante de ambas fuerzas es igual al empuje vertical total ascendente sobre toda la superficie ; esto equivale al peso de la columna virtual de líquido encerrado por la superficie AGB, y aplicada en el centro de gravedad del área encerrada. Resulta

$$P_z = \gamma b \frac{\pi}{8} D^2 \quad \alpha = 0.2122 D$$

El empuje total sobre la superficie será la resultante de las dos componentes :

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}$$

Esta fuerza debe ser radial al cilindro.

1.4 Flotación

En el caso de un cuerpo sólido cualquiera flotando en un líquido (fig...1.16) existe un estado de equilibrio debido a que el líquido ejerce sobre el cuerpo una presión ascendente de igual magnitud que el peso propio del cuerpo.

Se observa que las componentes horizontales de las fuerzas presión hidrostática se eliminan sin existir resultante horizontal alguna. Sólo existe la componente vertical P_z , la que se determina del equilibrio del cilindro vertical de sección transversal horizontal dAz , limitado por la superficie A que encierra al cuerpo. Sobre el punto 1 actúa la fuerza elemental $p_a dAz$; y sobre el punto 2 la fuerza elemental $(p_a + \gamma z) dAz$. La resultante de las fuerzas verticales ascendentes es :

$$P_z = \iint_{A_z} [(p_a + \delta z) dA_z - p_a dA_z] = \delta \iint_{A_z} z dA_z$$

La integral es igual al volumen v_s de la parte del cuerpo en flotación que se encuentra debajo de la superficie libre del líquido; esto es :

$$P_z = \delta v_s$$

La ecuación anterior es la interpretación matemática del conocido principio de Arquímedes : "Todo cuerpo sumergido en un líquido experimenta un empuje vertical - ascendente igual al peso del volumen de líquido desalojado". El punto de aplicación de dicho empuje coincide con el centro de gravedad del volumen desalojado y se conoce con el nombre de centro de flotación o de carena.

El equilibrio de un cuerpo flotante se clasifica en tres tipos.

Estable. Una fuerza actuante - por ejemplo el empuje del oleaje o del viento origina una inclinación lateral, pero cuando aquélla cesa el cuerpo vuelve a su posición original. Este tipo de equilibrio lo tienen los cuerpos de centro de gravedad bajo.

Inestable. La fuerza actuante origina el volteo brusco del cuerpo (zozobra), el cual después recupera una posición más o menos estable. Este equilibrio lo tienen aquellos cuerpos cuyo centro de gravedad es alto.

Indiferente. La fuerza actuante origina un movimiento de rotación continua del cuerpo, cuya velocidad es directamente proporcional a la magnitud de la fuerza y cuya duración es la misma que la de dicha fuerza. Este tipo de equilibrio lo poseen cuerpos cuya distribución de la masa es uniforme (por ejemplo, la esfera con posición

de flotación indiferente; el cilindro cuya posición de flotación es indiferente con su eje longitudinal en la dirección horizontal).

Las condiciones de equilibrio de un cuerpo flotante se explican con claridad utilizando como ejemplo un barco (como el mostrado en la fig 1.17) cuya superficie de flotación muestra una forma simétrica con un eje longitudinal y otro transversal. La rotación alrededor del primer eje se conoce como balanceo y, del segundo cabeceo.

En la posición de equilibrio (sin fuerzas ocasionales) sobre el barco actúa el peso W ejercido en el centro de gravedad G , además del empuje ascendente del líquido B que actúa en el centro de flotación o de carena, G_1 . Ambas fuerzas son iguales colineales y de sentido contrario.

Al producirse una fuerza ocasional el barco se inclina un ángulo θ y pasa a ocupar la posición mostrada en la fig 1.17b; el punto G , pasa ahora a la posición G_1' !

Por efecto de las cuñas sombreadas una que se sumerge y otra que emerge por encima de la línea de flotación - se origina un movimiento producido por las fuerzas F_1 y F_2 . El empuje ascendente total B , en su nueva posición G_1' , es la resultante de B en su posición original y las fuerzas $F_1 = F_2$ por efecto de las cuñas.

El momento de la fuerza resultante con respecto a G_1 será igual a la suma algebraica de los momentos de sus componentes, por lo cual se cumple que

$$h = \frac{F_1 f}{B}$$

Al elemento de volumen: $y dA = X \tan \theta dA$, corresponde un momento de desequilibrio $dM = \gamma x^2 dA \tan \theta$: el momento de la fuerza B con respecto a O es entonces:

$$F, f = \gamma \tan \theta \iint_A x^2 dA = \gamma \tan \theta I_z$$

donde I_z representa el momento de inercia del área de la sección del barco a nivel de la superficie de flotación \overline{ab} con respecto al eje longitudinal z del mismo que pasa por O.

Substituyendo las ecuaciones anteriores resulta que

$$n = \frac{\gamma \tan \theta I_z}{B}$$

además, siendo $B = \gamma V_0$, donde V_0 es el volumen desplazado por el barco, se obtiene

$$n = \frac{\tan \theta I_z}{V_0}$$

El par de fuerzas B y W producen un momento $M_1 = W h \sin \theta$, que tratará de volver al barco a su posición original o de voltearlo más, hasta hacerlo zozobrar.

Para predecir el comportamiento del barco es importante conocer la posición del punto m, de intersección de B en G_1 , con el eje y del barco inclinado; punto que se denomina metacentro y la altura metacéntrica se indica con h. A medida que h aumenta es más estable la flotación del cuerpo, es decir, más rápidamente tratará de recobrar su posición original.

El equilibrio es estable si el punto m queda arriba del punto G ($h > 0$) y es inestable si m queda abajo de G; por tanto, la estabilidad del barco exige que sea $h > 0$,

esto es:

$$h = \frac{n}{\sin \theta} - h_0 = \frac{\tan \theta I_z}{\sin \theta V_0} - h_0 > 0$$

Siendo θ pequeño, $\sin \theta \doteq \tan \theta$ y entonces

$$h_0 < \frac{n}{\sin \theta}$$

$$h_0 < \frac{I_z}{V_0}$$

Problema 1.5 Estimar las condiciones de estabilidad del cajón cuyas dimensiones se indican en la fig 1.18 : peso $W = 2.88$ ton; altura del centro de gravedad, medida desde la base del cajón, 0.30 m.

Solución

Estabilidad respecto del eje A-A.

El momento de inercia del área de flotación respecto del eje A-A es :

$$I_A = \frac{1.8 \times 4^3}{12} = 9.6 \text{ m}^4$$

y la profundidad de flotación :

$$C = \frac{W}{\gamma A} = \frac{2.88}{1 \times 1.8 \times 4} = 0.4 \text{ m}$$

La distancia entre el centro de gravedad G (del cajón) y el centro de flotación, vale $h_0 = 0.3 - 0.2 = 0.10$ m.

La altura metacéntrica, es

$$h = \frac{9.6}{2.88} - 0.10 = 3.23 \text{ m} > 0$$

Esto es, el cajón es estable por lo que se refiere al volteo alrededor del eje transversal.

Estabilidad respecto del eje B-B. $I_B = \frac{4 \times 1.8^3}{12} = 1.94 \text{ m}^4$

$$h_B = \frac{1.94}{2.88} - 0.1 = 0.57 \text{ m} > 0 \quad \text{Estable también.}$$

Problema 1.6 Determinar el empuje hidrostático sobre la compuerta radial mostrada en la figura, para los datos siguientes $h_1 = 5\text{ m}$; $h_2 = 2\text{ m}$; $h = h_1 - h_2 = 3\text{ m}$; $a = 0.943\text{ m}$; $a' = 1.5\text{ m}$, $R = 3\text{ m}$; $b = 5\text{ m}$; $\alpha = 15^\circ$

Problema 1.7 Una cortina de concreto tiene las siguientes dimensiones : $H_1 = 12\text{ m}$; $H_0 = 3\text{ m}$; $a = 1\text{ m}$; $b = 2\text{ m}$; el tirante, aguas abajo, $H_2 = 3\text{ m}$. Considerando que el terreno es permeable, para prevenir la infiltración por debajo de la cortina se construyó una pantalla impermeable. Calcular el momento de volteo de la cortina respecto del punto O, considerando las supresiones sobre la base de la cortina, de acuerdo con los valores que se indican en la figura. Hacer los cálculos por metro de longitud de cortina.

Problema 1.8 Un pontón se va construir con tambores de gasolina de 0.5 m de diámetro en los ejes verticales. Los tambores tienen sus ejes distantes 1.8 m a lo largo de cada borde del puente y se sumergen 0.75 m cuando el puente está cargado. ¿Qué distancia s se requiere para una altura metacéntrica de 0.9 m , cuando $GG_1 = 1.2\text{ m}$? G representa el centro de gravedad del cuerpo y G_1 si centro de carena.

Problema 1.9 Un lanchón tiene forma de un paralelepípedo rectangular de $9.2 \times 24.5 \times 2.45\text{ m}$; pesa 500 ton cargado y tiene su centro de gravedad a 3 m del fondo. Hallar la altura metacéntrica para la rotación alrededor del eje x , así como deter

minar si es estable. Cuando el lanchón gire 5° alrededor de este eje, ¿Cuál será el par de equilibrio?

1.5 Cinemática de los líquidos

La cinemática de los líquidos trata del movimiento de sus partículas, sin considerar la masa ni las fuerzas que actúan, en base al conocimiento de las magnitudes cinemáticas : velocidad, aceleración y rotación.

1.5.1 Los campos de un flujo

Un campo de flujo es cualquier región en el espacio donde hay un fluido en movimiento, a condición de que la región o subregión del flujo quede ocupada por el fluido.

En cada punto del campo de flujo es posible determinar o especificar una serie de magnitudes físicas, ya sean escalares, vectoriales o tensoriales, que forman a su vez campos independientes o dependientes dentro del flujo.

Un campo escalar se define exclusivamente por la magnitud que adquiere la cantidad física a la cual corresponde; ejemplos : presión, densidad y temperatura.

En un campo vectorial, además de la magnitud, se necesita definir una dirección y un sentido para la cantidad física a la que corresponde; esto es, tres valores escalares. La velocidad, la aceleración y la rotación son ejemplos de campos vectoriales. Finalmente, para definir un campo tensorial se requieren nueve o más componentes escalares ; ejemplos : esfuerzo, deformación unitaria, y momento

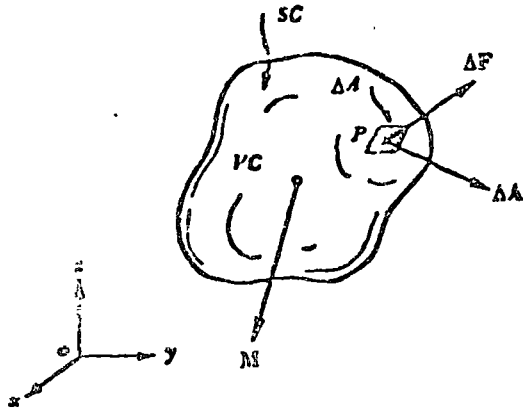


Fig. 1.1

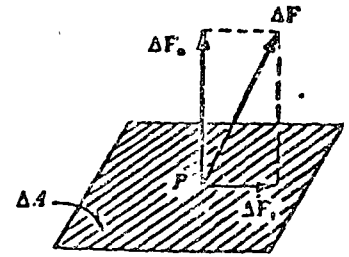


Fig. 1.2

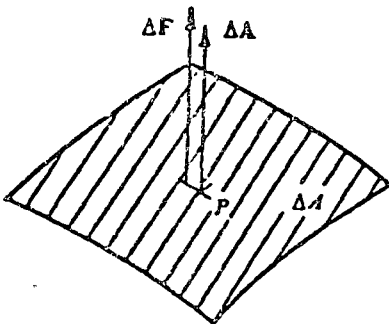


Fig. 1.3

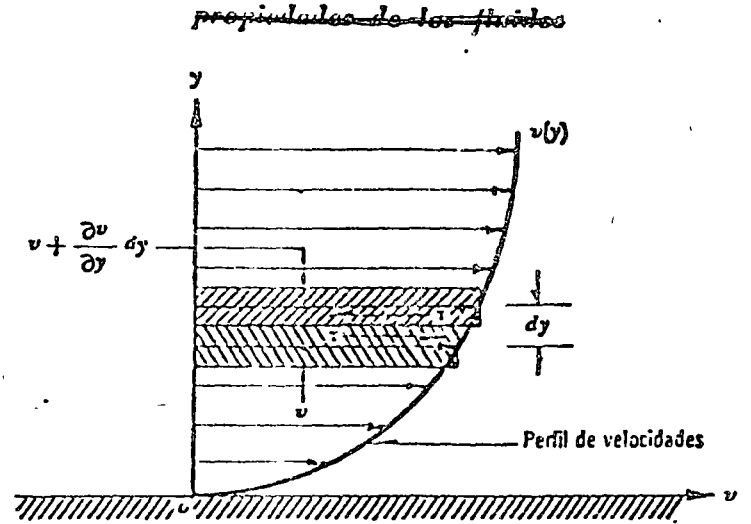


Fig. 1.4

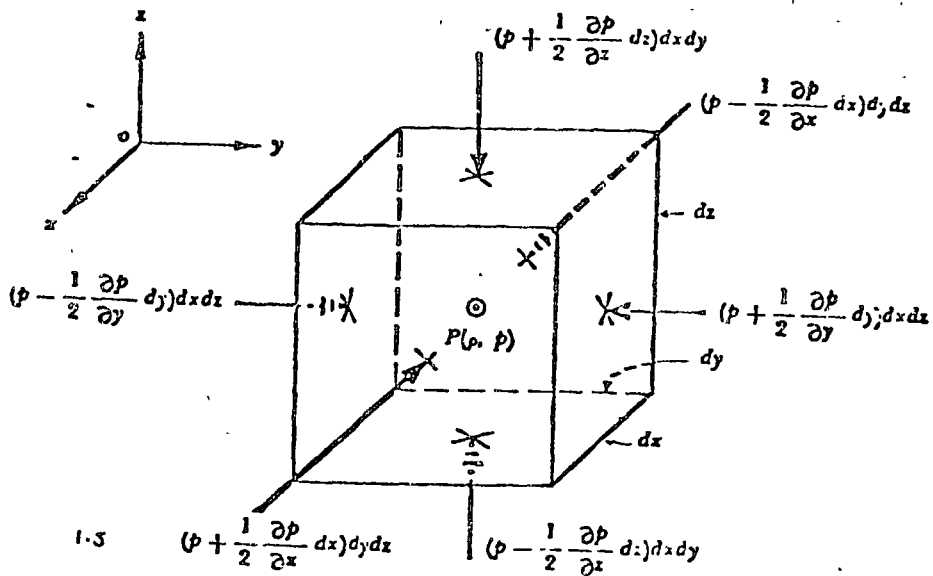


Fig. 1.5

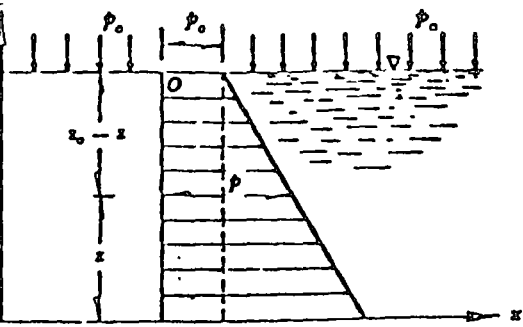


Fig. 1.6

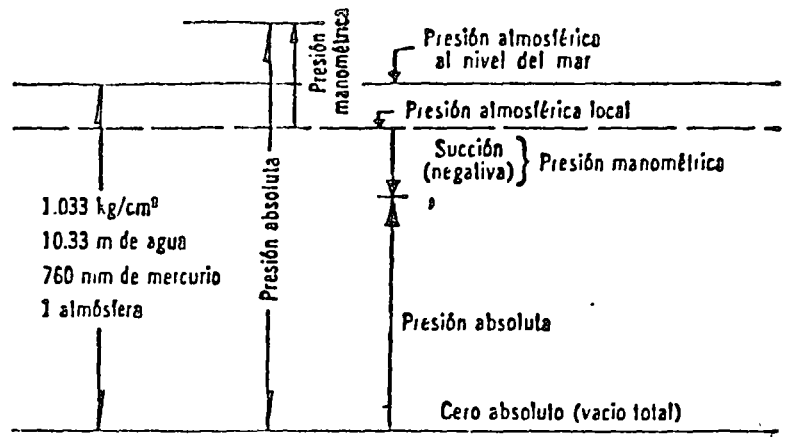


Fig. 1.7

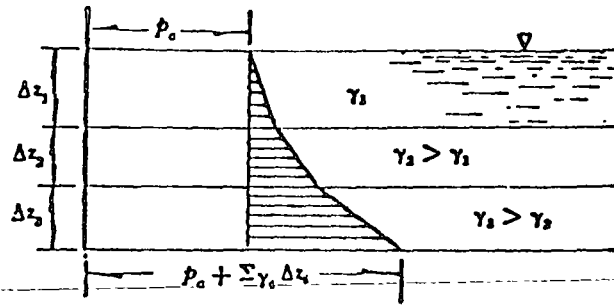


Fig. 1.8

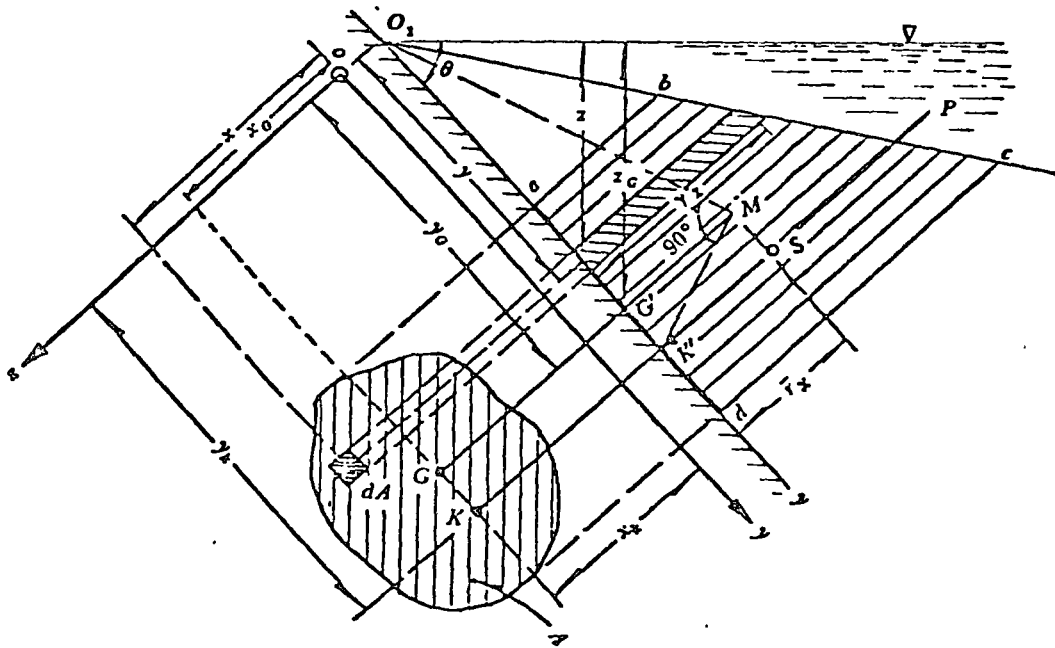


Fig. 1.9

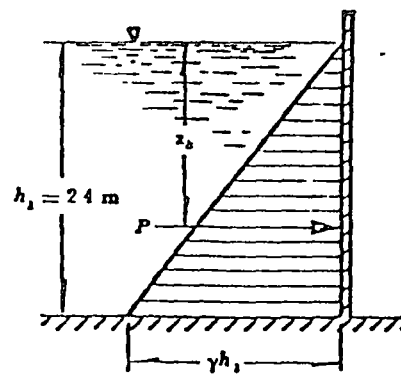
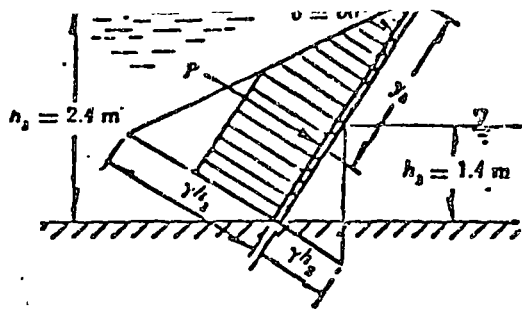
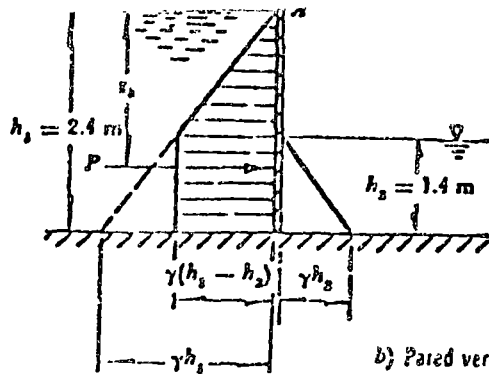


Fig. 1.10



a) Pared inclinada

Fig. 1.11



b) Pared vertical

Fig. 1.12

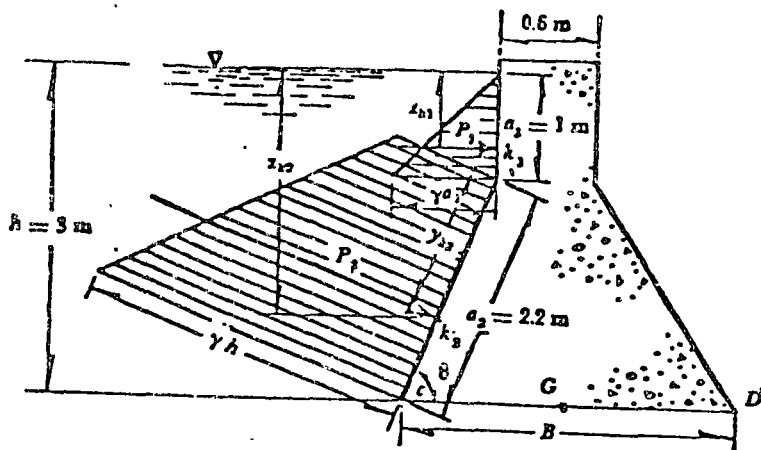


Fig. 1.13

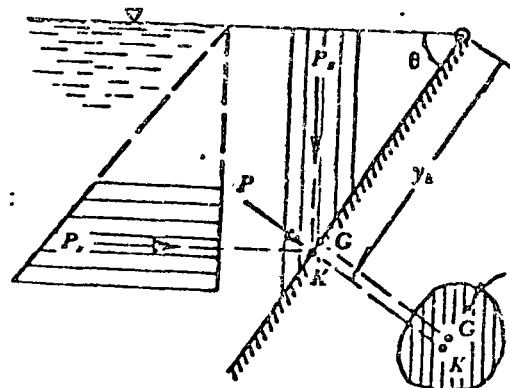


Fig. 1.14

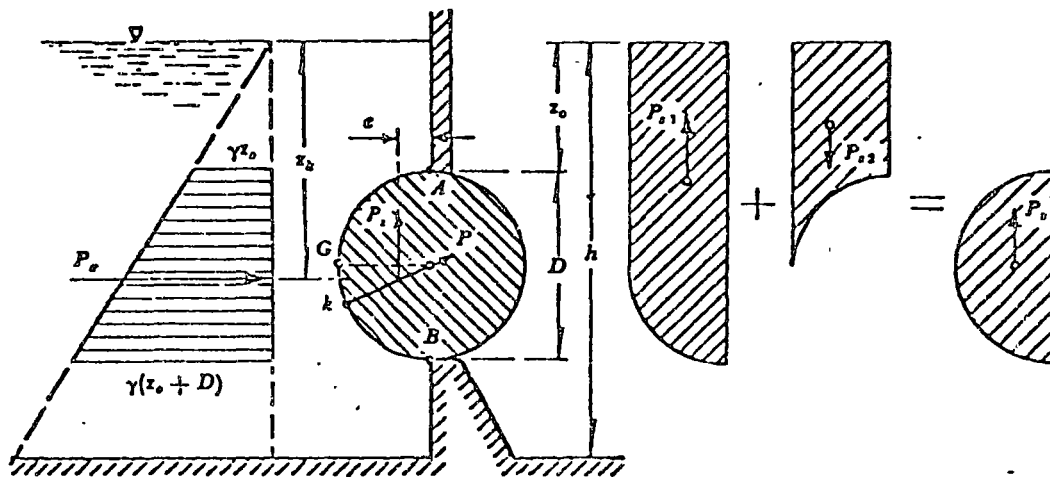


Fig. 1.15

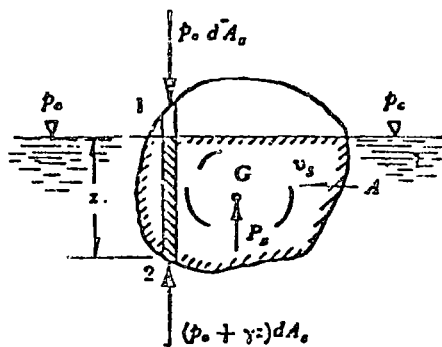


Fig. 1.16

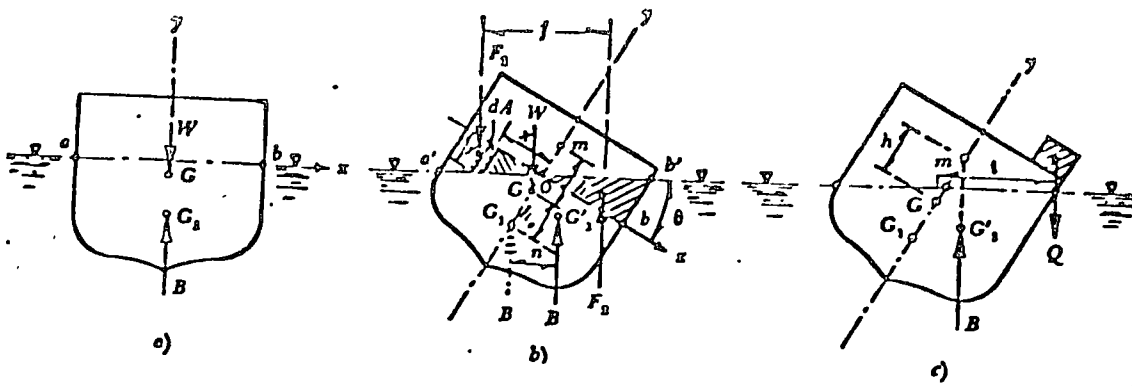


Fig. 1.17

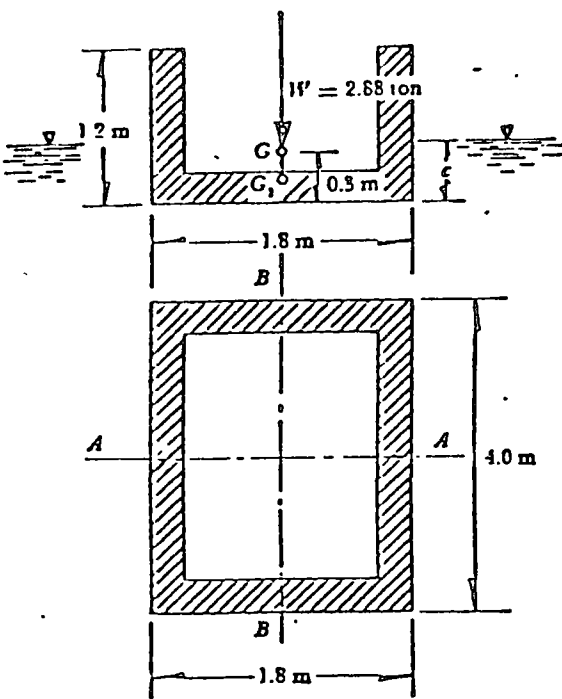
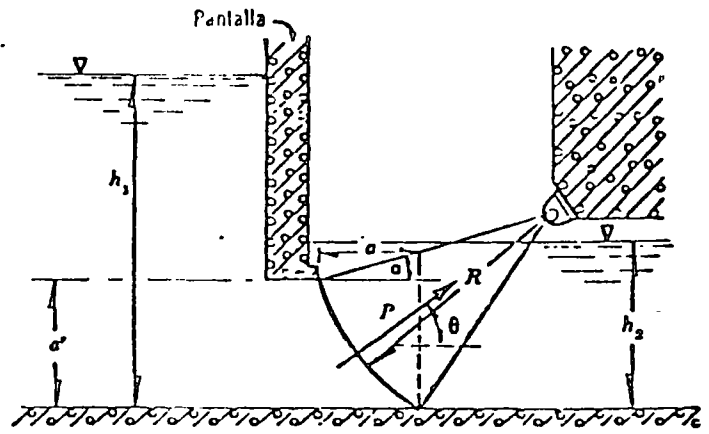
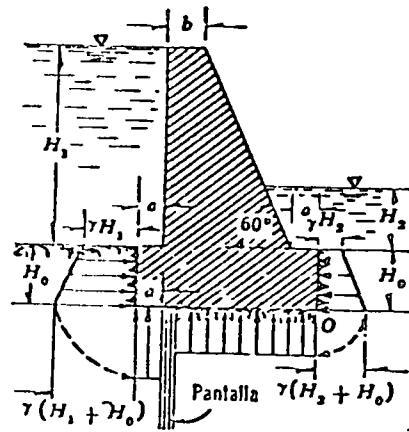


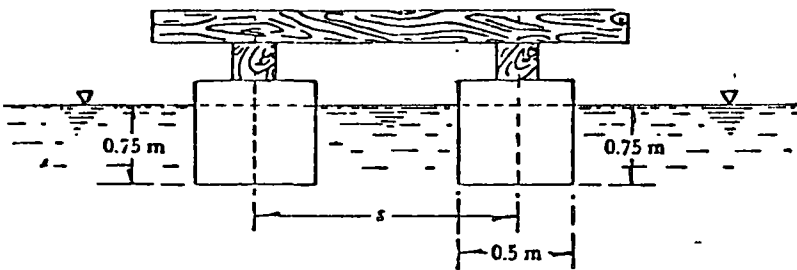
Fig. 1.18



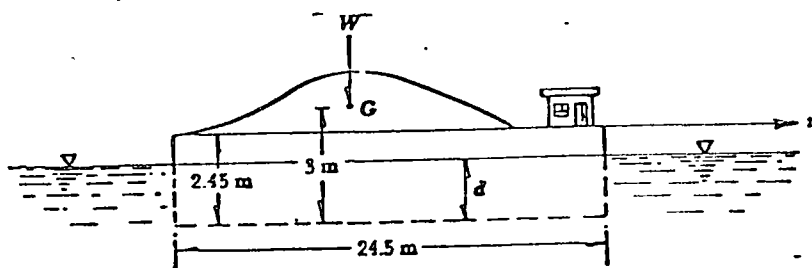
Problema 1.6



Problema 1.7



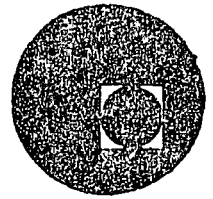
Problema 1.8



Problema 1.9



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA: CONCEPTOS Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES
(continuación).

ING. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO.

Notas formadas del libro "Hidráulica General" Volumen I.
M. en Ing. Gilberto Sotelo Avila
Limusa 1976.

Febrero-Abril 1978.

de inercia.

Las magnitudes físicas de los campos escalares y vectoriales de un campo de flujo son – en general – funciones de punto y del tiempo, ya que su magnitud puede variar no sólo de un punto a otro sino también (en un punto fijo) de un instante a otro.

1.5.2 Clasificación de los flujos

Existen diferentes criterios para clasificar un flujo. Este puede ser permanente o no permanente; uniforme o no uniforme; tridimensional; bidimensional o unidimensional; laminar o turbulento; incomprensible o comprensible ; etcétera. Aunque no los únicos, si son los flujos más importantes que clasifica la ingeniería. En general, las propiedades de un fluido y las características mecánicas del mismo serán diferentes de un punto a otro dentro de su campo; además, si las características en un punto determinado varían de un instante a otro, el flujo es no permanente. Por el contrario, será un flujo permanente si las características en un punto permanecen constantes para cualquier instante; o bien, si las variaciones en ellas son muy pequeñas con respecto a sus valores medios y éstos no varían con el tiempo.

El flujo permanente es más simple de analizar que el no permanente, por la complejidad que adiciona el tiempo como variable independiente. Sin embargo, en la práctica el flujo permanente es la excepción más que la regla; no obstante, mu-

chos problemas se pueden estudiar suponiendo que el flujo es permanente, aun cuando existan pequeñas fluctuaciones de velocidad o de otras características con el tiempo, siempre que el valor medio de cualquier característica permanezca - constante sobre un intervalo razonable.

Si en un instante particular el vector velocidad es idéntico en cualquier punto del flujo, se dice que el flujo es uniforme.

En caso contrario, el flujo es no uniforme y los cambios en el vector velocidad - pueden ser en la dirección del mismo o en direcciones transversales.

Este último tipo de - no uniformidad - siempre se encuentra cerca de fronteras sólidas por efecto de la viscosidad; sin embargo, en hidráulica suele aceptarse la uniformidad o no uniformidad del flujo cuando se refiere a la variación de la velocidad media en la dirección general del movimiento.

El hecho de que un flujo sea permanente no significa necesariamente que éste sea uniforme; pueden así ocurrir las cuatro diferentes combinaciones posibles.

El flujo puede clasificarse en tridimensional, bidimensional y unidimensional.

Es tridimensional cuando sus características varían en el espacio, o sea que los gradientes del flujo existen en las tres direcciones; éste es el caso más general de flujo. Es bidimensional cuando sus características son idénticas sobre una familia de planos paralelos, no habiendo componentes en dirección perpendicular a dichos planos, o bien ellas permanecen constantes; es decir, que el flujo tiene -

gradiente de velocidad o de presión (o tiene ambos) en dos direcciones exclusivamente. 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. El flujo de un fluido real no puede ser completamente unidimensional debido al efecto de la viscosidad, ya que la velocidad en una frontera sólida es igual a cero, pero en otro punto es distinta de cero; sin embargo, bajo la consideración de valores medios de las características en cada sección, se puede considerar unidimensional. Esta hipótesis es la más importante en hidráulica, por las simplificaciones que trae consigo.

La clasificación de los flujos en laminar y turbulento es un resultado propiamente de la viscosidad del fluido ; y no habría distinción entre ambos en ausencia de la misma. El flujo laminar se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas perfectamente definidas - no necesariamente paralelas- sin existir mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas. Si se inyecta colorante (de la misma densidad que el líquido) dentro de un flujo laminar, éste se mueve como un filamento delgado que sigue las trayectorias del flujo (fig 1.19a)

En un flujo turbulento, las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas sin seguir un orden establecido (fig 1.19 b). Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento gener

nal, las cuales no son constantes sino que fluctúan con el tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aun cuando el flujo general se permanente. Esto se explica por el hecho de que la permanencia respecto del tiempo se refiere a los valores medios de dichas componentes en un intervalo grande. Las componentes transversales de la velocidad en cada punto origina un mezclado intenso de las partículas que consume parte de la energía del movimiento por efecto de fricción interna y que también, en cierto modo, es resultado de los efectos viscosos del fluido.

Un flujo se considera incomprensible si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables; en caso contrario, el flujo es comprensible. Los líquidos y gases a bajas velocidades pueden ser considerados incomprensibles.

En la práctica, sólo en los problemas de golpe de ariete es necesario considerar que el flujo de un líquido es comprensible.

1.5.3 Línea de corriente, trayectoria y tubo de flujo

Se supone que en un instante t_0 se conoce el campo de velocidades v , de un flujo. Se define como línea de flujo o de corriente toda línea trazada idealmente en el interior de un campo de flujo, de manera que la tangente en cada uno de sus puntos proporcione la dirección del vector velocidad correspondiente al punto mismo (fig 1.20). Con la excepción de eventuales puntos singulares, no existe posibilidad de que dos líneas de corriente se intersequen, pues ello significaría que en

el punto de intersección existieran dos vectores v distintos.

Se observa que esta definición se refiere a las condiciones de un flujo no permanente en un instante particular. Al cambiar de un instante a otro la configuración de las líneas de corriente será, por supuesto, distinta.

Se considera ahora, dentro del flujo, la curva C cualquiera de la fig 1.21 (que no sea línea de corriente) y las líneas de corriente que pasan por cada punto de esa curva. La totalidad de estas líneas están contenidas en una superficie que se denomina superficie de flujo o de corriente.

Si la curva C es cerrada, la superficie de corriente formada adquiere el nombre de tubo de flujo y, el volumen encerrado por esta superficie, el de vena fluida.

La trayectoria de una partícula es la línea que une los puntos de posición sucesivamente ocupados por dicha partícula en el transcurrir del tiempo (fig 1.20)

1.5.4 Concepto de gasto o caudal

En la fig 1.22, un elemento dA , de la superficie S (limitada por la curva C) y que contiene al punto cualquiera P , se puede representar por el vector diferencial de superficie :

$$dA = dA n$$

donde n se define como un vector unitario normal a la superficie en el punto P , - cuyo sentido positivo se establece por convención .

La velocidad v que corresponde al punto P tiene en general una dirección distinta

a la de dA .

En un intervalo dt , el volumen de fluido que atraviesa el elemento de superficie dA queda determinado por el producto escalar de los vectores : el diferencial de arco ds sobre la línea de corriente que pasa por P y el vector diferencial de superficie dA .

Entonces , considerando que $ds = v dt$, el volumen de fluido que pasa a través del elemento dA vale :

$$dv = ds \cdot dA = v \cdot dA dt$$

El flujo de volumen a través de toda la superficie S queda definido por la ecuación.

$$Q = \frac{dv}{dt} = \iint_A v \cdot dA$$

cuyas dimensiones son $[L^3 T^{-1}]$. Este flujo de volumen se conoce como gasto o caudal.

Si en un flujo la superficie S se escoge de modo que las líneas de corriente sean normales a ella en cada punto, el gasto se puede calcular de la manera siguiente :

$$Q = \iint_A v dA$$

Se llama velocidad media, a través de la superficie S de área A , al promedio - calculado así

$$V = \frac{\iint_A v \cdot dA}{A} = \frac{Q}{A}$$

y equivale a suponer que la velocidad se distribuye uniformemente sobre toda la superficie, con un valor constante V y en dirección perpendicular a la misma.

1.6 Principios básicos en el análisis hidrodinámico

En la mecánica de fluidos los métodos de análisis consideran la capacidad de un flujo para transportar materia y el mecanismo por el que cambia sus propiedades de un lugar a otro, para lo cual se establece como axioma que en los fluidos se satisfagan los principios básicos de la mecánica del medio continuo, a saber :

- a) Conservación de la materia (principios de continuidad).
- b) Segunda ley de Newton (impulso y cantidad de movimiento)
- c) Conservación de la energía (primera ley de la termodinámica).
- d) Segunda ley de la termodinámica.

El principio de la conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la primera ecuación fundamental o de continuidad, que admite diferentes simplificaciones de acuerdo con el tipo de flujo de que se trate o de las hipótesis que se deseen considerar.

La segunda ley de Newton establece la relación fundamental entre la resultante de las fuerzas que actúan sobre una partícula y la variación en el tiempo de la cantidad de movimiento. De acuerdo con la forma en que se aplique, puede conducir a dos ecuaciones : la primera (componente escalar según el flujo) llamada de la energía, permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del flujo y las cantidades disipadas en energía calorífica que, en el

caso de los líquidos, no se aprovecha. La segunda, de tipo vectorial llamada del impulso y cantidad de movimiento, permite determinar alguna de las fuerzas que producen el flujo si se conoce el cambio en la cantidad de movimiento y las restantes fuerzas.

1.7 Ecuación de continuidad para una vena líquida

La vena líquida mostrada en la Fig 1.2.3 está limitada por la superficie 3 (que generalmente coincide con una frontera sólida, o por ésta y una superficie libre) 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 de dirección tangencial al eje de la vena.

Se considera el volumen elemental de líquido limitado lateralmente por la superficie que envuelve a la vena líquida, así como por dos secciones transversales normales al eje de la vena, separadas la distancia ds , donde s representa la coordenada curvilínea siguiendo el eje de la vena.

La cantidad neta de masa que atraviesa la superficie de frontera, del volumen elemental es estudio es :

$$\rho V A + \frac{\partial (\rho V A)}{\partial s} ds -$$

$$- \rho V A = \frac{\partial (\rho V A)}{\partial s} ds$$

y la rapidez con que varía la masa dentro del mismo, es $\partial(\rho A ds) / \partial t$. Por tanto, el principio de conservación de la masa establece que

$$\frac{\partial(\rho V A)}{\partial s} ds + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A ds) = 0 \quad (4.4)$$

Sin cometer prácticamente error se puede aceptar, en la mayoría de los problemas que la longitud ds del elemento de volumen considerado, no depende del tiempo. Es te puede salir de la derivada del segundo término de la ecuación anterior y simplificarse con el que aparece en el primero, de lo cual resulta :

$$\frac{\partial(\rho V A)}{\partial s} + \frac{\partial(\rho A)}{\partial t} = 0$$

y desarrollando las derivadas parciales

$$\frac{\partial V}{\partial s} + \frac{1}{A} + \frac{dA}{dt} + \frac{1}{\rho} \frac{d\rho}{dt} = 0$$

que es la ecuación de continuidad para una vena líquida donde se produce un flujo no permanente y compresible. Un ejemplo clásico de su aplicación lo constituye el problema de golpe de ariete. En problemas de flujo no permanente a superficie libre (tránsito de ondas de avenida en canales y de mareas en estuarios), donde se considera que el líquido es incompresible, desaparece el último término de la ecuación.

Si el escurrimiento es permanente las derivadas con respecto a t que aparecen en la ecuación se eliminan y esta ecuación resulta :

$$\frac{\partial(\rho V a)}{\partial s} = 0$$

o bien

$$\rho V A = \text{constante}$$

Si, además, el fluido es incomprensible :

$$V A = \text{constante}$$

Esto significa que es constante el gasto que circula por cada sección de la vena lí

quida en un flujo permanente; o bien, que para dos secciones transversales 1 y 2

de la misma, se cumple lo siguiente :

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2$$

Problema 1.10 En la fig. 1.24 se muestra la bifurcación de un tubo circular que tiene los diámetros indicados. El agua que escurre dentro del tubo, entra en A y sale en C y D. Si la velocidad media en B es de 0.60 m/seg, y en C es de 2.70 m/seg, calcular las velocidades medias en A y D; el gasto total; y el gasto en cada rama de la tubería.

Solución

La ecuación de continuidad (4.5) aplicada a la vena líquida

considerada en la fig 1.24 conduce que :

$$V_A \frac{\pi D_A^2}{4} = V_B \frac{\pi D_B^2}{4}$$

de donde

$$V_A = 0.60 \left(\frac{0.30}{0.15} \right)^2 = 2.40 \text{ m/seg}$$

En forma análoga :

$$V_B \frac{\pi D_B^2}{4} = V_C \frac{\pi D_C^2}{4} + V_D \frac{\pi D_D^2}{4}$$

$$V_D = 0.60 \left(\frac{0.30}{0.05} \right)^2 - 2.7 \left(\frac{0.10}{0.05} \right)^2 =$$

$$= 21.6 - 10.8 = 10.8 \text{ m/seg}$$

El gasto total es

$$Q = V_A \frac{\pi D^2 A}{4} = V_C \frac{\pi D^2 c}{4} + V_D \frac{\pi D^2 D}{4}$$

$$Q = 2.4 \times 0.785 \times 0.0225 = 0.042 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El gasto por el tubo C es entonces :

$$Q_C = V_C \frac{\pi D^2 c}{4} = 2.70 \times 0.785 \times$$

$$\times 0.01 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y el gasto por el tubo D, el siguiente :

$$Q_D = V_D \frac{\pi D^2 D}{4} = 10.8 \times 0.785 \times$$

$$\times 0.0025 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Esto es, el gasto total vale

$$Q = Q_C + Q_D = 0.021 + 0.021 =$$

$$= 0.042 \text{ m}^3/\text{seg}$$

que comprueba el resultado anterior.

1.8 Ecuación de la energía para una vena líquida

El considerar que los valores de z , ρ , P , h_r y v , sobre una línea de corriente ideal que coincidiera con el eje de una vena líquida, fueran representativos de cada sección, no implicaría un error apreciable y sería igualmente válida para la vena lí -

quida de la fig 1.25. Esta consideración es suficientemente precisa por lo que respecta a los términos que contienen las cuatro primeras magnitudes, pero será menos exacta en lo que se refiere a los que contienen a v . Puesto que en la ecuación, el término $v^2/2g$ representa la energía cinética que posee la unidad de peso la que corresponde al peso del líquido que atraviesa el área dA en la unidad de tiempo - será : $\gamma v dA v^2/2g$. En la misma forma, la energía cinética que posee todo el peso del líquido que fluye a través de una sección de la vena líquida, en la unidad de tiempo, es $\gamma V A v^2/2g$, donde v corrige el error de considerar el valor medio de la velocidad. Se debe entonces satisfacer lo siguiente :

$$\alpha \frac{V^2}{2g} \gamma V A = \iint_A \frac{v^2}{2g} \gamma v dA .$$

Puesto que γ representa el valor medio del peso específico en toda la sección, resulta que

$$\alpha = \frac{1}{A} \iint_A \left(\frac{v}{V} \right)^3 dA$$

Por un razonamiento análogo con el último término de la ec. (4.12), se tiene

$$\beta \gamma V A v^2 = \iint_A \gamma v^3 dA$$

$$\beta = \frac{1}{A} \iint_A \left(\frac{v}{V} \right)^2 dA$$

Los coeficientes α y β se conocen como coeficiente de Coriolis y de Boussinesq, respectivamente. Con estas correcciones se tiene :

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{z}{\gamma} + p + \alpha \frac{V^2}{2g} + h_r \right) =$$

$$= - \frac{1}{g} \frac{\partial BV}{\partial t}$$

que es la ecuación diferencial de la energía para una vena líquida, llamada también ecuación dinámica. Si esta ecuación se integra entre dos secciones, 1 y 2, de la vena líquida, se obtiene :

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} +$$

$$+ \sum_1^2 h_r + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial (BV)}{\partial t} ds$$

es decir, la ecuación general de la energía para una vena líquida, donde $\sum_1^2 h_r$ re presenta la disipación de energía interna del flujo, entre las secciones 1 y 2, que además, incluye la constante de integración C (t).

Con el objeto de entender mejor las diferentes aplicaciones de la ecuación, es de cuando hacer un interpretación física de los diferentes términos que intervienen en ella. El análisis de cada uno de sus términos muestra que corresponden a los de una longitud o carga. El término z, medido desde un plano horizontal de referencia, se llama carga de posición; p/γ es la carga de presión ; $\alpha V^2/2g$ la carga de velo -
 cidad; $\sum_1^2 h_r$ la pérdida de carga y $\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial BV}{\partial t} ds$ la carga correspondiente al cambio local de la velocidad.

- a) Si el flujo es permanente, $\frac{\partial BV}{\partial t} = 0$ y la ecuación se reduce a la expresión :

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r$$

- b) Si, además, no hay pérdida de energía, $\sum_1^2 h_r = 0$ y los coeficientes $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$, la ecuación anterior adopta la forma llamada ecuación de Bernoulli para una vena líquida, - esto es :

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$$

Una interpretación física de cada uno de los términos de la ecuación para una conducción forzada con escurrimiento no permanente, se muestra en la fig 1.25, la cual tendría validez para un instante determinado. Con este esquema se pueden hacer las siguientes definiciones.

- 1 La línea de energía une los puntos que indican en cada sección la energía de la corriente
2. La línea de cargas piezométricas o gradiente de cargas de presión, une los puntos que marcan en cada sección la suma de las cargas $z + \frac{p}{\gamma}$ por arriba del plano de referencia.

De acuerdo con estas definiciones la línea de cargas piezométricas está separada de la línea de energía, una distancia vertical $\alpha \frac{V^2}{2g} + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial p}{\partial t} ds$, corres

pendiente a cada sección. Al mismo tiempo se pueden hacer las siguientes generalizaciones.

1. La línea de energía no puede ser horizontal o con inclinación ascendente en la dirección del escurrimiento, si el líquido es real y no adquiere energía adicional desde el exterior. La diferencia de nivel de la línea de energía en dos puntos distintos representa la pérdida de carga o disipación de energía por unidad de peso del líquido fluyente.
2. La línea de energía y la de cargas piezométricas coincidan y quedan al nivel de la superficie libre para un volumen de líquido en reposo (por ejemplo, un depósito o un embalse).
3. En el caso de que la línea de cargas piezométricas quede - en algún tramo por debajo del eje de la vena líquida, las - presiones locales en ese tramo son menores que la presión - cero de referencia que se utilice (comúnmente la presión - atmosférica).

En la fig 1.26 se muestra la disposición de las líneas de energía, y de cargas piezométricas, de una instalación hidroeléctrica donde el flujo es permanente; la turbina aprovecha la energía disponible $H_{a,b}$. En la fig 1.27 se muestra el mismo - esquema, pero en este caso se trata de una instalación de bombeo. Para los dos casos la ecuación se escribe como sigue :

$$z_1 = z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^a \text{hr} + \sum_2^b \text{hr} + H_{a,b}$$

En la instalación hidroeléctrica la turbina queda generalmente muy próxima a la sección 2 y el término $\sum_2^b \text{hr}$ es despreciable .

Por lo que respecta al término $H_{a,b}$ éste se ha empleado en la ecuación anterior como una energía cedida o añadida al flujo y tiene las dimensiones de una longitud.

En el caso de una conducción a superficie libre en escurrimiento continuo (fig 1.28) con líneas de corriente de curvaluta despreciable y paralelas, es más adecuado medir la carga de posición desde el plano de referencia hasta el punto más bajo de la sección del canal. La carga de presión coincide con el tirante y de la sección es decir, con el desnivel entre la superficie libre y la plantilla, siempre que sea pequeño el ángulo θ de inclinación de la plantilla. Esto equivale a considerar que la distribución de presiones es hidrostática y que no existen componentes de la aceleración normales a la dirección del flujo.

Finalmente, la carga de velocidad se mide desde el nivel de la superficie libre del agua hasta la línea de energía. En el caso de que sean los ángulos $\theta < 10^\circ$, la carga de presión es distinta y se evalúa como $\frac{p}{\rho} = d \cos \theta$, en que d es el tirante medido en dirección perpendicular a la plantilla del canal; o bien, siendo y $\cos \theta = d$, $\frac{p}{\rho} = y \cos^2 \theta$, donde y es el tirante medido verticalmente. De este modo

la suma de las cargas de posición, presión y velocidad es

$$H = z + d \cos \theta + \frac{V^2}{2g}$$

o bien

$$H = z + y \cos^2 \theta + \frac{V^2}{2g}$$

donde V representa la velocidad media en la sección perpendicular a la plantilla correspondiente al tirante d .

La pérdida de energía que se produce al escurrir un líquido real puede deberse no sólo al efecto de fricción entre las partículas del líquido y las fronteras que confinan a la vena líquida, sino también al efecto de separación o turbulencias inducidas en el movimiento al presentarse .

1.9 Ecuación de la cantidad de movimiento

La ecuación de la cantidad de movimiento en un cuerpo libre o volumen de control se deriva de la segunda ley de Newton. Se conoce como la cantidad de movimiento de un elemento de masa M al producto de ésta por su velocidad. Por tanto, la segunda ley de Newton establece lo que sigue.

La suma vectorial de todas las fuerzas F que actúan sobre un masa de fluido es igual a la rapidez del cambio del vector lineal cantidad de movimiento de la masa de fluido, es decir :

$$F = \frac{d(Mv)}{dt}$$

Las fuerzas externas son de dos tipos :

- a) Fuerza de superficie que actúan sobre la masa de fluido y, su vez, pueden ser :

Fuerza F_p , normales a la frontera de la masa, que se pueden evaluar en términos de las intensidades de presión sobre la misma. Conviene aquí observar que la presión comprende, además de la presión estática, la dinámica ejercida por el flujo.

Fuerza F_r , tangencial a las fronteras de la masa, que se pueden medir en términos del esfuerzo tangencial sobre la misma.

- b) Fuerzas de cuerpo F_c , generalmente las de peso propio. La cantidad de movimiento estudiada por $\rho Q \mathbf{B} \mathbf{V}$, entonces la ecuación de la cantidad de movimiento queda :

$$F_p + F_r + F_c = \rho \sum (Q \mathbf{B} \mathbf{V})$$

ecuación vectorial que obviamente se puede escribir a través de sus componentes, a saber :

$$F_{pz} + F_{rx} + F_{cx} = \rho \sum (Q \mathbf{B} V_x)$$

$$F_{py} + F_{ry} + F_{cy} = \rho \sum (Q \mathbf{B} V_y)$$

$$F_{pz} + F_{rz} + F_{cz} = \rho \sum (Q \mathbf{B} V_z)$$

Solución.

Observese en la tabla que iguales incrementos de la relación $(r_i/R)^2$, significan iguales incrementos de áreas A_i ; así, es posible la aplicación de las Ecs. (4.40), (4.41) y (4.42).

Con $n = 10$ la velocidad media es

$$V = \frac{15.315}{10} = 1.53/\text{seg}$$

Los coeficientes a y β , como sigue :

$$a = \frac{36.374}{10 \times 1.53^3} = 1.015$$

$$\beta = \frac{23.556}{10 \times 1.53^2} = 1.006$$

De acuerdo con la ec (4.36), β sería :

$$\beta = 1 + \frac{1.015 - 1}{3} = 1.005$$

que es prácticamente el mismo valor antes obtenido.

Si el área del tubo es :

$$A = 0.7854 \times 0.46^2 = 0.1662 \text{ m}^2$$

El gasto en la tubería será :

$$Q = V A = 1.53 \times 0.1662 = 0.254 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Problema 1.11 Una bomba se utiliza para abastecer un chiflón que descarga directamente a las condiciones atmosféricas el agua tomada desde un depósito (como se muestra en la fig 1.29) ; la bomba tiene una eficiencia $n = 85 \%$ y una po-

tencia de 5 HP cuando descarga un gasto de 57 lt/seg. Bajo estas condiciones la presión manométrica leída en el punto 1 es $p_1 = 0.05 \text{ kg/cm}^2$. Determinar la línea de energía y la línea de cargas piezométricas, así como también indicar los valores numéricos de las elevaciones de las dos líneas, en lugares apropiados, tomando el valor de $\alpha = 1$

Solución. La velocidad media en la tubería y en el chiflón y las correspondientes cargas de velocidad son :

$$V_t = \frac{Q}{A} = \frac{0.057}{0.785 \times 0.04} = 1.814 \text{ m/seg,}$$

$$\frac{V_t^2}{2g} = \frac{(1.814)^2}{19.6} = 0.168 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{0.057}{0.785 \times 0.0225} = 3.226 \text{ m/seg;}$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{(3.226)^2}{19.6} = 0.531 \text{ m}$$

Si la lectura de la presión manométrica en el punto 1 es - - $p_1 = 0.05 \text{ kg/cm}^2$, la carga de presión en ese punto (inmediatamente antes de la bomba) es :

$$\frac{p_1}{\gamma} = \frac{0.05 \times 10^4}{1000} = 0.5 \text{ m}$$

La bomba incrementa la energía del líquido en la cantidad siguiente :

$$H_b = \frac{\gamma P \times 76}{\gamma Q} = \frac{0.85 \times 5 \times 76}{1\,000 \times 0.057} = 5.667 \text{ m.}$$

La elevación de la línea de energía (E_t) y de cargas piezométricas (E_p) en diferentes puntos del conducto es :

$$\begin{aligned} \text{Punto 0, } E_t &= 10 \text{ m;} \\ E_p &= 10 - 0.168 = 9.832 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto 1, } E_t &= 8.5 + 0.5 + 0.168 = 9.168 \text{ m;} \\ E_p &= 9.168 - 0.168 = 9 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto 2, } E_t &= 9.168 + 5.667 = 14.835 \text{ m;} \\ E_p &= 14.835 - 0.168 = 14.667 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto 3, } E_t &= 13.36 + \frac{V_c^2}{2g} = 13.891 \text{ m;} \\ E_p &= 13.891 - 0.168 = 13.723 \text{ m.} \end{aligned}$$

Las pérdidas de energía en cada tramo son :

$$\text{de 0 a 1, } \sum_0^1 h_r = 10 - 9.168 = 0.832 \text{ m;}$$

$$\text{de 2 a 3, } \sum_2^3 h_r = 14.835 - 13.891 = 0.944 \text{ m.}$$

Las líneas de energía y de cargas piezométricas se indican en la fig 1.29

Problema 1.12 El agua fluye en un canal rectangular de 3 m de ancho como se muestra en la fig 1.30. Sin considerar la pérdida de energía, calcular el tirante en la sección 2.

Solución

El área hidráulica, la carga ^{d_g} velocidad y el gasto en la sección 1 son:

$$A_1 = 3 \times 1.20 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{4.9^2}{19.6} = 1.23 \text{ m}$$

$$Q = 4.9 \times 3.6 = 17.64 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De la ecuación de Bernoulli resulta que

$$Z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$2.4 + 1.20 + 1.23 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

o bien

$$y_2 + \frac{Q^2}{2g(3)^2 y_2^2} = 4.83 \text{ m}$$

Con los datos y, ordenados los términos, se obtiene la ecuación

$$y_2^2 - 4.83y_2^2 + 1.764 = 0$$

la cual, por la regla de signos de Descartes, posee dos raíces reales; es decir, son los tirantes representados por :

$$y_2 = 0.65 \text{ m}$$

$$y_2 = 4.75 \text{ m}$$

que satisfacen la ecuación. Sin embargo, el valor correcto debe ser $y_2 = 0.65 \text{ m}$, pues éste es menor que y_1 , lo cual ocurre al acelerarse el líquido cuando pasa de la sección 1 a la 2 .



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA I : ORIFICIOS Y COMPUERTAS .

PROF. ING. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO.

FEBRERO-ABRIL DE 1978.

1.10 Orificios y Compuertas

Considere un recipiente lleno de un líquido, en cuya pared lateral se ha practicado un orificio de pequeñas dimensiones (en comparación con su profundidad H) y cualquier forma, además de una área A . El orificio descarga un gasto Q cuya magnitud se desea calcular, para lo cual se supone que el nivel del agua en el recipiente permanece constante por efecto de la entrada de un gasto idéntico al que sale; o bien porque posea un volumen muy grande. Además, el único contacto entre el líquido y la pared debe ser alrededor de una arista afilada como se muestra en la fig 1.29; esto es, el orificio es de pared delgada. Las partículas de líquido en la proximidad del orificio se mueven aproximadamente en dirección al centro del mismo, de modo que, por efecto de su inercia, la deflexión brusca que sufren produce una contracción del chorro, la cual se alcanza en la sección 2. A esta sección se le llama contraída y tiene una área A_c inferior al área A de orificio. En ella las velocidades de las partículas son prácticamente uniformes y con un valor medio V .

Suponiendo un plano de referencia que coincida con el centro de gravedad del orificio, la aplicación de la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 de una vena líquida, además de considerar despreciable la velocidad de llegada al orificio, conduce a la expresión :

$$H = \frac{V^2}{2g}$$

donde se ha despreciado el desnivel entre los centros de gravedad del orificio y de la sección contraída. De aquí se obtiene :

$$V = \sqrt{2 g H}$$

La ecuación se llama de Torricelli y puede también obtenerse de la ecuación de Bernoulli entre dos puntos ; uno dentro del recipiente y otro en el centro de gravedad de la sección contraída. Esto es, la ecuación indica que la velocidad sigue una ley parabólica con la profundidad y en este caso la velocidad media V , se calcula con la profundidad media del orificio y corresponde a su centro de gravedad, no obstante que las velocidades de las partículas arriba de este punto son menores y, abajo, mayores. Esto tendrá por supuesto mayor validez a medida que la dimensión transversal, no horizontal, del orificio sea mucho menor que la profundidad H del mismo. Es más, los resultados obtenidos de la ecuación concuerdan con los obtenidos experimentalmente sólo si se corrigen, mediante un coeficiente C_v llamado de velocidad, en la forma :

$$V = C_v \sqrt{2 g H}$$

donde C_v , coeficiente sin dimensiones muy próximo a 1, es de tipo experimental y además corrige el error de no considerar la pérdida de energía los coeficientes a_1 y a_2 . Si el área de la sección contraída se calcula en términos de la del orificio, por medio de un coeficiente C_c llamado de contracción (también sin dimensiones), en la forma :

$$A_c = C_c A$$

el gasto descargado por el orificio es entonces

$$Q = C_v C_c A \sqrt{2 g H}$$

o bien, con $C_d = C_v C_c$ (coeficiente de gasto), el gasto se calcula finalmente con la ecuación general de un orificio de pared delgada, a saber:

$$Q = C_d A \sqrt{2 g H}$$

Conviene aclarar que en las ecuaciones anteriores se consideró H como el desnivel entre la superficie libre y el centro de gravedad del orificio. Esto resultó de suponer que era despreciable la velocidad de llegada al orificio y que la presión sobre la superficie libre corresponde a la atmosférica. Cuando ello no acontece, H corresponde a la energía total esto es, a la suma de la profundidad del orificio, de la carga de velocidad de llegada y de la carga de presión sobre la superficie del agua :

$$E = H + \frac{V_0^2}{2g} + \frac{p_0}{\gamma}$$

Los coeficientes de velocidad, contracción y gasto, en un orificio, son básicamente experimentales. Sin embargo, en teoría es posible encontrar la magnitud del coeficiente de gasto para un orificio circular a partir de la ecuación de la cantidad de movimiento aplicada sobre un volumen de control limitado por la frontera del chorro en contacto con el aire, la sección contraída y, dentro del recipiente, por una superficie semiesférica de radio igual al orificio. Se obtiene la ecuación:

$$C_c = 2 - \sqrt{4 - \frac{2}{C_v^2}}$$

Mediante un análisis dimensional se comprueba que los coeficientes de velocidad, de contracción y gasto, son función exclusivamente del número de Reynolds. De acuerdo con los resultados de diferentes investigadores, para orificios circulares sus valores tiene la variación mostrada en la fig 1.30. Se observa que para números de Reynolds $Re > 10^5$, los coeficientes C_v , C_c y C_d son independientes de dicho número y adquieren los valores constantes siguientes :

$$C_v = 0.99$$

$$C_c = 0.605$$

$$C_d = 0.60$$

Por definición de coeficientes de contracción, para un orificio circular se obtiene

$$D = \sqrt{\frac{1}{C_c}} D_c$$

y con $C_c = 0.605$, $D = 1.285 D_c$; o bien, $D_c = 0.778 D$.

Cuando se trata de orificios rectangulares de poca altura los coeficientes C_v , C_c y C_d , son prácticamente los mismos en la fig 1.30. En este caso (en lugar de D) en el número de Reynolds se utiliza la mínima dimensión a del orificio y en la ecuación de orificio corresponde a su área $A = ab$ (b es la dimensión máxima del orificio) .

Si al establecer la ecuación de Bernoulli para deducir la ecuación del orificio, se

incluye el término de pérdida de energía, entonces,

$$H = \frac{v^2}{2g} + \Delta h_r$$

Por otra parte, de

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

resulta

$$H = \frac{1}{C_v^2} \frac{v^2}{2g}$$

que substituida en la ecuación anterior, da

$$h_r = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{v^2}{2g} = K \frac{v^2}{2g}$$

Que indica que la pérdida de energía es proporcional a la carga de velocidad media en la sección contraída. El coeficiente de pérdida K no tiene dimensiones y es función sólo del coeficiente de velocidad siguiente :

$$K = \frac{1}{C_v^2} - 1$$

~~Figura 1.33~~

En la deducción de la ecuación general de los orificios se ha supuesto que la velocidad media de todas las partículas se puede calcular a partir de la energía total H , al centro de gravedad de la sección contraída, lo cual es válido cuando el orificio es de pequeñas dimensiones en comparación con su profundidad. Resulta conveniente investigar lo que sucede cuando el orificio es de grandes dimensiones y se encuentra a poca profundidad. Para lo anterior debe considerarse un orificio

de forma cualquiera practicando en la pared vertical de un recipiente y la notación que se indica en la fig 1.31.

De acuerdo con la ecuación de un orificio el gasto que pasa por un elemento diferencial de área es

$$dQ' = C_d \sqrt{2g} (H + z)^{1/2} y dz$$

donde H es la carga al centro de gravedad del orificio.

El gasto total que pasa por el orificio es entonces :

$$\begin{aligned} Q' &= C_d \sqrt{2g} \int_{-z_1}^{+z_2} (H + z)^{1/2} y dz = \\ &= C_d \sqrt{2gH} \int_{-z_1}^{+z_2} \left(1 + \frac{z}{H}\right)^{1/2} y dz \end{aligned}$$

Al desarrollar el binomio del integrando, si despreciamos los términos de orden superior, y dividiendo entre la ecuación

$$Q = C_d A \sqrt{2g h}$$

resulta

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{8AH^2} \int_{-z_1}^{+z_2} z^2 y dz + \dots$$

Para el orificio rectangular, $y = b$ (constante), $z_1 = z_2 = \frac{a}{2}$; el valor de ϕ será:

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{96} \left(\frac{a}{H}\right)^2$$

Para el orificio circular, $y dz = dA$, $z_1 = z_2 = \frac{D}{2}$; el valor de ϕ es

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{128} \left(\frac{D}{H}\right)^2$$

A continuación se incluyen algunos valores de ϕ para los orificios rectangular y circular.

$\frac{a}{H}$	ϕ	$\frac{D}{H}$	O R I F I C I O	
			Rectangular	Circular
2			0.94	0.95
1			0.99	0.99
0.067			1	1

El valor $a/H = D/H = 2$ equivale al caso extremo en el que el nivel del agua en el recipiente coincide con el canto superior del orificio. En dichas condiciones el orificio no funciona como tal, sino como un vertedor de pared delgada.

En los restantes casos el coeficiente que corrige a C_d , resulta despreciable y esta última puede utilizarse con la misma precisión en orificios de grandes dimensiones o de poca carga.

Cuando el orificio descarga a otro tanque cuyo nivel está por arriba del canto inferior del orificio, se dice que la descarga es ahogada. El ahogamiento puede ser total (fig 1.34) o parcial (fig 1.35)

Figura 135 Ahogamiento Parcial

En el caso de descarga ahogada total se puede derivar una ecuación análoga a la general, con la única diferencia que la energía total H es entonces H (diferencia de niveles entre los dos recipientes) ; el gasto es entonces :

$$Q = C_d A \sqrt{2 g \Delta H}$$

Se recomienda utilizar el mismo coeficiente de gasto C_d que el de un orificio -

de descarga libre.

Cuando el ahogamiento es parcial, como en la fig 1.35, el gasto total descargado por el orificio se puede expresar como la suma Q_1 y Q_2 , donde Q_1 es el gasto correspondiente a la porción del orificio con descarga ahogada, es decir :

$$Q_1 = C_{d1} A_1 \sqrt{2 g H}$$

y Q_2 es el gasto de la porción del orificio con descarga libre, a saber :

$$Q_2 = C_{d2} A_2 \sqrt{2 g H_m}$$

No hay investigaciones confiables acerca de los coeficientes de gastos C_{d1} y C_{d2} ; al respecto, Schlag propone que $C_{d1} = 0.70$ y $C_{d2} = 0.675$, en el caso de que el orificio tenga un umbral en el fondo, como en la fig 1.35

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que al levantarse - permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo, a la vez que controlar la descarga producida. El orificio generalmente se hace entre el piso de un canal y el borde inferior de la compuerta, por lo que su ancho coincide con el del canal; en estas condiciones el flujo puede considerarse bidimensional (figs 1.36 y 1.37) .

La red de flujo de la compuerta plana, de la figura 1.38, permite explicar con claridad la contracción que experimenta el chorro descargado por el orificio de altura a , hasta alcanzar un valor C_{ca} en una distancia L en la que las líneas de corriente se vuelven horizontales y tienen por ello una distribución hidrostática

de presiones. Debido al fenómeno de contracción y a la fricción con el piso, se produce una pérdida de carga Δh_f que incluye en el cálculo del gasto. Asimismo, la carga de velocidad $V_1^2/2g$ con que llega el agua en el canal, aguas arriba de la compuerta, tiene mayor importancia a medida que la relación y_1/a disminuye. En el canto inferior de la compuerta las líneas de corriente tienden a unirse y es ahí donde la velocidad adquiere su máximo valor. Debido a la curvatura de las líneas de corriente una gran presión actúa sobre la línea de intersección del plano de la compuerta, razón por la cual se tiene una velocidad pequeña.

Para obtener la ecuación que proporcione el gasto, aquí se considerará el caso más general de una compuerta plana, con una inclinación θ° respecto de la horizontal (fig 1.39) y un ancho b . La inclinación θ° es equivalente a la de la tangente en el labio de la compuerta radial, de la fig 1.37, y con $\theta = 90^\circ$ incluye el caso de la compuerta vertical de la fig 1.36. Se establece la ecuación de la energía entre una sección 1, aguas arriba, de la compuerta y la sección contraída, a saber :

$$H = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = C_{ca} + \frac{V_1^2}{2g}$$

Por otra parte, de la ecuación de continuidad se tiene :

$$V_1 = \frac{C_{ca}}{y_1} V_2$$

que substituida en la ecuación anterior conduce a :

$$y_1 + \left(\frac{C_{ca}}{y_1} \right)^2 \frac{V_2^2}{2g} = C_{ca} + \frac{V_2^2}{2g}$$

y de aquí, tenemos que

$$\begin{aligned} \frac{V_2^2}{2g} &= \frac{y_1 - C_{ca}}{1 - \left(\frac{C_{ca}}{y_1} \right)^2} = \\ &= \frac{1 - \frac{C_{ca}}{y_1}}{\left(1 + \frac{C_{ca}}{y_1} \right) \left(1 - \frac{C_{ca}}{y_1} \right)} y_1 \end{aligned}$$

Por tanto, la velocidad media real en la sección contraída es :

$$V_2 = \frac{C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_{ca}}{y_1}}} \sqrt{2g y_1}$$

en que C_v es el coeficiente de velocidad.

El gasto es

$$Q = \frac{C_c C_v b a}{\sqrt{1 + \frac{C_{ca}}{y_1}}} \sqrt{2g y_1}$$

$$Q = C_d b a \sqrt{2g y_1}$$

donde

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_{ca}}{y_1}}}$$

En la ecuación $\sqrt{1 + \frac{C_{ca}}{y_1}}$ sirve para considerar el empleo de y_1 en lugar de H .

Si la descarga es sumergida con un tirante y_3 en el canal, aguas abajo de la con

puerta, se puede hacer un desarrollo análogo al anterior y obtener una expresión idéntica para cualquier tipo de compuerta.

Los coeficientes de velocidad, contracción y gasto los han obtenido experimentalmente muchos investigadores; sin embargo, en ningún caso se ha encontrado coincidencia en los resultados.

Los coeficientes C_v , C_c y C_d dependen, desde luego, de la geometría del flujo y del número de Reynolds. De acuerdo con los resultados presentados por Domínguez en la mayoría de los problemas, en la práctica, se supera el número de Reynolds a partir del cual el flujo se torna independiente de él.

Gentilini realizó investigaciones en compuertas planas inclinadas y radiales, con descarga libre. En la fig 1.40 se presentan los coeficientes de gasto C_d obtenidos en compuertas planas con un ángulo de inclinación θ en términos de la relación y_1/a .

Cuando la pared en el contorno de un orificio no tiene aristas afiladas, el orificio es de pared gruesa o tubo corto (fig 1.41)

Figura 1.41 Descarga a través de un tubo corto.

En este tipo de orificio se observa que el chorro, una vez que ha pasado la sección contraída, tiene todavía espacio dentro del tubo para expandirse y llenar la totalidad de la sección. Entre la sección contraída y la final ocurre un rápido descenso de la velocidad acompañado de turbulencia y fuerte pérdida de energía.

Por un razonamiento análogo al de los orificios de pared delgada, se concluye que la velocidad de salida del líquido se puede calcular con

$$V = C_v \sqrt{2g H}$$

donde el coeficiente de velocidad C_v se reduce ahora hasta el valor 0.82, encontrado experimentalmente por diferentes investigadores, cuando $e/D = 3$. Además, siendo ahora $C_c = 1$ la ecuación del gasto es la misma, con la única circunstancia que $C_d = C_v = 0.82$, esto es, el gasto es, aproximadamente, un tercio mayor que en un orificio de pared delgada. Lo anterior se explica debido a que en la sección contraída se forma un vacío parcial con presión ligeramente menor que la atmosférica e incrementa el valor efectivo de la carga H .

1.11 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 según las finalidades a que se destine. Así, cuando la descarga se efectúa 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 laboratorio o en canales de pequeñas dimensiones, pero el segundo puede emplearse como obra de control o de excedencias en una

presa y también de aforo en canales grandes.

El punto o arista más bajo de la pared en contacto con la lámina vertiente, se conoce como cresta del vertedor; el desnivel entre la superficie libre, aguas arriba del vertedor y su cresta, se conoce como carga (fig. 1.42) .

Considere un vertedor de pared delgada y sección geométrica, como se observa en la fig 1.42, cuya cresta se encuentra a una altura w , medida desde la plantilla del canal de alimentación. 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 tal modo que :

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

Si w es muy grande, $V_0^2/2g$ es despreciable y $H = h$.

De acuerdo con la nomenclatura de la fig. 1.42, el perfil de las formas usuales de vertedores de pared delgada se puede representar por la ecuación general :

Figura 1.42 Vertedor de pared delgada de forma general

$$x = f (y)$$

que, normalmente, será conocida.

Aplicando la ecuación de Bernoulli para una línea de corriente entre los puntos 0 y 1, de la fig 1.42 se tiene :

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

o bien

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

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

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

El gasto a través del área elemental, de la fig 1.42 es entonces :

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

donde μ considera el efecto de contracción de la lámina vertiente. El gasto total vale :

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

que sería la ecuación general del gasto para un vertedor de pared delgada, la cual es posible integrar si se conoce la forma del vertedor.

1.11.1 Vertedor rectangular

Para esta forma de vertedor la ecuación es del tipo $x = b/2$ donde b es la longitud de cresta (fig 1.43)

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

y efectuando la integración es :

$$Q = -\frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} b \left[(h-y)^{3/2} \right]_0^h$$

Figura 1.43 Vertedor rectangular

y finalmente :

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

que es la ecuación general para calcular.

el gasto en un vertedor rectangular cuya carga de velocidad de llegada es despreciable. En los países que utilizan el sistema inglés de unidades se acostumbra agrupar los términos $\frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu$ en un solo coeficiente C, de tal manera que

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

Esta ecuación es más sencilla si bien no es homogénea, es decir, que el coeficiente C tiene la dimensiones $[L^{1/2} T^{-1}]$ y vale:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu = 2.952 \mu$$

1.11.2 Vertedor triangular

Cuando el vertedor es de sección triangular (fig 1.44, simétrica respecto del eje vertical y con ángulo en el vértice θ , el valor x es:

$$x = y \tan \frac{\theta}{2}$$

Figura 1.44 Vertedor triangular.

y la ecuación del gasto es

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

la cual se puede integrar por un procedimiento de sustitución. En efecto, haciendo $z = h - y$, entonces $y = h - z$, $dy = -dz$. Los límites de integración serían: para $y = 0, z = h$ y para $y = h, z = 0$; la ecuación anterior sería entonces:

$$Q = -2 \sqrt{2g} \mu \tan(\theta/2) \int_h^0 z^{1/2} (h-z) dz =$$

$$+ 2 \sqrt{2g} \mu \tan(\theta/2) \left[\frac{2hz^{3/2}}{3} - \frac{2}{5} z^{5/2} \right]_h^0$$

Tomando límites y substituyendo nuevamente a z, se obtiene

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

o bien

$$Q = C h^{5/2}$$

donde C depende de θ , μ y g. Así, por ejemplo, con $\theta = 90^\circ$ vemos que

$$C = \frac{6}{15} \sqrt{2g} \mu = 2.362 \mu$$

1.11.3 Vertedor trapezoidal

El gasto de un vertedor trapezoidal, como el mostrado en la fig 1.45 se puede calcular suponiendo la suma del gasto correspondiente a uno rectangular con longitud de cresta b y el triangular formado con las dos orillas. Esto es :

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu_r b h^{3/2} + \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan(\theta/2) \mu_t b^{5/2}$$

o bien en la forma :

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

y

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

donde μ agrupa todos los términos del paréntesis.

Debido a que el vertedor trapezoidal tiene escaso interés, ha sido poco estudiado.

Unicamente se le ha dado importancia al llamado de Cipolletti que tiene el trazo de un trapecio regular con taludes en los lados $k = 0.25$ (0.25 horizontal y uno vertical);

y que encuentra aplicación como aforador en canales. 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. Sin embargo, este hecho no ha sido plenamente comprobado. Se ha encontrado experimentalmente que el coeficiente u de un vertedor Cipolletti vale 0.63 y el gasto se determina con la ecuación :

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \times 0.63 b h^{3/2} = 1.861 b h^{3/2}$$

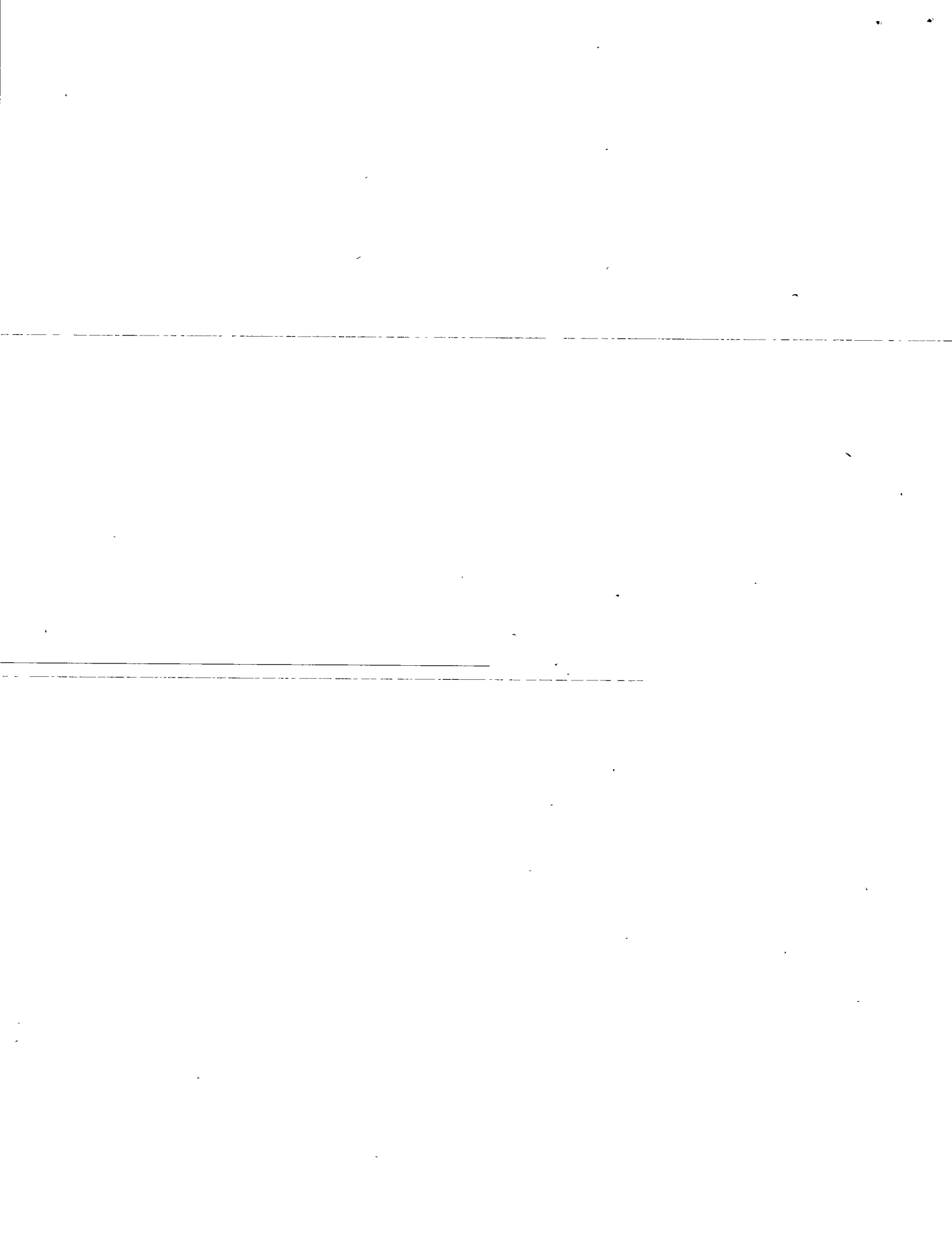
la cual es válida si $0.08 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$; $a \geq 2h$; $b \geq 3h$; $w \geq 3h$ y, además, para anchos de canal de 30 a 60 h . Cuando no se satisfacen estas condiciones se puede substituir $H = h + V_0^2/2g$ por h en la ecuación anterior para tomar en cuenta el efecto de la velocidad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

7. Vertedores de pared gruesa

En forma semejante a los orificios, si la cresta del vertedor no es una arista afilada, se presenta entonces el vertedor de pared gruesa que puede adquirir varias formas. En las figuras 1.46 se presenta la forma más sencilla, la cual consiste en aumentar el espesor de la cresta en un vertedor rectangular sin contracciones laterales.

Cuando $e/h < 0.67$, el chorro se separa de la cresta y el funcionamiento es idéntico al del vertedor de pared delgada (fig 1.46) .

Cuando $e/h > 0.67$ el funcionamiento es diferente, pues la lámina vertiente se adhiere a la cresta del vertedor (fig 1.46) .



Se presentarán también distintos funcionamientos, dependiendo de la altura w de la cresta sobre el fondo del canal.

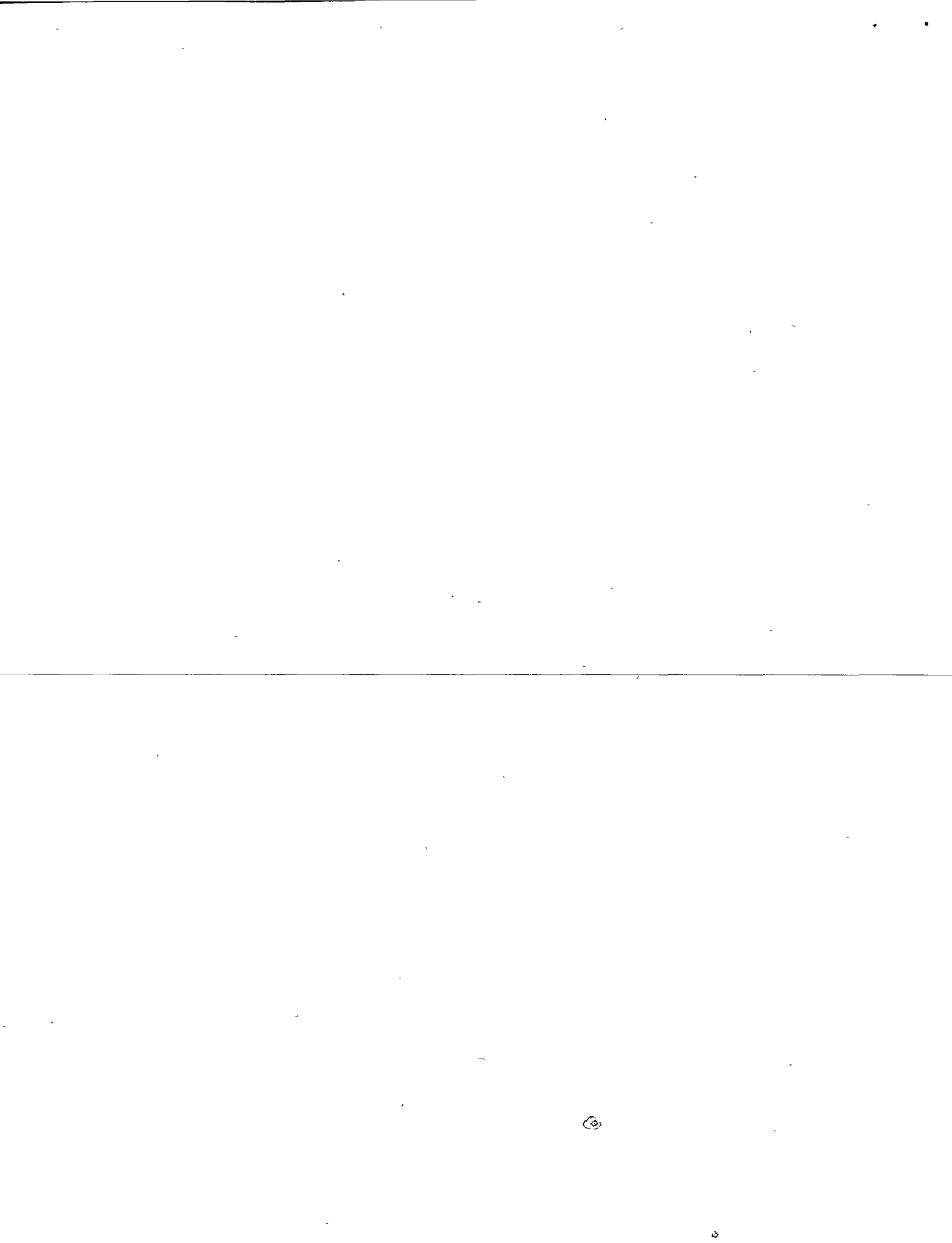
Cabe aclarar que los valores del coeficiente de gasto obtenidos por diferentes autores difieren entre sí, de ahí que el procedimiento comúnmente aceptado para evaluarlo, en el caso de que $e/h > 0.67$ y el vertedor sea rectangular, es el de Bazán; éste consiste en utilizar la ecuación de los vertedores rectangulares, afectada de un coeficiente de reducción ξ_1 , a saber :

$$Q = \xi_1 C b h^{3/2}$$

donde C es el coeficiente adecuado de un vertedor de pared delgada sin contracciones laterales, y que toma en cuenta la altura w de la cresta sobre el fondo del canal de acceso. El coeficiente ξ_1 depende de la relación e/h según la ecuación

$$\xi_1 = 0.7 + \frac{0.185}{e/h}$$

válida para relaciones con un valor hasta de $e/h = 3$.



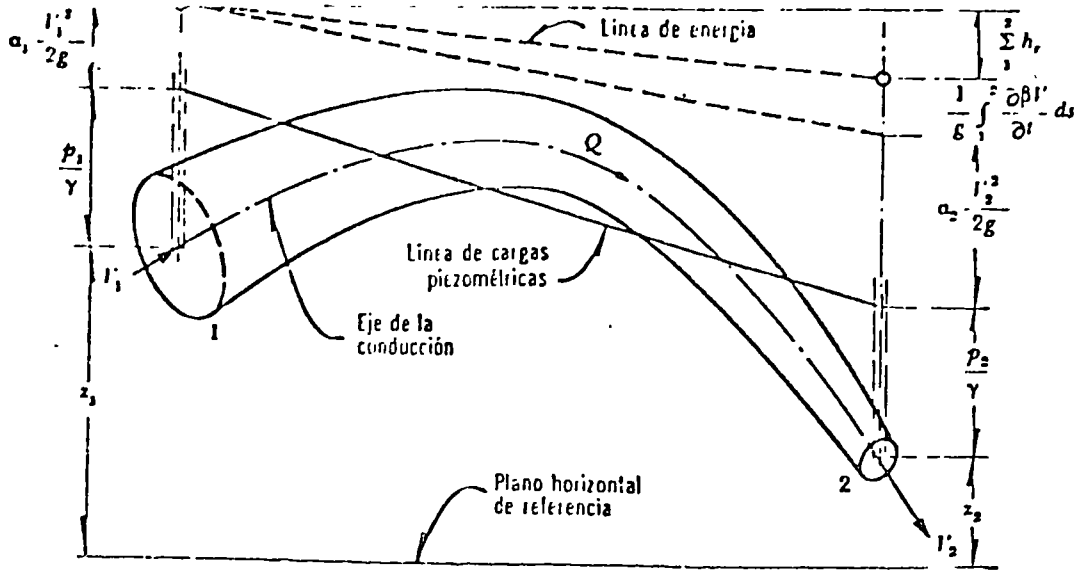


Fig. 1.25

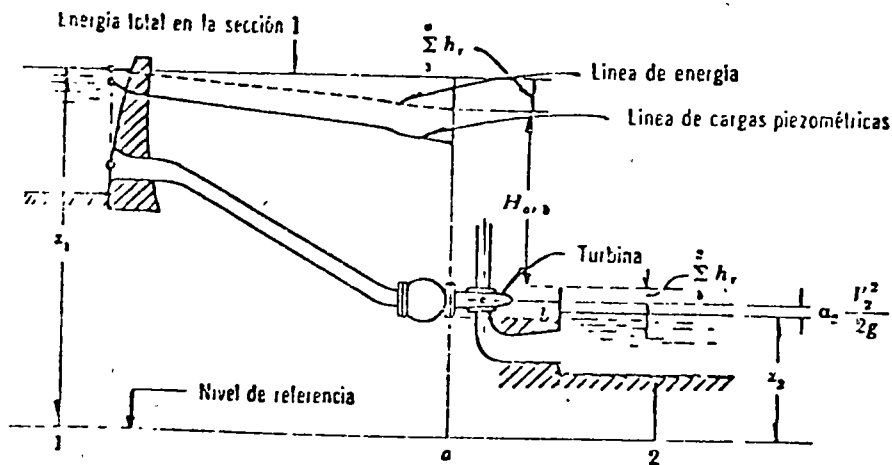


Fig. 1.26

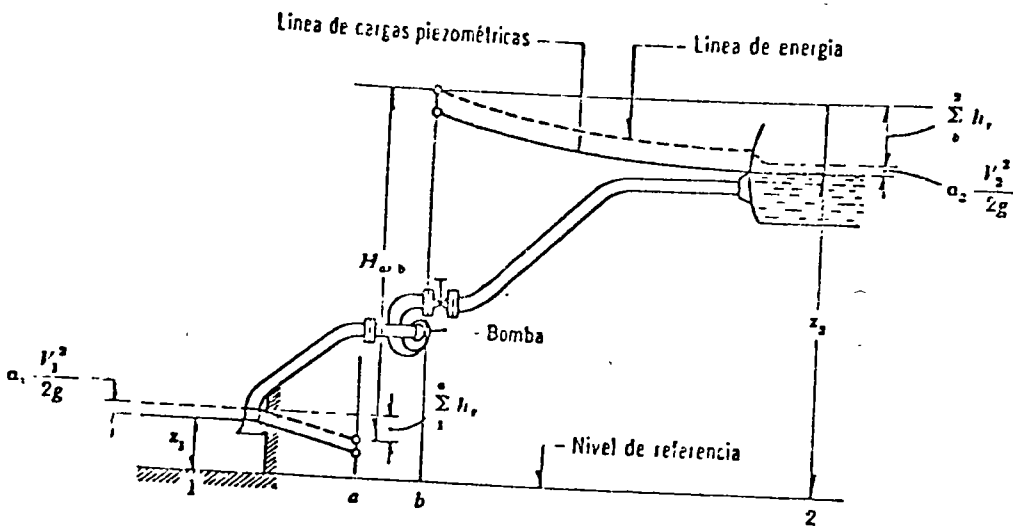
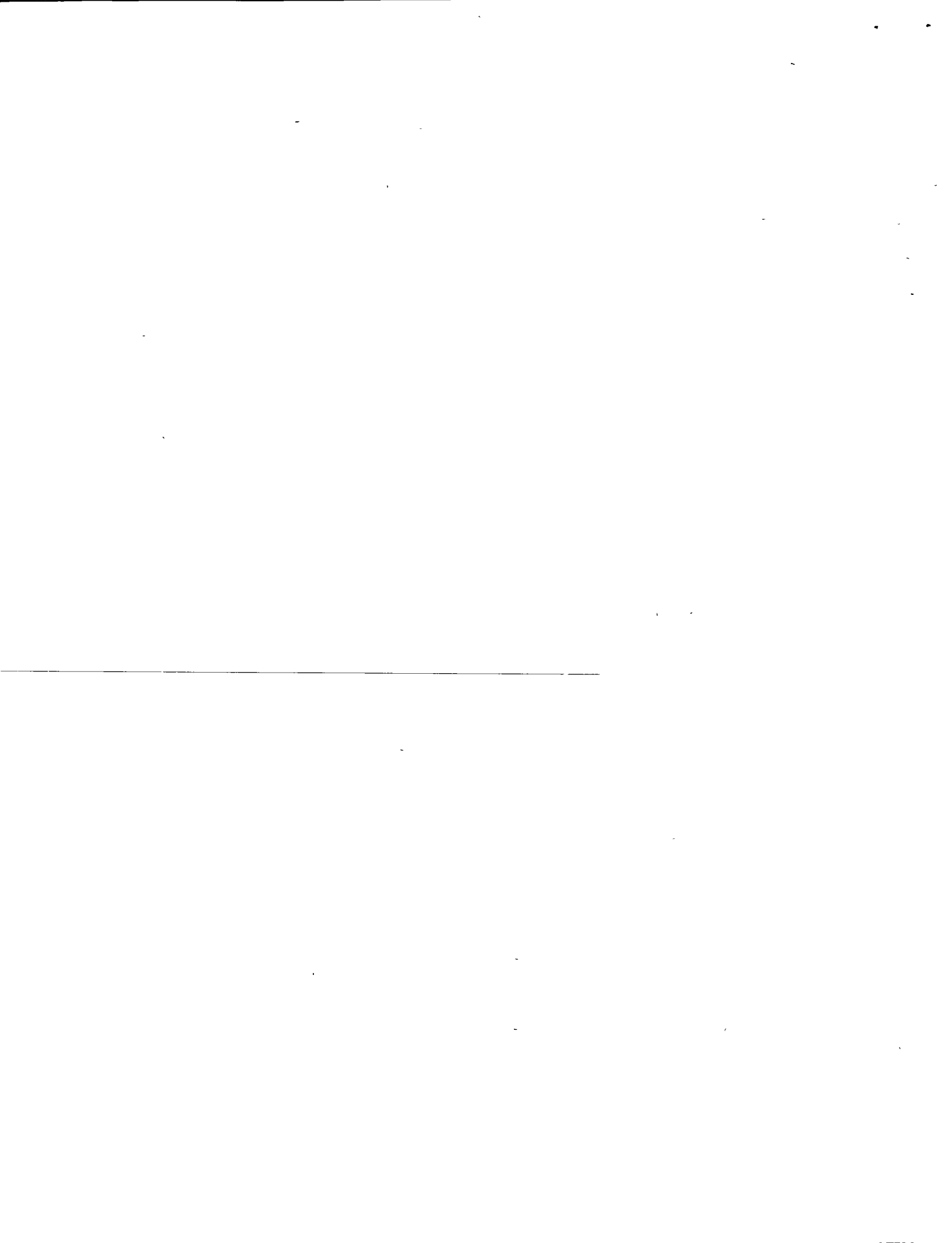


Fig. 1.27



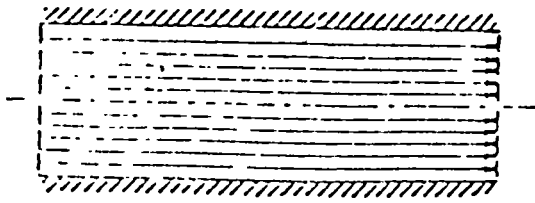


Fig. 1.19 a

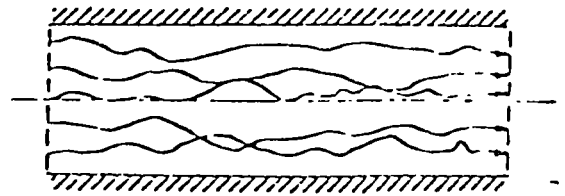


Fig. 1.19 b

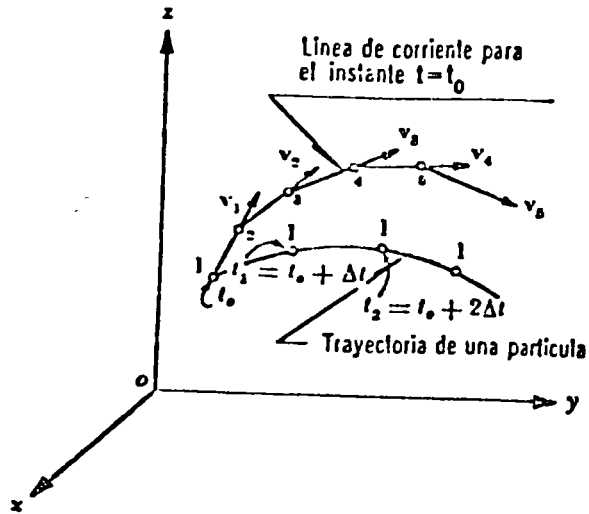


Fig. 1.20

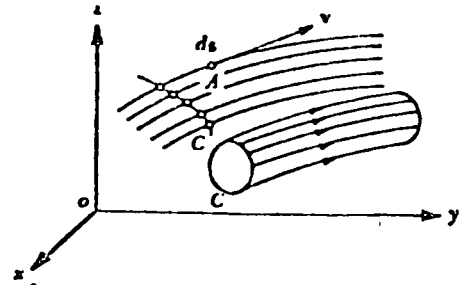


Fig. 1.21

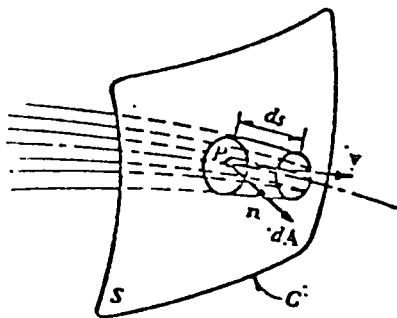


Fig. 1.22

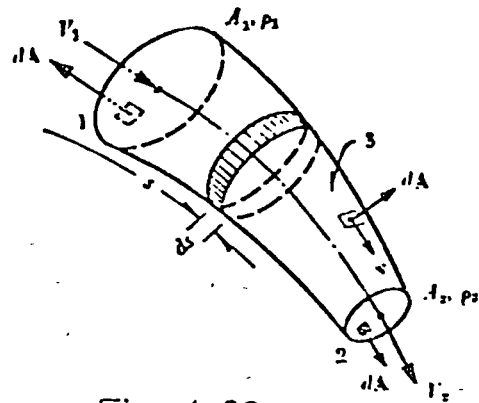


Fig. 1.23

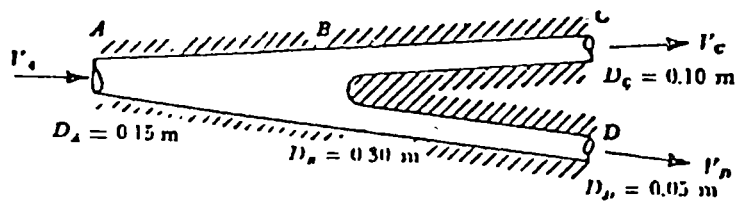


Fig. 1.24

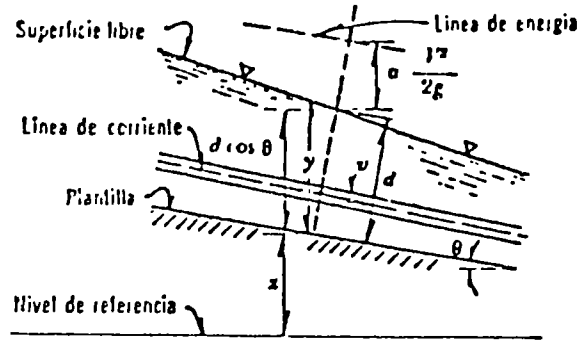


Fig. 1.28

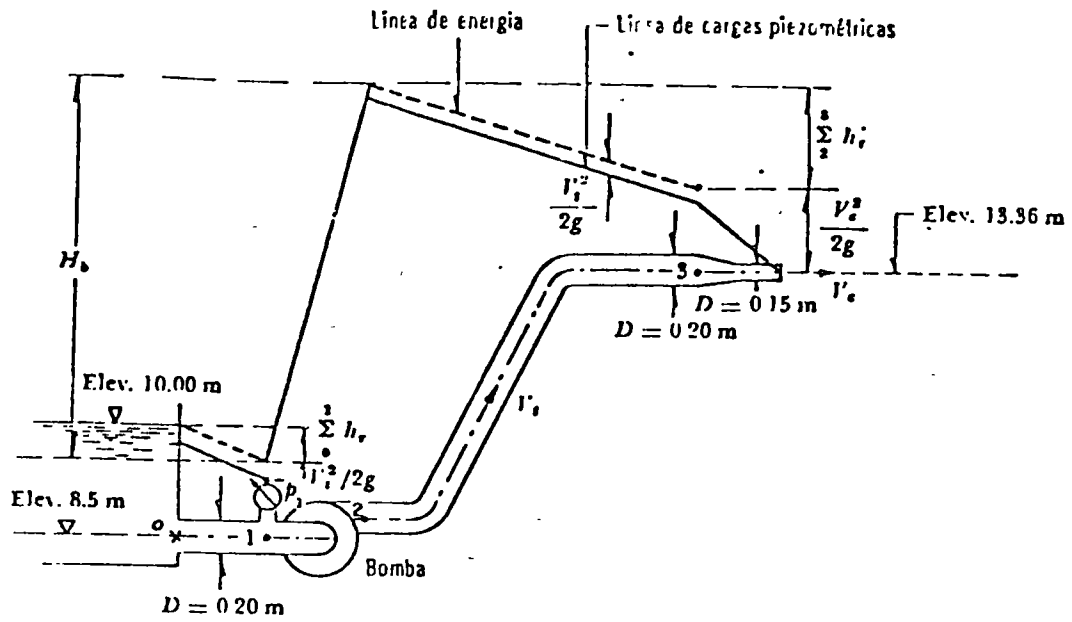


Fig. 1.29

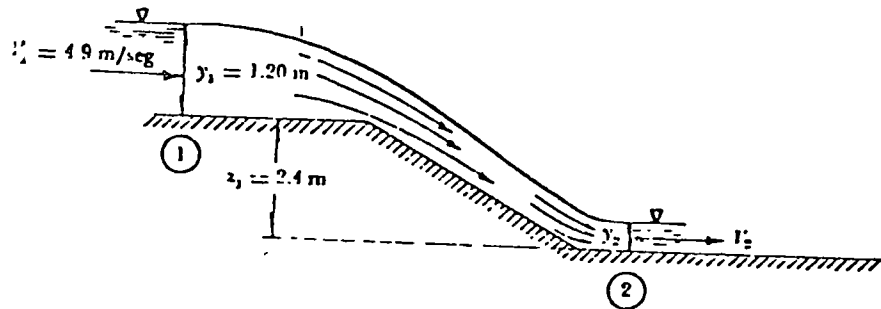
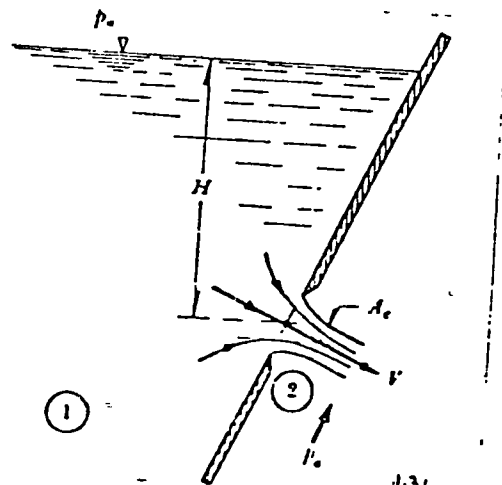


Fig. 1.30

Fig. 1.31





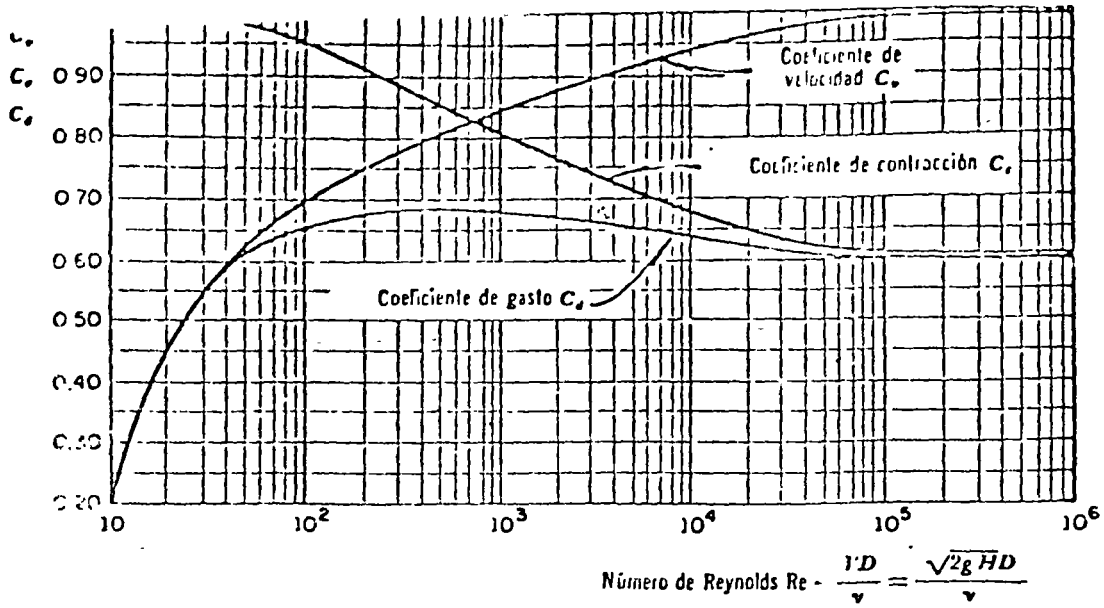


Fig. 1.32

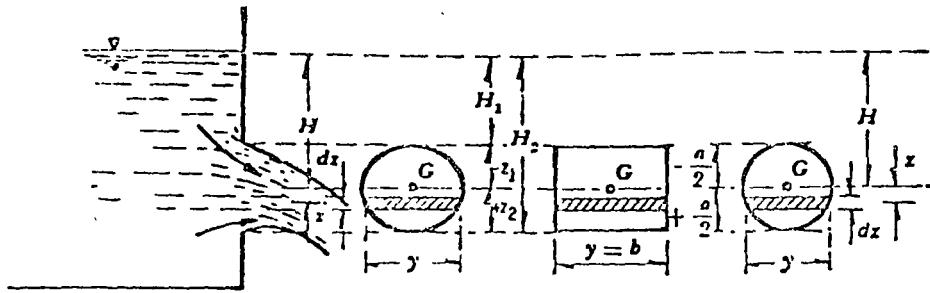


Fig. 1.33

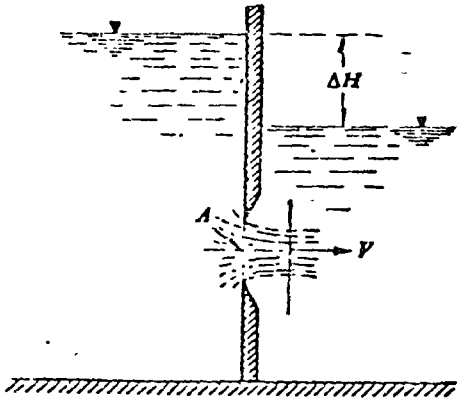


Figura 6.9. Ahogamiento total.

Fig. 1.34

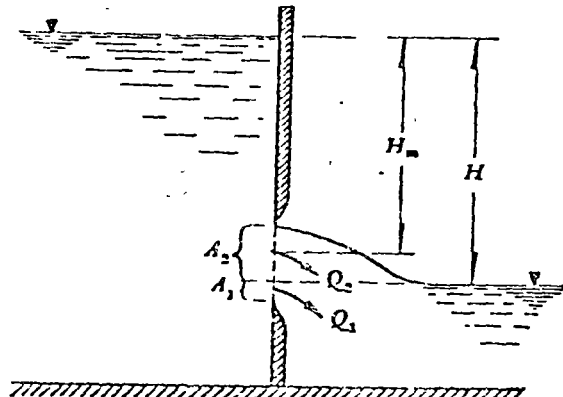


Fig. 1.35

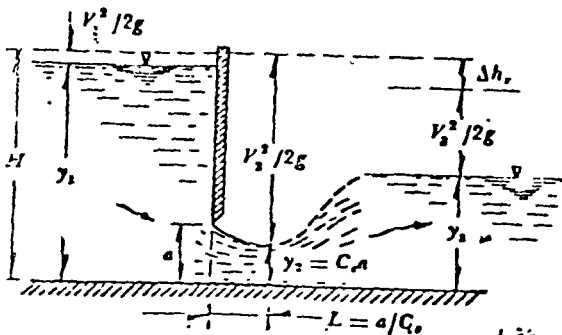


Fig. 1.36

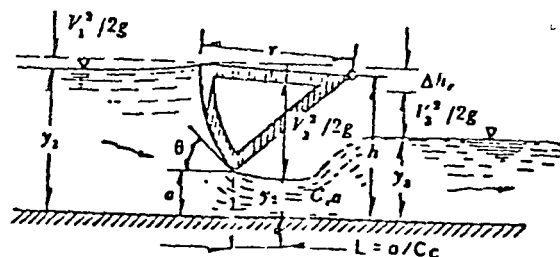


fig. 1.37

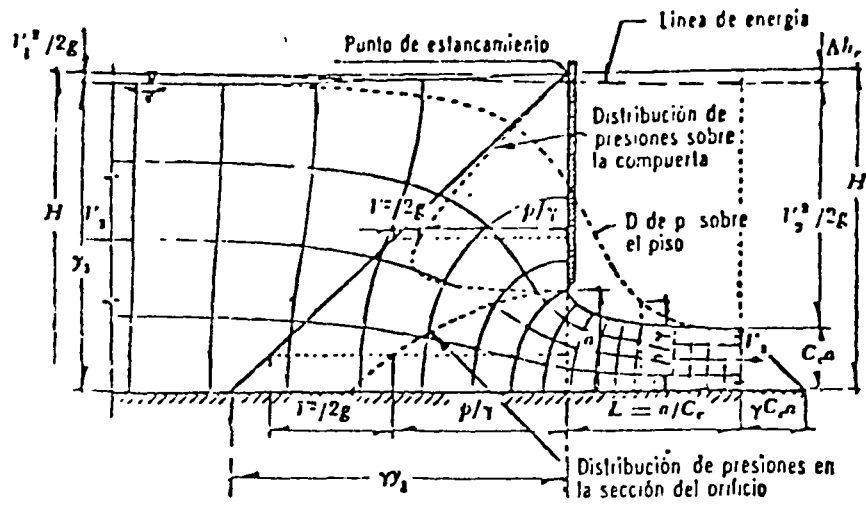


Fig. 1.38

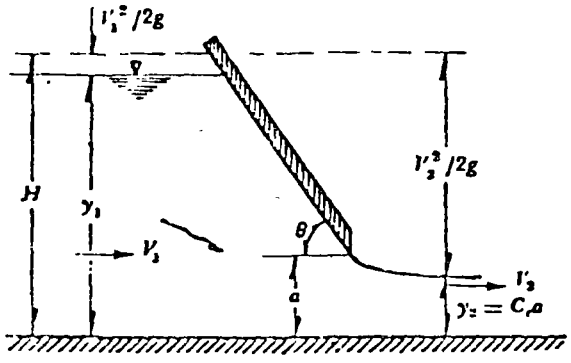


Fig. 1.39

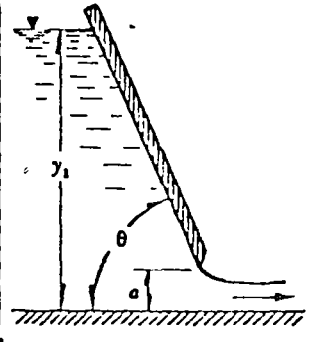
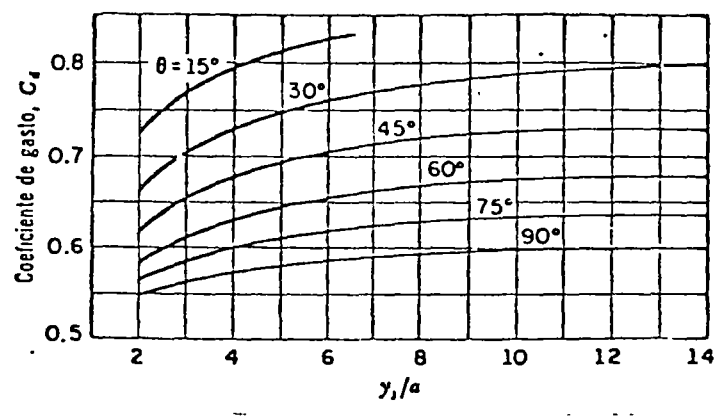


Fig. 1.40

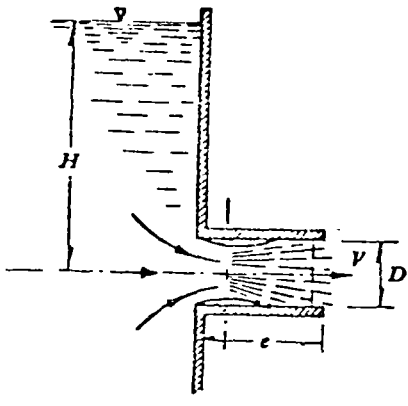


Fig. 1.41

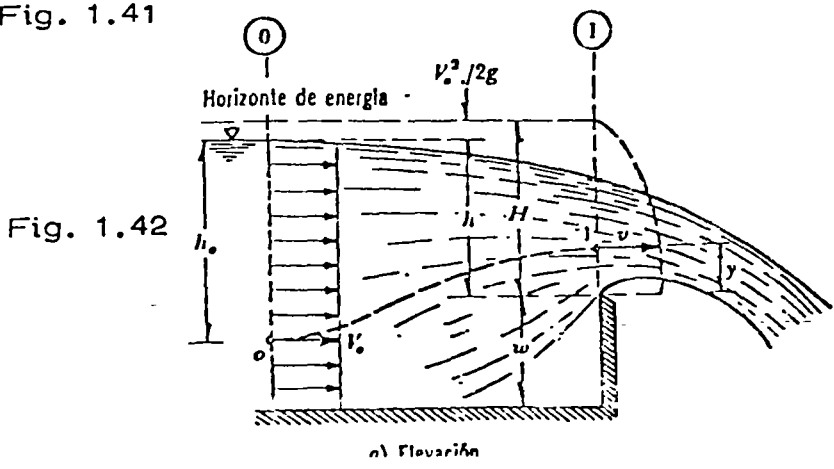
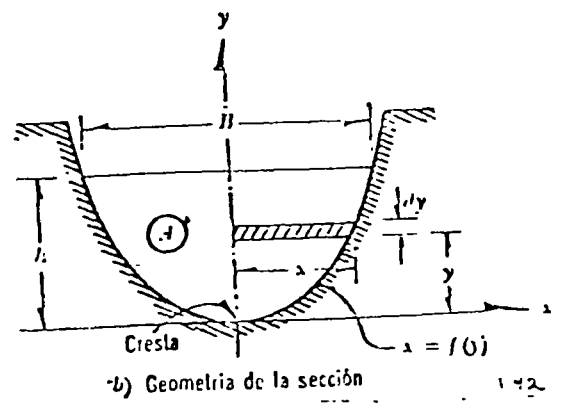


Fig. 1.42



b) Geometria de la sección





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



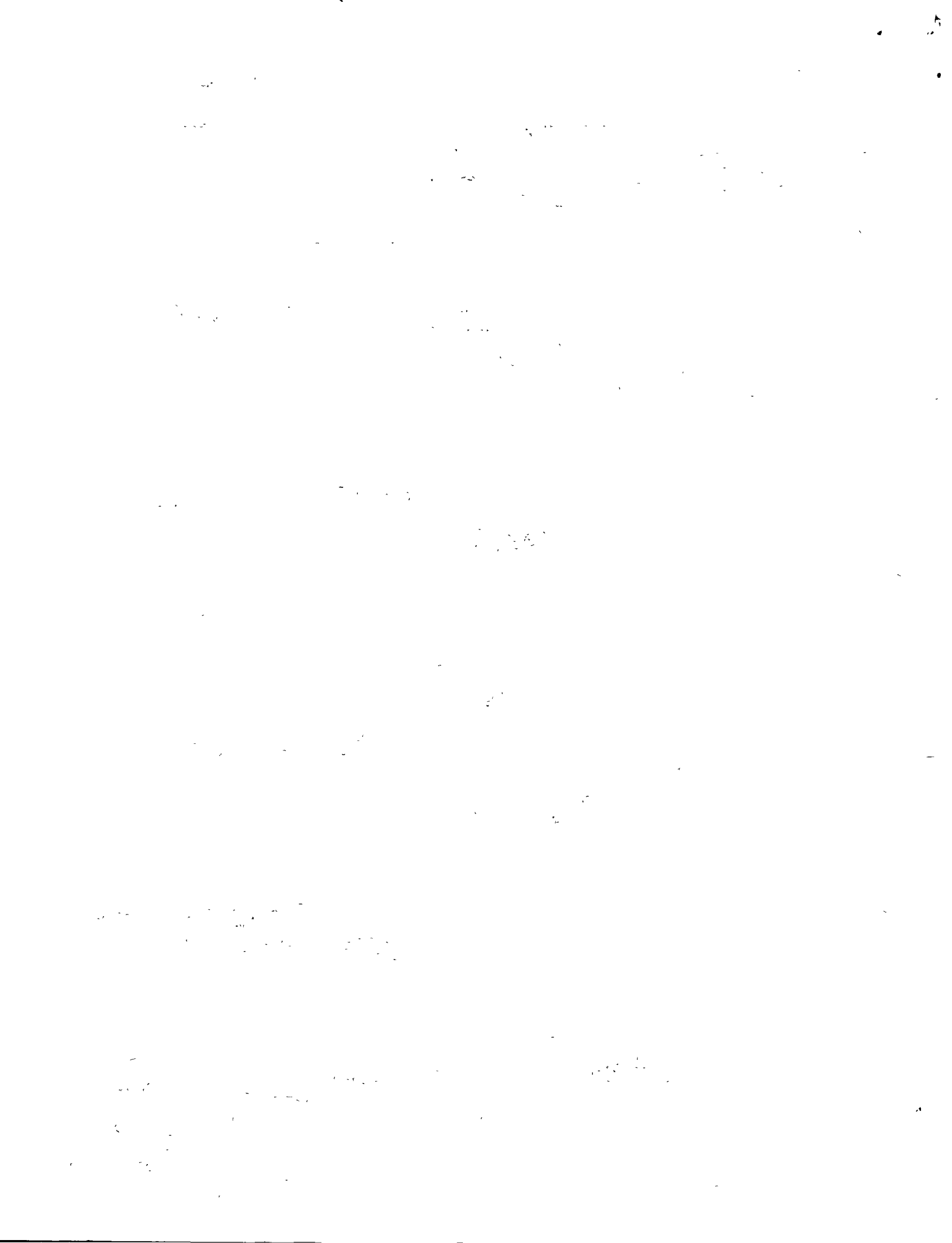
HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA I : ORIFICIOS Y COMPUERTAS.

(Continuación).

PROF. ING. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO.

Febrero-Abril, 1978.



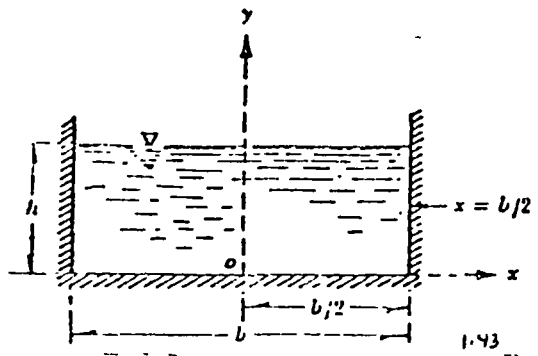


Fig. 1.43

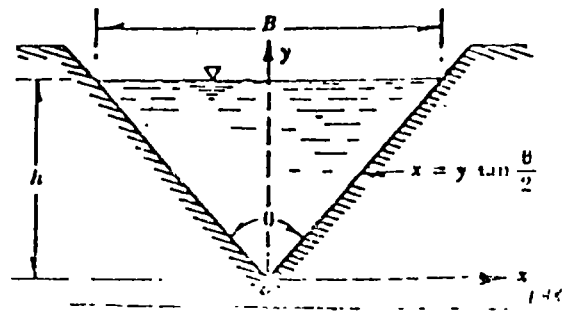


Fig. 1.44

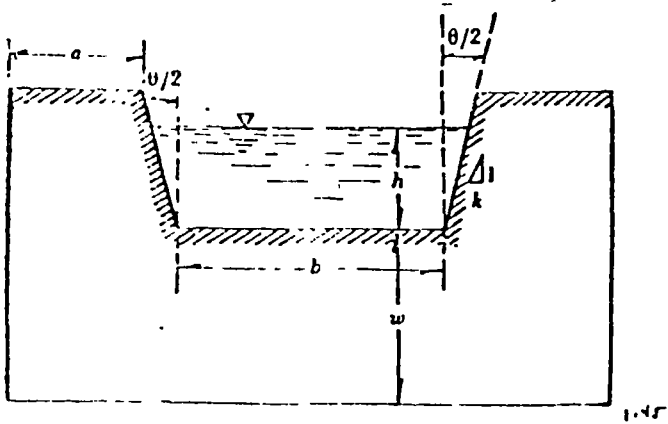


Fig. 1.45

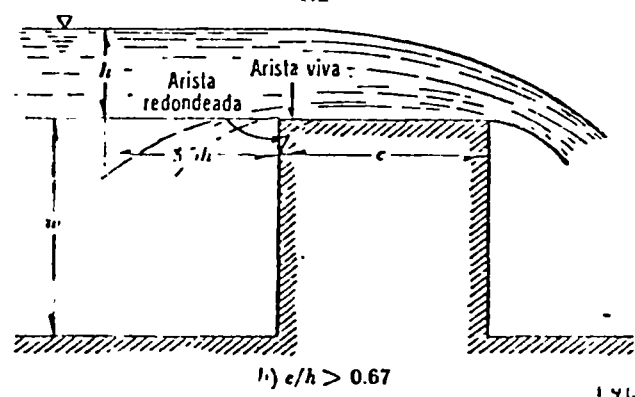
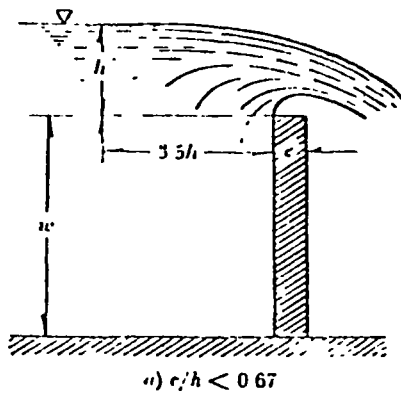
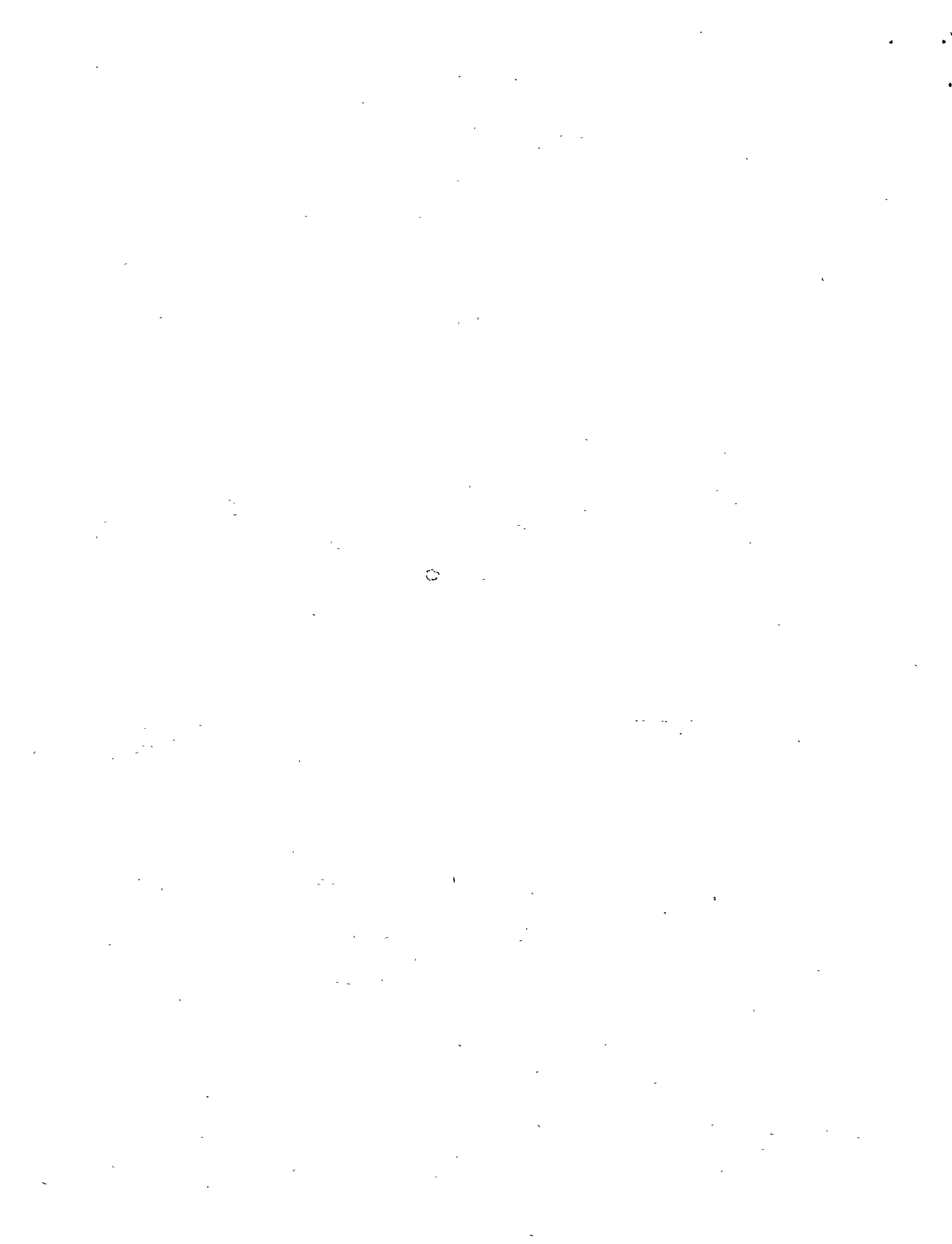


Fig. 1.4c



2. ANALISIS DE TUBERIAS

2.1 Aspectos generales

En la aplicación de los métodos de análisis para orificios, compuertas y vertederos, no ha sido necesario el cálculo de las pérdidas de energía por fricción, debido a que se trata de problemas locales de flujo donde las pérdidas que se han evaluado se deben más bien a efectos de aceleraciones súbitas del flujo o a separaciones del mismo. Sin embargo, en estructuras largas, la pérdida por fricción es muy importante, por lo que ha sido objeto de investigaciones teóricoexperimentales para llegar a soluciones satisfactorias de fácil aplicación.

Para estudiar el problema de la resistencia al flujo resulta necesario volver a la

clasificación inicial de los flujos y considerar las grandes diferencias de su comportamiento entre los flujos laminar y turbulento.

Osborne Reynolds (1883) en base a sus experimentos fue el primero que propuso el criterio para distinguir ambos tipos de flujo mediante el número que lleva su nombre, el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

En el caso de un conducto cilíndrico a presión, el número de Reynolds se define así :

$$R_6 = \frac{VD}{\nu}$$

donde

- V es la variación media,
- D el diámetro del conducto y
- ν la viscosidad cinemática del fluido.

Reynolds encontró que en un tubo el flujo laminar se vuelve inestable cuando R_6 ha rebasado un valor crítico, para tomarse después en turbulento. De acuerdo con diferentes investigadores el número crítico de Reynolds adquiere valores muy distintos que van desde 2 000 (determinado por el mismo Reynolds) hasta 40 000 (calculado por Eckman). De ello se deduce que dicho valor depende en mucho de los disturbios iniciales y define además un cierto límite, abajo del cual éstos se amortiguan, estableciendo el flujo laminar.

Es interesante observar que, tanto el flujo laminar como el turbulento, resultan propiamente de la viscosidad del fluido por lo que, en ausencia de la misma, no habría distinción entre ambos. Es más, aun en flujo turbulento el esfuerzo tangencial o de fricción, producido por el intercambio en la cantidad de movimiento entre partículas que fluctúan lateralmente, en cierto modo es resultado de los efectos viscosos.

Cuando la superficie de la pared de un conducto se amplifica, observamos que está formada por irregularidades o asperezas de diferentes alturas y con distribución irregular o aleatoria. Dicha característica es difícil de definir científicamente pues depende de factores como la altura media de las irregularidades de la superficie, la variación de la altura efectiva respecto de la altura media, la forma y distribución geométrica, la distancia entre dos irregularidades vecinas, etcétera.

Puesto que prácticamente es imposible tomar en consideración todos esos factores, se admite que la rugosidad puede expresarse por la altura media ζ de las asperezas (rugosidad absoluta), como un promedio obtenido del resultado de un cálculo con las características del flujo, mas no propiamente por el obtenido como la media de las alturas determinadas físicamente de la pared, en cada conducción, Es más importante la relación que la rugosidad absoluta guarda con el diámetro del tubo, esto es, la relación ϵ/D , que se conoce como rugosidad relativa.

Existen tubos, como los de asbesto-cemento, cuya rugosidad es de forma ondulada y que se comportan hidráulicamente como si fueran tubos lisos (vidrio o plástico).

Tres conceptos geométricos de la sección de una conducción hidráulica, muy importantes en el cálculo de las pérdidas de fricción, son los siguientes:

Área hidráulica A , es decir, el área de la sección transversal ocupada por el líquido dentro del conducto.

Perímetro mojado P , que es el perímetro de la sección transversal del conducto en el que hay contacto del líquido con la pared (no incluye la superficie libre si ésta existe).

Radio Hidráulico R_h , o sea la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado de la sección ($R_h = A/P$)

2.2 Determinación de la pérdida de energía por fricción

Para un flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de cargas piezométricas es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento. En 1850, Darcy, Weisbach y otros, dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida por fricción:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

donde

f Factor de fricción, sin dimensiones;



- g aceleración de la gravedad, en m/seg²;
- h_f pérdida por fricción, en m;
- D diámetro, en m;
- L longitud del tubo, en m;
- V velocidad media, en m/seg.

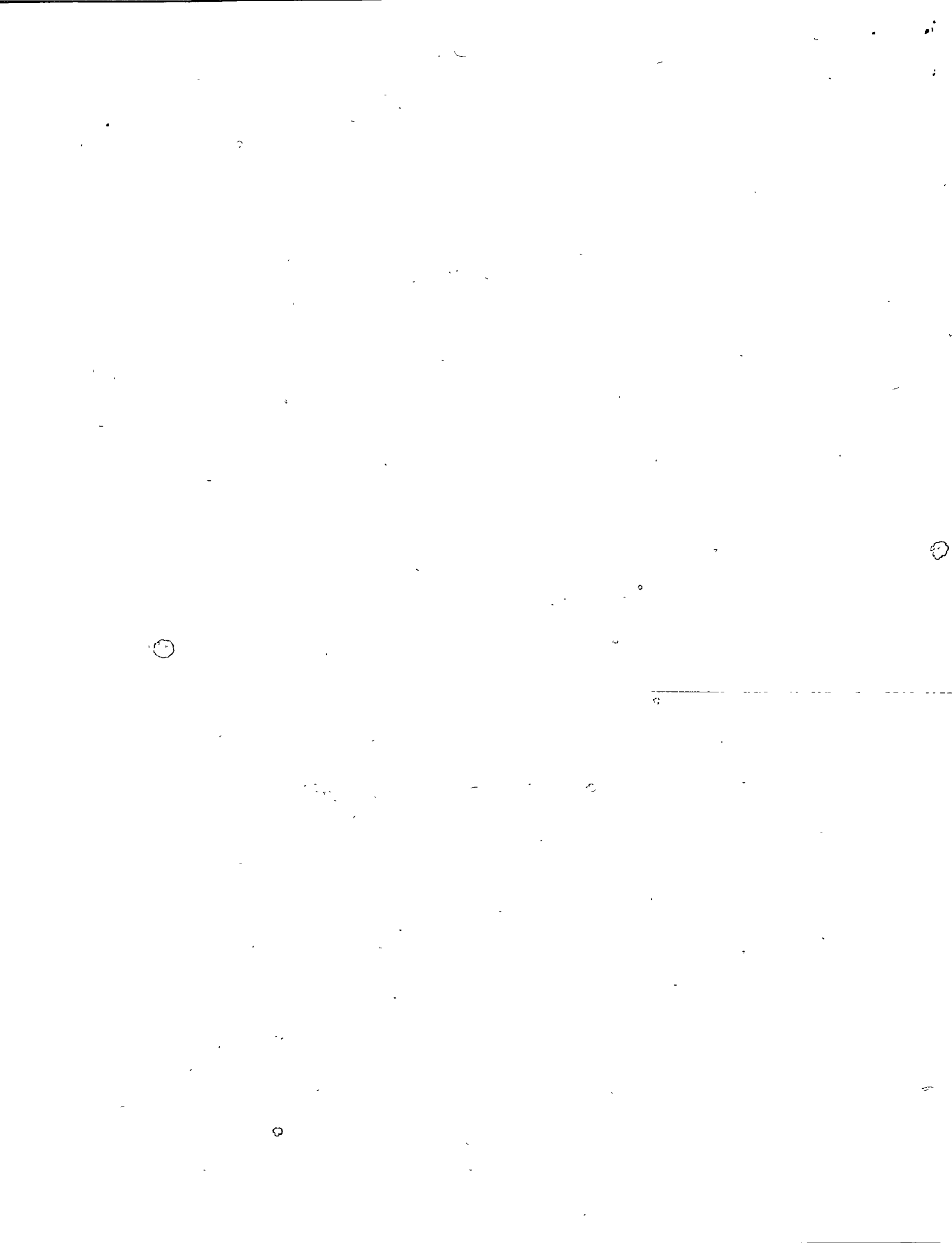
El factor de fricción es función de la rugosidad y del número de Reynolds R_e en el tubo, esto es :

$$f = f (\epsilon, R_e)$$

Si S_f representa la relación entre la pérdida de energía y la longitud del tubo - en que ésta ocurre (pendiente de fricción), la ecuación anterior también es

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}$$

La rugosidad de los tubos comerciales no es homogénea, razón por la cual es difícil de definir científicamente. Sin embargo, se puede caracterizar por un valor medio que, desde el punto de vista de pérdida, es equivalente a una rugosidad uniformemente distribuida. Conviene aclarar que en dicho valor intervienen, además, otros factores como la frecuencia y alineamiento de las juntas en los conductos de concreto y asbesto-cemento, o bien el tipo de costura o de remachado en los tubos de acero y, finalmente, el efecto de incrustaciones y acumulamientos en los conductos, principalmente metálicos, por la acción corrosiva del agua.



Con el fin de comprobar los resultados en tuberías comerciales, diferentes investigadores hicieron estudios posteriores a los de Nikuradse y aceptaron el concepto - de rugosidad media - usado por éste, la cual determinaron por un proceso inverso. Es decir, una vez que obtuvieron experimentalmente la pérdida de fricción en una tubería de características hidráulicas y geométricas conocidas, determinaron el coeficiente f de la fórmula de Darcy-Weisbach.

Colbrook y White comprobaron los mismos resultados de Nikuradse, para las zonas laminar y turbulenta en tubos de rugosidad comercial.

Con base en estos resultados Moody preparó el diagrama universal, que lleva su nombre, para determinar el coeficiente de fricción f en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido (fig 2.1)

Antes de que se conocieran las fórmulas de tipo logarítmico, las únicas disponibles para el diseño eran las de tipo exponencial, puramente empíricas, cuyo mérito estriba en su sencillez. Sin embargo, fueron y siguen siendo usadas.

Para tubos que transportan agua, dichas ecuaciones toman la expresión general:

$$V = a D^x S_f^y$$

o bien, con $S_f = h_f/L$ (pendiente de fricción) :

$$h_f = \left(\frac{V}{a D^x} \right)^{1/y} \quad L = \left[\frac{4 Q}{a D^{(x+2)}} \right]^{1/y} L$$

Donde el coeficiente a y los exponentes x , y son empíricos. La expresión no es

adimensional, por lo que se debe tener cuidado en la conversión de unidades.

Es conveniente investigar la relación entre el factor de fricción f y los términos anteriores. Para ello, si se iguala la ecuación de Darcy-Weisbach con la ecuación anterior y se despeja f resulta :

$$f = 2g \frac{D(1-x/y)}{a^{1/y} \sqrt{(2-1/y)}}$$

Dado que a normalmente varía con la rugosidad y la viscosidad, tiene por ello las mismas características que f .

En las tablas 2.1 y 2.2 se presenta un resumen de las principales fórmulas experimentales para el cálculo de la pérdida por fricción en tuberías.

2.3 Pérdidas locales

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas, generalmente, por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de las descargas (válvulas y compuertas). Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a las de fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Tal tipo de pérdida se conoce como pérdida local, su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general de pérdida local es :

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

adimensional, por lo que se debe tener cuidado en la conversión de unidades. Es conveniente investigar la relación entre el factor de fricción f y los términos anteriores. Para ello, si se iguala la ecuación de Darcy-Weisbach con la ecuación anterior y se despeja f resulta :

$$f = 2g \frac{D^{(1-x/y)}}{a^{1/y} \sqrt{(2-1/y)}}$$

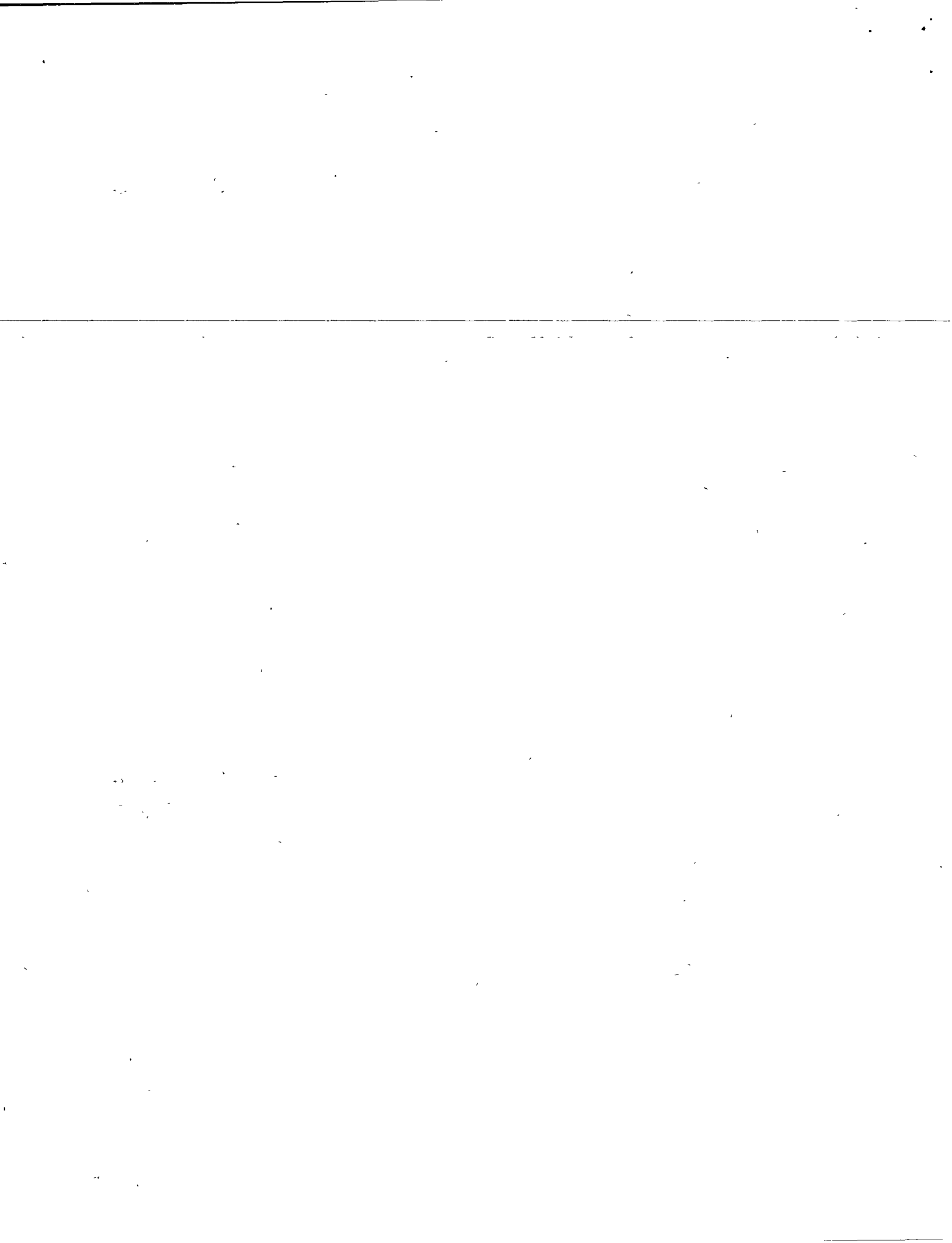
Dado que a normalmente varía con la rugosidad y la viscosidad, tiene por ello las mismas características que f .

En las tablas 2.1 y 2.2 se presenta un resumen de las principales fórmulas fundamentales para el cálculo de la pérdida por fricción en tuberías.

2.3 Pérdidas locales

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están normalmente, por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de las descargas (válvulas y compuertas). Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a las de fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Tal tipo de pérdida se conoce como pérdida local, Su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general de pérdida local es :

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



donde

- h pérdida de energía, en m;
- K coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida -
que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo;
- $\frac{V^2}{2g}$ la carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del
flujo (salvo aclaración en contrario) en m

En los siguientes incisos se presentan los valores del coeficiente K, de acuerdo -
con el tipo de perturbación.

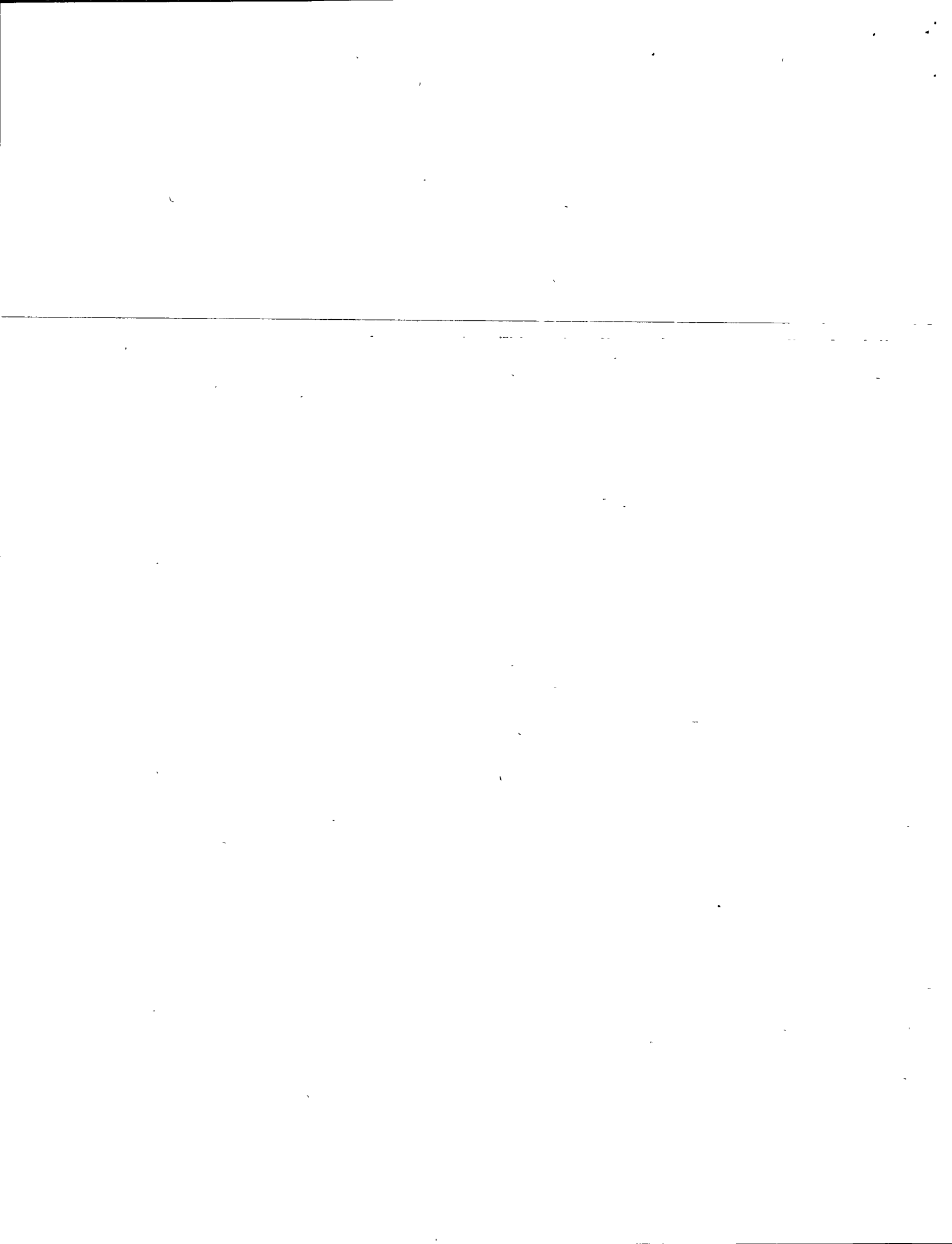
2.3.1 Pérdida por entrada

A la entrada de las tuberías se produce una pérdida por el efecto de contracción -
que sufre la vena líquida y la formación de zonas de separación; el coeficiente K
depende, principalmente, de la brusquedad con que se efectúa la contracción del
chorro. En la fig 2.2 se muestran algunos valores.

donde H es la dimensión vertical del conducto, para definir la forma del perfil su-
perior e inferior o la dimensión horizontal para la forma de las entradas laterales.

2.3.2 Pérdida por rejilla

Con objeto de impedir la entrada de cuerpos sólidos a las tuberías, suelen utilizar-
se estructuras de rejillas formadas por un sistema de barras o soleras verticales,
regularmente espaciadas, que se apoyan sobre miembros estructurales; dichas re-
jillas obstaculizan el flujo y producen una pérdida de energía. Cuando están par-



cialmente sumergidas y sobresalen del nivel de la superficie del agua, el coeficiente K puede calcularse con la fórmula de Kirshmer que está de acuerdo con las experiencias de Fellenius y Spangler, además de ser válida para el flujo normal al plano de rejillas.

$$K = C_f (s/b)^{4/3} \operatorname{sen} \theta$$

donde C_f es un coeficiente que depende de la forma de la reja; V , en la ecuación de pérdida es la velocidad V_0 frente a las rejillas como si éstas no existieran.

En la fig 2.3 se indica el significado de cada término.

2.3.3 Pérdida por ampliación

Esta se origina al producirse un ampliación de la sección transversal del tubo. El coeficiente K depende de la brusquedad de la ampliación y para encontrarlo se usa la fórmula de Borda-Carnot.

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

donde C_a depende del ángulo θ del difusor, como se muestra en la fig2.4, la cual incluye los resultados de Gibson. Para ampliaciones bruscas se usa la misma fórmula con $C_a = 1$.

2.3.4 Pérdida por reducción

En este caso se produce un fenómeno de contracción semejante al de entrada a la tubería, el cual también conviene que sea gradual;

Si bien en este caso la pérdida es inferior a la de la ampliación, dependiendo de la brusquedad con se efectúa la contracción, el coeficiente de pérdida está supeditado al ángulo θ al cual se produzca.

Con objeto de evitar pérdidas grandes, el ángulo de reducción no debe exceder de un valor especificado (fig 2.5)

Dicho ángulo vale :

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{g D}{V}}$$

en que

$$D = \frac{D_1 + D_2}{2} ; \quad V = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

y en este caso, $K_r = 0.1$.

Si la contracción es brusca se usan los coeficientes de Weisbach, mostrados en la fig 2.6, en la que aparece también la curva de Kisieliev, la cual pretende dar los valores medios de todos los autores que han estudiado el problema.

2.3.5 Pérdida por cambio de dirección

Si se visualiza el flujo en un cambio de dirección, se observa que los filetes tienden a conservar su movimiento rectilíneo en razón de su inercia. Esto modifica la distribución de velocidades y produce zonas de separación en el lado interior y aumentos de presión en el exterior, con un movimiento espiral que persiste en una distancia de 50 veces el diámetro. Si el cambio de dirección es gradual con una curva circular de radio medio R y rugosidad absoluta ϵ , para obtener el coeficiente



de pérdida K se usa la gráfica de Hoffman que, además, toma en cuenta la fricción en la curva, donde

$$K = C_c \frac{\theta^\circ}{90^\circ}$$

2.3.6 Pérdida por válvulas

Los coeficientes de pérdida por válvulas varían de acuerdo con el tipo y, para distintas posiciones, deben ser proporcionados por los fabricantes. A falta de estos datos, se pueden utilizar los valores medios que se indican en las tablas 2.3, 2.4, 2.5, 2.6 y figs 2.7 a 2.9.

2.4 Conducto sencillo

Es el más sencillo de los sistemas. Consiste de un conducto único alimentado en el extremo, aguas arriba, por un recipiente o una bomba y con descarga libre o a otro recipiente. El conducto puede tener cambios geométricos u obstrucciones que producen pérdidas locales de energía, además de la propia de fricción.

En la fig 2.10 se muestra el comportamiento de las líneas de energía y gradiente hidráulico, para el tubo que conecta dos recipientes; ambas líneas interpretan el significado físico de los términos en la ecuación de la energía.

Para el análisis de conducto sencillo se utiliza la ecuación de continuidad y la de energía. La primera establece la invariabilidad del gasto en cualquier sección i del conducto; a saber :

$$Q = A_i V_i$$

La segunda establece la constancia de la energía entre dos secciones transversales 1 y 2 del conducto, para lo cual se acepta, usualmente, que el coeficiente α en dichas secciones valga uno. Esto es :

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_l$$

donde

$\sum_1^2 h_f$ suma de las pérdidas de fricción h_f , en cada tramo de la sección 1 a la 2;

$\sum_1^2 h_l$ suma de las pérdidas locales que ocurren de la sección 1 a la 2 debidas a entrada, cambios de sección, válvulas, etcétera.

Los dos términos se expresan en razón de la carga de velocidad dentro del tramo de sección constante, si la pérdida es de fricción o aguas abajo del punto donde se produce la pérdida local, Por esta causa, la ecuación de la energía contendrá los valores de la velocidad, en distintas secciones del conducto, mismos que se pueden substituir por la velocidad, en un sólo tramo, utilizando la ecuación de continuidad.

Si en el sistema de la fig 2.10, el recipiente de aguas abajo no existe, es decir, si el conducto descarga libremente a la atmósfera, el desnivel H se mide como la diferencia de niveles entre la superficie libre en el depósito superior y el centro de gravedad de la sección final del tubo. En cualquier caso, dicho desnivel será:

$$H = \sum h_f + \sum h_l + \frac{V_s^2}{2g}$$

donde $V_s^2/2g$ es la carga de velocidad en la sección final del conducto, considerada como energía final en el caso de descarga libre, o como pérdida en el caso de descarga a otro recipiente. Se presentan dos tipos de problema :

- a) Revisión. Conociendo H , la geometría y rugosidad del tubo, se desea calcular el gasto.

Solución.

Supuesto que se desconoce la zona de flujo (laminar, transición o turbulento) en la que trabaja el tubo, la velocidad y los coeficientes de pérdida son incógnitas. Si la sección 1 se elige dentro del depósito superior y la 2 dentro del inferior, de tal manera que la velocidad de llegada sea despreciable. De la ecuación de la energía se tiene :

$$H = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) =$$

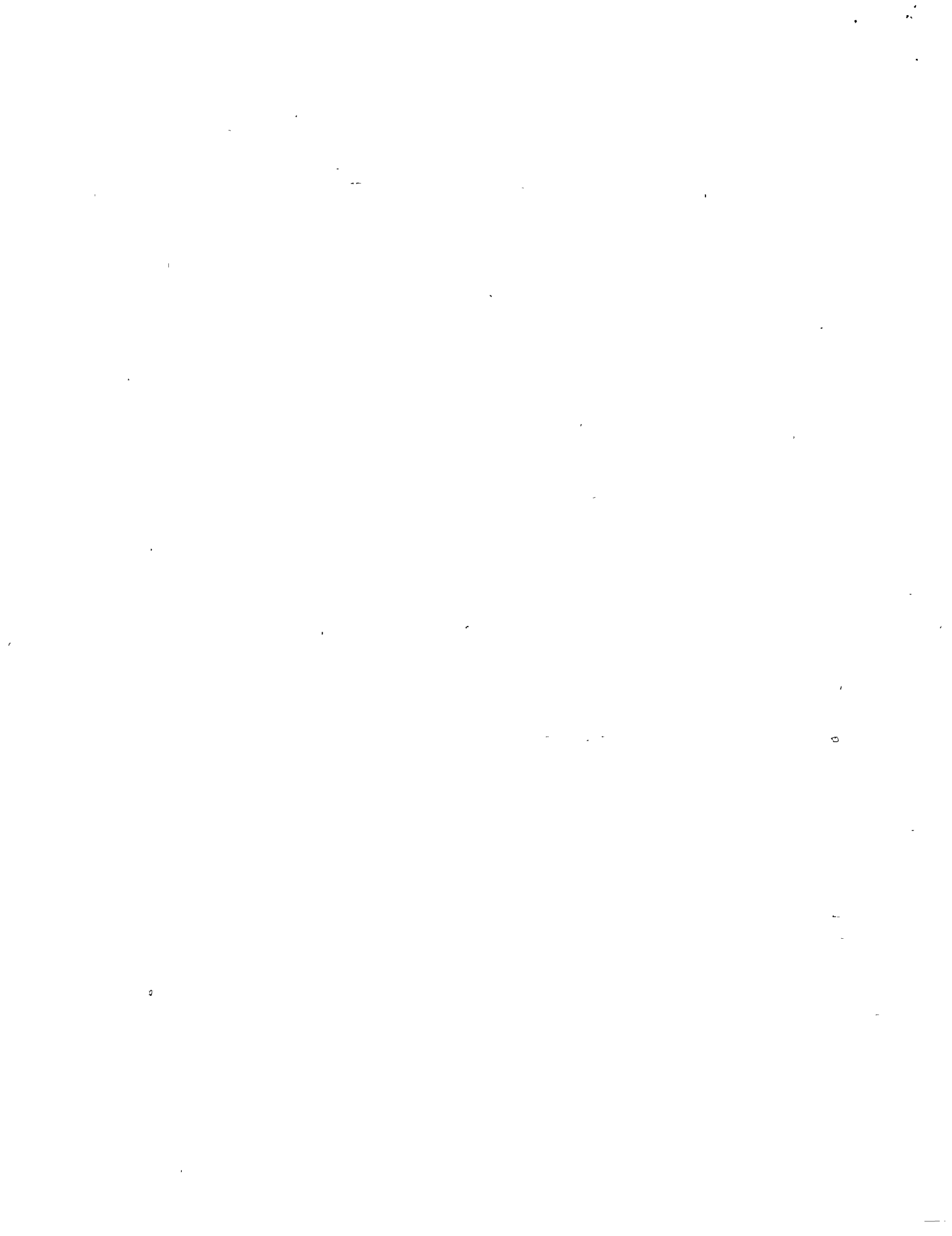
$$= \frac{V_s^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1 h_l$$

en que V_s es la velocidad en la sección final de la tubería.

Por la fórmula de Darcy-Ewisbach y de pérdidas menores vemos que :

$$H = \frac{V_s^2}{2g} + \left(f_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + f_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right) +$$

$$+ \left(K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right)$$



y debido a que $V_s V_s = V_i A_i$, entonces resulta :

$$H = \frac{V_s^2}{2g} \left(1 + \frac{f_1 L_1}{D_1} \frac{A_s^2}{A_1^2} + \frac{f_2 L_2}{D_2} \frac{A_s^2}{A_2^2} + \dots + K_1 \frac{A_s^2}{A_1^2} + K_2 \frac{A_s^2}{A_2^2} + \dots \right)$$

la velocidad en la sección final vale

$$V_s = \sqrt{\frac{2 g H}{1 + \sum_{i=1}^n \frac{f_i L_i}{D_i} \frac{A_s^2}{A_i^2} + K_i \frac{A_s^2}{A_i^2}}}$$

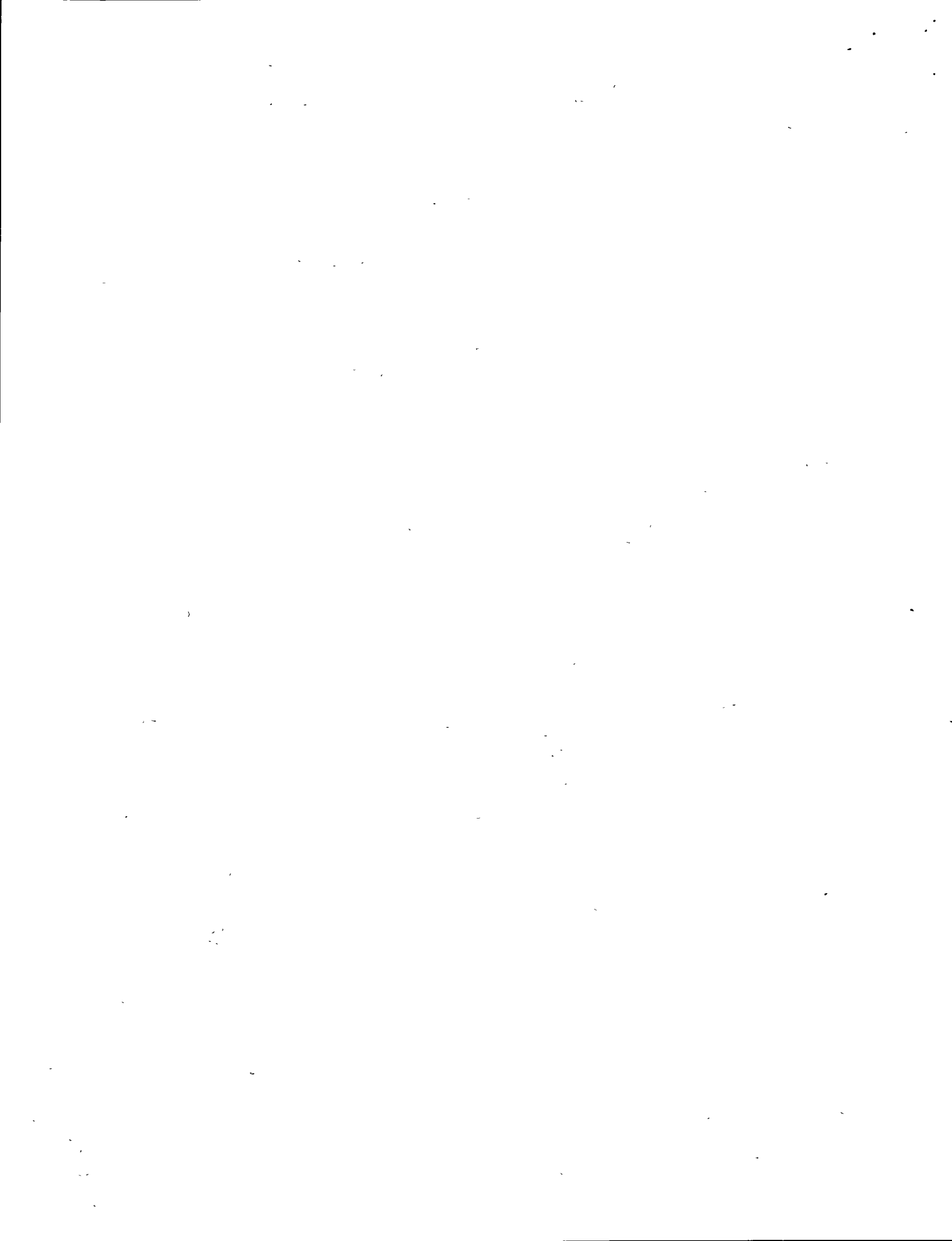
y el gasto :

$$Q = V_s A_s$$

Puesto que se conoce ϵ_i/D_i , se puede estimar un valor para cada f_i , por inspección del diagrama de Moody, así como los K_i . Con dichos coeficientes, substituidos en la ecuación anterior, se determina el gasto; de éste, $V_i = 4 Q/\pi D_i$ y con los números de Reynolds, se obtienen nuevos valores f_i .

El proceso se repite.

- b) Diseño. Conociendo H , la geometría (con excepción de uno de los diámetros), la rugosidad y el gasto, se desea calcular uno de los diámetros (con más de un diámetro como incógnita, la solución es imposible).



Solución

Igual que el problema anterior estimado f y D desconocidos, que se substituyen reiteradamente hasta obtener el gasto; Este problema es poco común.

$$Q = \frac{2 g H}{4 f L / D^5}$$
$$D = \sqrt[5]{\frac{8 L Q^2}{g^2 H} f} = \sqrt[5]{\frac{0.0827 L Q^2}{H} f}$$

también en el número de Reynolds, nos da

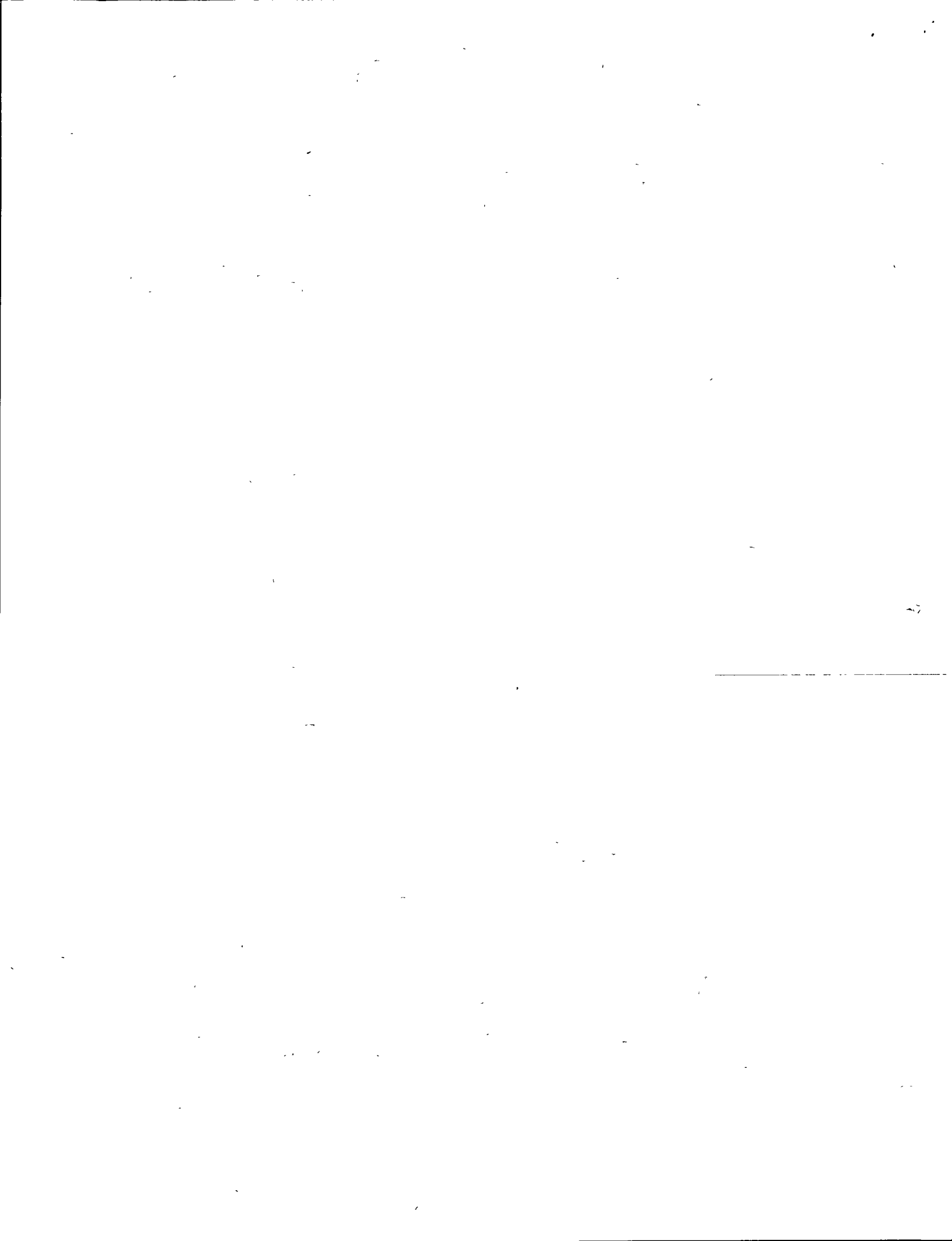
$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{4 Q}{\pi \nu} \frac{1}{D} = \frac{C_2}{D}$$

en el que se conoce a

$$C_2 = 4 Q / \pi \nu$$

Problema 2.1 La instalación hidroeléctrica, con la geometría mostrada en la fig. 2,11, abastece a una casa de máquinas un gasto de $8.98 \text{ m}^3/\text{seg}$. La instalación consta de una galería con acabado interior de cemento de 3.00 m de diámetro, una cámara de oscilación y una tubería de acero soldado, nuevo, de 1.50 m de diámetro. Determinar:

- la carga neta sobre las máquinas;
- la potencia neta - en kw - que produce el sistema, si las máquinas tienen una eficiencia de un 82%;
- la eficiencia de todo el sistema;
- el nivel de la superficie del agua en la cámara de oscilación - que, para las condiciones de flujo permanente, actúa como un



simple tubo piezométrico.

Solución a).

Las áreas en la galería y tubería son, respectivamente :

$$A_g = 0.7854 (3)^2 = 7.069 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.7854 (1.5)^2 = 1.767 \text{ m}^2$$

y l

y las velocidades :

$$V_g = \frac{8.98}{7.069} = 1.27 \text{ m/seg}$$

$$V_t = \frac{8.98}{1.767} = 5.08 \text{ m/seg}$$

La ecuación de la energía, entre una sección dentro del vaso

y la de salida de la tubería, es:

$$329 = 170.3 + \frac{P_t}{\gamma} + \frac{V_t^2}{2g} + \sum h$$

La carga neta sobre las máquinas es entonces :

$$H_n = \frac{P_t}{\gamma} + \frac{V_t^2}{2g} = 158.7 - \sum h$$

Debido a que la longitud de los tubos es grande, las pérdidas locales se consideran despreciables respecto de las de fricción.

El número de Reynolds, en la galería para agua a 15° C $\nu =$

$= 1.145 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$, es :

$$R_e = \frac{1.27 \times 3 \times 10^6}{1.145} = 3.33 \times 10^6$$

y en la tubería :



Del diagrama de Moody, tenemos que :

para la galería : $\epsilon = 1.5 \text{ mm}$,

$$\epsilon/D = 0.0005, \quad f = 0.0169;$$

para la tubería: $\epsilon = 0.075 \text{ mm}$,

$$\epsilon/D = 0.00005, \quad f = 0.011.$$

Las pérdidas de fricción serán :

$$h_{fg} = 0.0169 \frac{4 \ 500}{3} \frac{(1.27)^2}{19.6} = 2.09 \text{ m}$$

$$h_{ft} = 0.011 \times \frac{860}{1.5} \frac{(5.08)^2}{19.6} = \frac{8.30}{\sum h = 10.39 \text{ m}}$$

y la carga neta :

$$H_n = 158.7 - 10.39 = 148.31 \text{ m}$$

Solución b)

La potencia neta del sistema vale :

$$P = \eta_m \gamma Q H_n = 0.82 \times 1,000 \times 8.98 \times 149.31$$

$$P = 1 \ 092 \ 095.5 \text{ kg m/seg.}$$

En caballos de vapor :

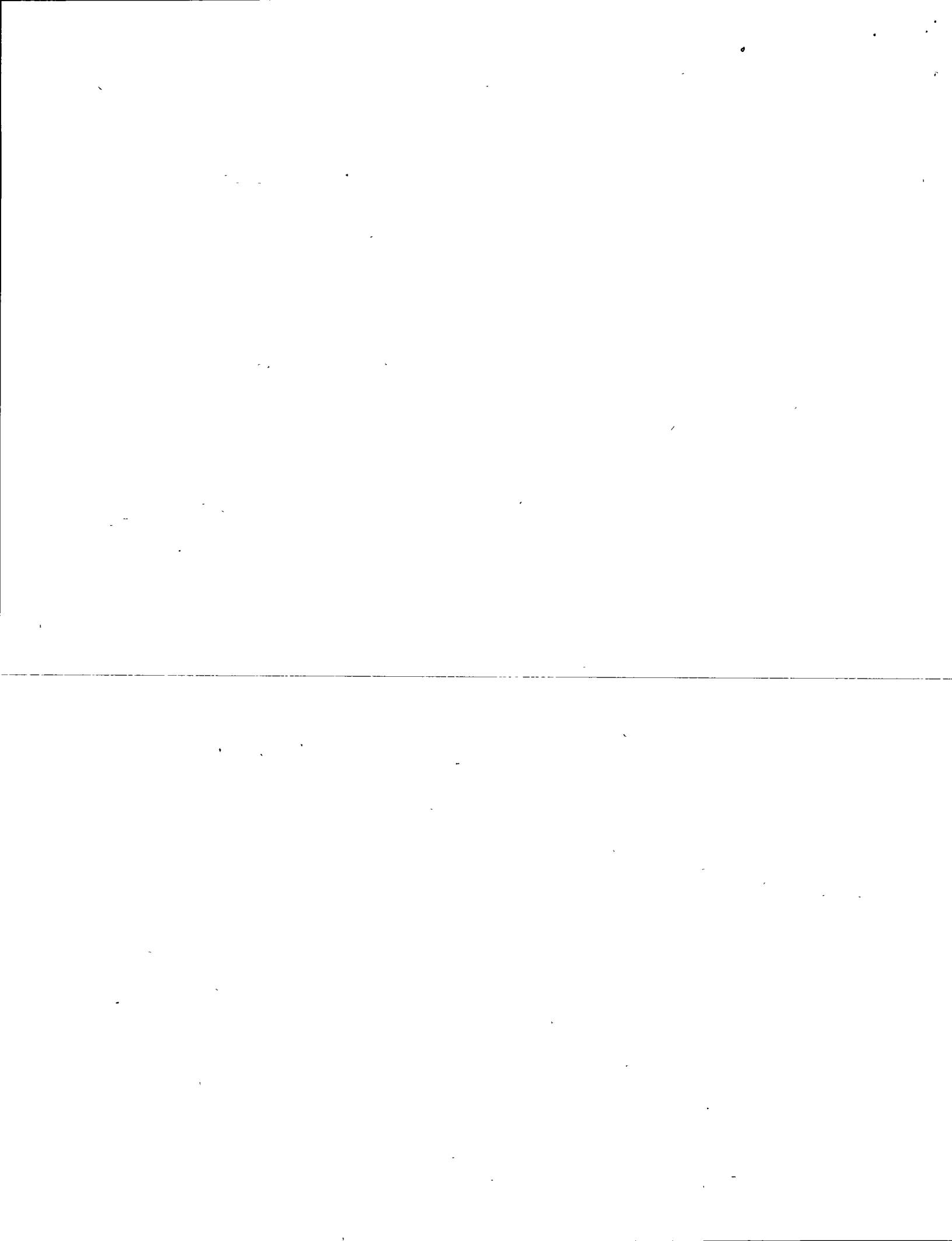
$$P = \frac{1 \ 092 \ 095.3}{75} = 14 \ 561.3 \text{ C V}$$

En kilovatios :

$$P = \frac{14 \ 561.3}{0.736} = 19 \ 784.3 \text{ kw}$$

Solución C)

La eficiencia de todo el sistema es la relación, entre la potencia neta y la que se produciría con la carga bruta, al no ocurrir



pérdidas en la conducción y en las máquinas.

La carga bruta es.

$$H_b = 329 - 170.3 = 158.7 \text{ m}$$

y la eficiencia del sistema :

$$\begin{aligned} s &= \frac{\eta_m \gamma Q H_n}{\gamma Q H_b} = \frac{\eta_m H_n}{H_b} = \\ &= \frac{0.82 \times 148.31}{158.7} = 0.766 ; 76.6 \text{ por ciento.} \end{aligned}$$

La eficiencia de la conducción resulta ser :

$$\eta_c = \frac{\gamma Q H_n}{\gamma Q H_b} = \frac{148.31}{158.7} = 0.935 ;$$

93.5 por ciento.

Solución d)

De la ecuación de la energía, entre el vaso y la sección de la galería en la base de la cámara de oscilación, con $h_{fg} = 2.09$ de los cálculos anteriores, resulta entonces :

$$329 = \text{N.C.} + \frac{V_g^2}{2g} + h_{fg}$$

$$\text{N.C.} = 329 - \frac{(1.27)^2}{19.6} - 2.09 = 326.828 \text{ m}^{\circ}$$

Problema 2.2 Una bomba de 25 CV de potencia y 75 por ciento de eficiencia, debe abastecer un gasto de $6 \text{ m}^3/\text{min}$ de agua, a 10°C , a un recipiente cuyo nivel se encuentra 10 m arriba del cárcamo de bombeo. La tubería de conducción es de hierro fundido con incrustaciones ($\epsilon = 0.76 \text{ mm}$), con una longitud de 100 m, tres curvas de radio $R = 5D$ (dos de 45° y una de 90°) y una válvula con $K_v = 8$.



Determinar el diámetro necesario en la tubería. (fig 2.12)

Solución.

La potencia suministrada por la bomba a la tubería es :

$$P = 75 \times 0.75 \times 25 = 1\,406 \text{ kg m/seg}$$

y la carga de bombeo para $Q = 6/60 + 0.1 \text{ m}^3/\text{seg}$, la siguiente:

$$H_n = \frac{P}{\gamma Q} = \frac{1,406}{1\,000 \times 0.1} = 14.06 \text{ m}$$

Como se dispone de esta energía, inmediatamente después de la bomba, de la ecuación de la energía resulta que

$$14.06 = 10 + \frac{V^2}{2g} + f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} + K_c \frac{V^2}{2g} + K_v \frac{V^2}{2g}$$

$$4.06 = \frac{V^2}{2g} (1 + f L/D + K_c + K_v) \quad (*)$$

Igual que en el problema anterior, se resuelve por iteraciones.

Después de efectuar varios ciclos, se propone $D = 0.254 \text{ m}$ cuya área, velocidad y carga de velocidad son :

$$A = \frac{\pi}{4} (0.254)^2 = 0.05065 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0.1}{0.05065} = 1.974 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0.199 \text{ m}$$

El número de Reynolds para $\nu = 0.0131 \text{ cm}^2/\text{seg}$ es :

$$R_e = \frac{1.974 \times 0.254 \times 10^6}{1.31} = 3.827 \times 10^5$$

y para $\epsilon/D = 0.076/25 = 0.003$ del diagrama de Moody, $f=0.026$, se obtiene :

$$f \frac{L}{D} = \frac{0.026 \times 100}{0.254} = 10.24$$

Para codos a 45° , $C_c = 0.16$ y para 90° $C_c = 0.25$. Por lo cual, $K_c = 2 \times 0.16 + 0.25 = 0.57$. Por tanto :

$$V = \sqrt{\frac{19.6 \times 4.06}{1 + 10.24 + 0.57 + 8}} = 2 \text{ m/seg}$$

siendo el gasto :

$$Q = 2 \times 0.05065 = 0.102 \text{ m}^3/\text{seg}$$

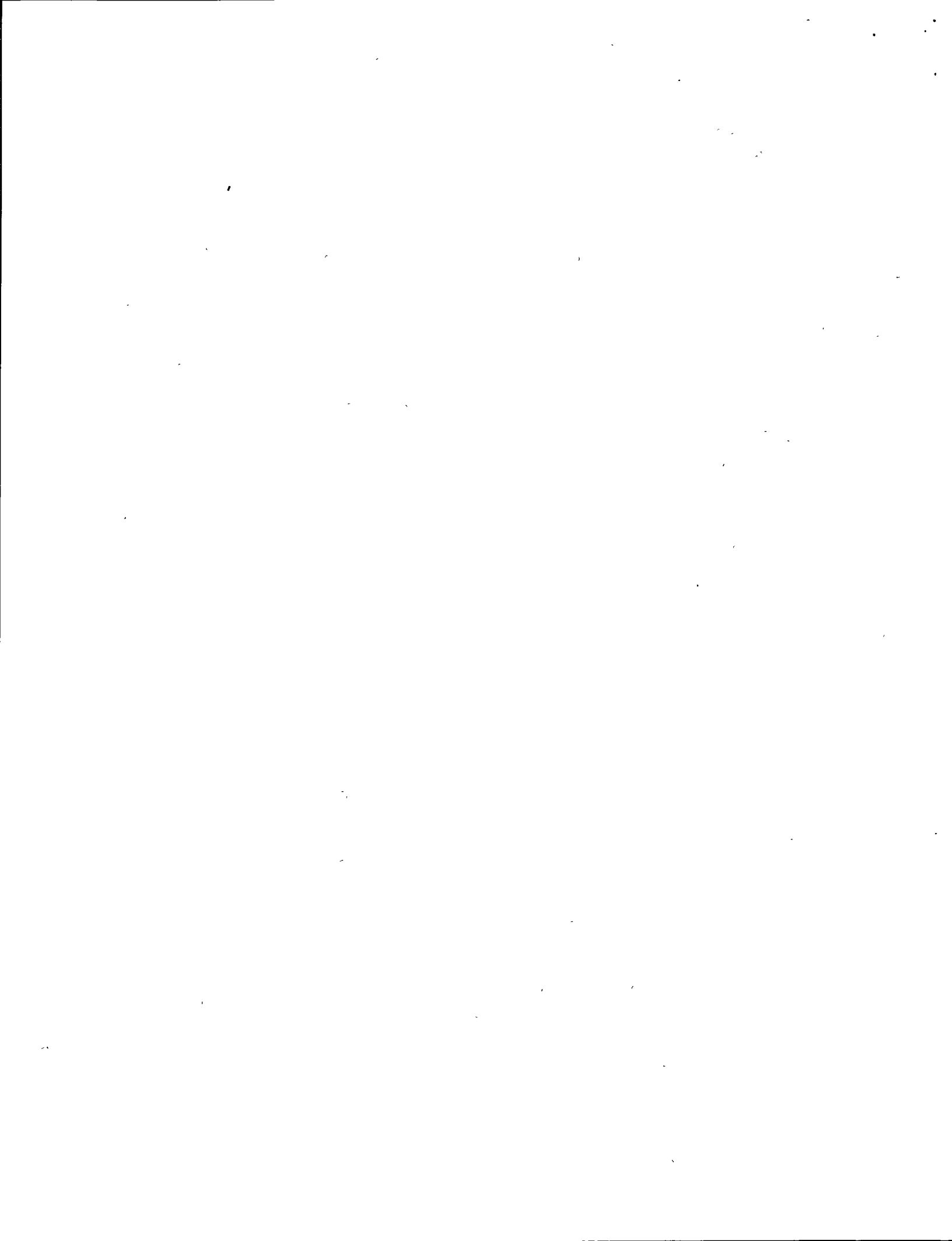
entonces el diámetro de 254 mm es el adecuado.

En ocasiones resulta necesario derivar varios ramales de un mismo tubo (figura 2.13), para lo cual se pueden presentar dos casos :

1. Se conoce la pérdida entre A y B y se desea determinar el gasto en cada ramal.
2. Se conoce el gasto total y se desea determinar la pérdida entre A y B, así como la distribución del gasto en cada ramal.

Amos casos ocurren independientemente de las energías que existan en A y B. -

El primero no ofrece dificultad puesto que una vez conocida la pérdida, se puede calcular el gasto en cada ramal en base a que funciona con una carga igual a la pérdida determinada; esto es, que $\Delta H_1 = \Delta H_2 = \dots = \Delta H$, la pérdida de energía vale :



$$\Delta H = K_i \frac{V_i^2}{2g}$$

por lo que :

$$V_i = \sqrt{\frac{2g H}{K_i}}$$

donde :

$$K_i = f_i \frac{L_i}{D_i} + \sum K_{li}$$

siendo el gasto :

$$Q_i = A_i V_i$$

Para el segundo caso, se supone la existencia de una tubería (ficticia) que transporta el gasto total, equivalente a todos los ramales, con una pérdida en la misma de $\Delta H_e = \Delta H_1 = \Delta H_2 = \dots = \Delta H_n$.

Obtenemos:

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

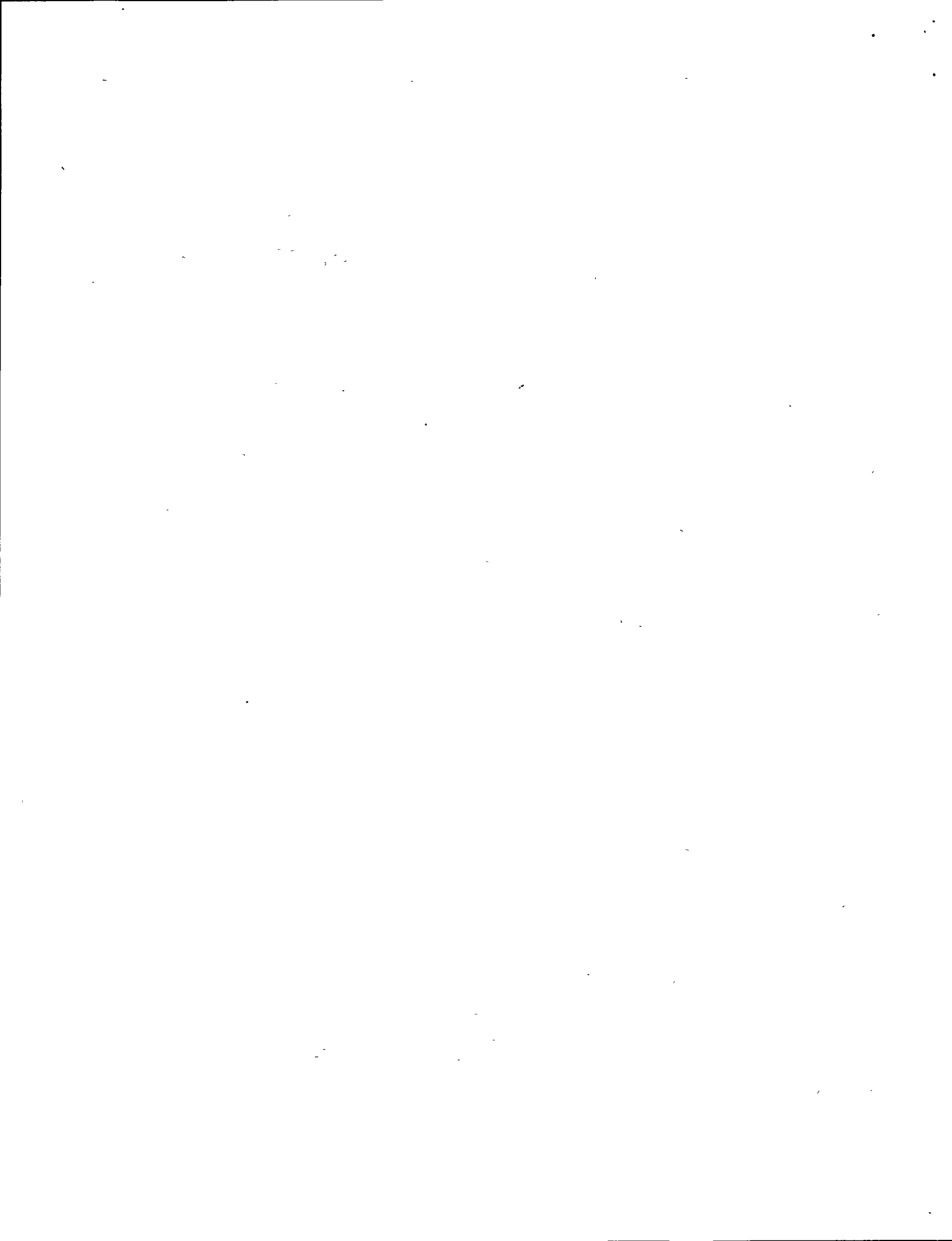
y al simplificar, resulta :

$$\frac{D_e^2}{\sqrt{K_e}} = \sum_{i=1}^n \frac{D_i^2}{\sqrt{K_i}}$$

o bien :

$$\frac{K_e}{D_e^4} = \left[\frac{1}{\sum (D_i^2 / \sqrt{K_i})} \right]^2$$

o sea, la condición de equivalencia entre los conductos, en los que se elige un valor arbitrario para D_e o K_e y el otro se calcula con la ecuación anterior; luego en tonces,



$$\Delta H = K_e \frac{v_e^2}{2g} = \frac{8K_e}{\pi^2 D_e^4} \frac{Q^2}{g}$$

Resultado:

$$H = \frac{8}{\left[\pi \sum_{i=1}^n (D_i^2 / \sqrt{K_i}) \right]^2} \frac{Q^2}{g}$$

Una vez que la pérdida H se conoce, el problema se torna en uno del primer caso.

2.5 Redes abiertas

Decimos que una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican, sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos. Los extremos finales de las ramificaciones pueden terminar en un recipiente o descargar libremente a la atmósfera.

Un ejemplo de red abierta se esquematiza en la fig. 2.14. De acuerdo con los niveles de los distintos recipientes y la longitud de los tubos, se deberá conocer o suponer tramos.

De la ecuación de la energía, entre el recipiente superior y los extremos de los tubos, resulta entonces:

$$Z_1 - \left[Z_j + \frac{v_j^2}{2g} \right] = \sum_{i=1}^j h \quad (A)$$

donde Z_i es el nivel de la superficie libre del agua si el tubo descarga a un recipiente o bien, el nivel del centro de gravedad de la sección final, si el tubo des-

carga a la atmósfera; el subíndice j corresponde a las características hidráulicas en el punto j . El término $\sum_{i=1}^j h$ es la suma de las pérdidas de energía de los tubos que se encuentran en el recorrido, desde el punto 1 hasta el extremo j ; toma signo positivo para h en aquellos elementos en que la dirección del gasto coincide con la dirección del recorrido y negativo en caso contrario.

Por ejemplo, para el extremo 7, se tiene :

$$Z_1 - \left(Z_7 + \frac{V_7^2}{2g} \right) = h_{12} + h_{23} + h_{37}$$

y de acuerdo con la dirección supuesta de los gastos en la fig 2.14 para el extremo 13, se obtiene :

$$Z_1 - \left(Z_{13} + \frac{V_{13}^2}{2g} \right) = h_{12} - h_{26} - h_{613}$$

donde h_{ij} representa la suma de las pérdidas locales y de fricción en el tramo que va del nudo i al nudo j .

Además, en cada punto de ramificación (nudo) se satisface la ecuación de continuidad, siguiente :

$$\sum Q = 0 \quad (B)$$

y se establece como convención que los gastos que lleguen al nudo tengan signo negativo; y positivo los que salgan del nudo.

Si el problema es de revisión, el resultado será un sistema de tantas ecuaciones, del tipo (B), como extremos finales tenga la red; y de tantas ecuaciones del tipo

(A) como nudos existan. Para la red de la fig 2.14 se pueden establecer ocho ecuaciones del primer tipo y cinco del segundo.

Si el problema es el diseño de una red en la que se conoce su geometría y los gastos de cada tubo, se deberán elegir - por lo menos - (1-m) diámetros de los l tramos que componen la red (m, número de extremos finales), para evitar la indeterminación del problema, ya que las ecuaciones de nudo se convierten en identidades.

Problema 2.3 En la fig 2.15 se presenta una red abierta y su geometría.

Se desea que los gastos sean; $Q_5 = 25 \text{ lt/seg}$, $Q_4 = 30 \text{ lt/seg}$, hacia los tanques C y D respectivamente y que $Q_2 = 11 \text{ lt/seg}$ desde la bomba. Determinar los diámetros D_1, D_3 y D_4 necesarios para que se satisfagan las condiciones impuestas. El factor de fricción en todos los tubos es $f = 0.014$ y los tanques A y B abastecen a C y D.

Solución

La carga producida por la bomba es

$$P = \frac{\gamma Q H_B}{76 \eta}$$

$$H_B = \frac{76 \eta P}{\gamma Q} = \frac{76 \times 0.73 \times 6}{1000 \times 0.011} = 30.3 \text{ m}$$

De la ecuación de continuidad en los nudos, los gastos son:

$$Q_3 = Q_4 + Q_5 = 0.055 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_1 = Q_3 - Q_2 = 0.044 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Las velocidades y cargas de velocidad en los tubos, son las

que siguen :

$$V_1 = \frac{0.044}{0.7854 D_1^2} = \frac{0.056}{D_1^2} ;$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{(0.056)^2}{19.6 D_1^4} = \frac{0.000161}{D_1^4}$$

$$V_2 = \frac{0.011}{0.7854 \times 0.01} = 1.4 \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = 0.1 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{0.055}{0.7854 D_3^2} = \frac{0.07}{D_3^2} \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_3^2}{2g} = \frac{0.00025}{D_3^4}$$

$$V_4 = \frac{0.030}{0.7854 D_4^2} = \frac{0.0382}{D_4^2} ;$$

$$\frac{V_4^2}{2g} = \frac{0.000074}{D_4^4}$$

$$V_5 = \frac{0.025}{0.7854 \times 0.04} = 0.796 \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_5^2}{2g} = 0.0323 \text{ m}$$

La ecuación de la energía entre F y C, es como sigue :

$$E_F = 15.00 + \left(0.014 \frac{600}{0.20} + 1 \right) \times$$

$$\times 0.0323 = 16.389 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre F y D, es :

$$E_F = 16.389 = 15.00 + \left(0.014 \frac{400}{D_4} + 1 \right) \times$$

$$\times \frac{0.000074}{D_4^4}$$

$$1.389 = \frac{0.000414}{D_4^5} + \frac{0.000074}{D_4^4}$$

Esta ecuación se satisface para $D_4 = 0.20 \text{ m}$.

La ecuación de energía entre B y E, como se indica :

$$30.3 + 0.1 E_E + 0.014 \frac{500}{0.10} = 0.1$$

$$E_E = 30.4 - 7.0 = 23.4 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre A y E, es :

$$30.00 = 23.4 + 0.014 \frac{2850}{D_1} + \frac{0.000161}{D_1^4}$$

$$D_1 = \sqrt[5]{\frac{0.00642}{6.6}} = \sqrt[5]{0.000973} = 0.25 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre E y F, será :

$$23.4 = 16.389 + 0.014 \frac{1970}{D_3} + \frac{0.00025}{D_3^4}$$

$$D_3 = \sqrt[5]{\frac{0.0069}{7.011}} = \sqrt[5]{0.000983} = 0.25 \text{ m}$$

2.6 Redes cerradas

Se conoce como red cerrada aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando circuitos (fig 2.16) .

Es el caso de las redes de distribución de agua potable en ciudades o las de agua para industrias.

La solución del problema se basa en dos tipos de ecuaciones : la de nudo y la de pérdida de energía.

- a) Ecuación de nudo. Por razones de continuidad en cada nudo se debe satisfacer que :

$$\sum_{j \in i} Q_{ij} + Q_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, n$$

donde

Q_{ij} gasto que va del nudo j al nudo i (negativo si llega al nudo i y positivo si sale);

Q_i gasto que sale o entra al nudo i (con la misma convención de signos) .

El símbolo $j \in i$ se lee: "para todos los nudos j conectados al i a través de un tubo". Por ejemplo, si el sentido de los gastos fuera el mostrado en la fig 2.16 para el nudo 3, indicaría que

$$Q_{35} + Q_{34} + Q_{39} - Q_{32} + Q_3 = 0$$

donde el gasto Q_3 es conocido.

- b) Ecuación de pérdida. La pérdida por fricción en cada tramo está dada por la fórmula de fricción correspondiente, donde al substituir la velocidad expresada por la ecuación :

$$V_{ij} = \frac{4 Q_{ij}}{\pi D_{ij}^2}$$

resulta :

$$h_{ij} = a_{ij} Q_{ij}^N$$

donde a_{ij} es una constante del tramo ij .

Por ejemplo, si la fórmula de fricción es la de Darcy-Weisbach, se tiene :

$$h_{ij} = \frac{8 f_{ij} L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5} Q_{ij}^N$$

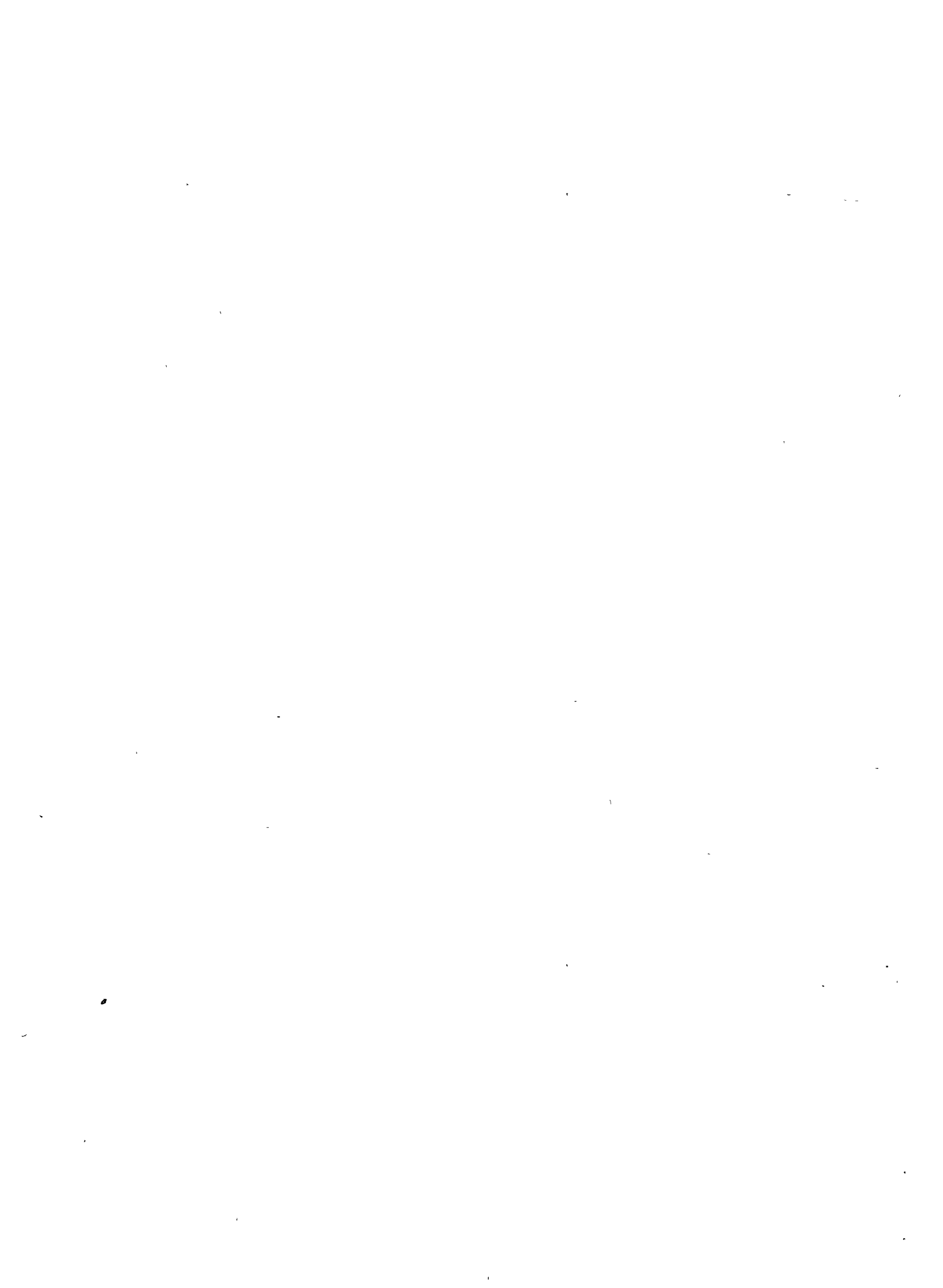
Esto es, $N = 2$, y entonces :

$$a_{ij} = \frac{8 f_{ij} L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5}$$

en cambio, si fuese la de Hazen-Williams, $N = 1.851$ y

$$q_{ij} = \frac{L_{ij}}{(0.279 C_{Hij} D_{ij}^{2.63})^{1.851}}$$

La utilización de las ecuaciones anteriores para la solución de una red, conduce a un sistema de ecuaciones que es posible resolver, por un método de iteraciones



o con computadora -con base en la estimación de valores iniciales-, los cuales se aproximan a la solución exacta mediante correcciones cíclicas.

En una red cerrada cualquiera se eligen circuitos elementales como los formados en la fig. 2.16 (por ejemplo el circuito 2-7-5-3-2 mostrado en la fig 2.17) en los cuales se conocen los gastos Q_1, Q_2, \dots, Q_n que entran o salen de cada nudo.

En cada nudo se satisface la ecuación de continuidad; además la pérdida de energía entre dos nudos de la red (cualquiera que sea el recorrido que se elige para llegar de uno a otro) es la suma algebraica de las pérdidas en cada tramo.

Para ello, es necesario también establecer una convención de signos, por ejemplo: la pérdida en un determinado tramo tiene signo positivo si la dirección del gasto en el tramo coincide con la del recorrido; y el negativo en caso contrario.

El recorrido completo en cada circuito elemental (partiendo y llegando al mismo nudo) implica que :

$$\sum_{i=1}^k h_{ij} = 0$$

donde k es el número de tramos que forma el circuito elemental. Para el recorrido de cada circuito es necesario especificar que sea siempre con el mismo sentido, por ejemplo, el sentido de las manecillas del reloj.

La ecuación anterior es llamada ecuación de circuito y vale para todos los circuitos elementales de la red.

Para proceder a la solución, primero se estiman los gastos en los tramos, haciendo que se satisfaga la ecuación de nudo con los valores estimados y los ya conocidos. Si $+\Delta Q$ es una corrección atribuible a todos los tramos de un mismo circuito elemental (fig 2.17), al recorrer éste en el sentido de las manecillas del reloj, implica que :

$$\begin{aligned} h_{72} + h_{57} - h_{53} - h_{32} &= \\ &= a_{72} (Q_{72} + \Delta Q)^N + a_{57} (Q_{57} + \Delta Q)^N - \\ &- a_{53} (Q_{53} - \Delta Q)^N - a_{32} (Q_{32} - \Delta Q)^N = 0 \end{aligned}$$

Por un desarrollo en forma de binomio, donde se desprecian términos de orden superior, resulta entonces :

$$\Delta Q = - \frac{a_{72} Q_{72}^N + a_{57} Q_{57}^N - a_{53} Q_{53}^N - a_{32} Q_{32}^N}{N (a_{72} Q_{72}^{N-1} + a_{57} Q_{57}^{N-1} + a_{53} Q_{53}^{N-1} + a_{32} Q_{32}^{N-1})}$$

o bien, en el caso general, tenemos :

$$Q = - \frac{\sum_1^k (a_{ij} Q_{ij}^{N-1} Q_{ij})}{N \sum_1^k [a_{ij} Q_{ij}^{N-1}]}$$

donde el gasto Q_{ij} y la corrección ΔQ son positivos cuando su sentido coincide con el de recorrido del circuito en el sentido de las manecillas del reloj, o negativo en caso contrario. La iteración se realiza hasta que se satisfaga la ecuación



ción de circuito.

La rapidez en la convergencia del método es muy diversa y depende, tanto de la estimación de los valores iniciales como del tipo y tamaño de la red, pero especialmente del número de tramos que se unen en cada nudo. Mientras que en redes pequeñas se alcanza una buena aproximación con tres o cuatro iteraciones, en redes grandes se suelen necesitar de treinta a cincuenta. La computadora hace rápidamente el cálculo, y ello nos facilita un ahorro considerable de tiempo. La convergencia del método se puede acelerar si el valor de la corrección Q en cada paso se multiplica por un factor (que varía entre 0.50 y 1.00) cuya magnitud depende del tipo de red y del grado de exactitud deseada.

Problema 2.4 En la obra de toma mostrada, determinar el gasto en la tubería así como la presión en el punto B. La tubería es nueva de acero soldado; las longitudes de los diferentes tramos son : $L_1 = 50$ m, $L_3 = 1000$ m, $L_4 = 2\ 400$ m, $L_5 = 600$ m. El diámetro de la tubería es $D = 0.40$ m y el radio de las curvas igual a $4 D$.

Problema 2.5 Un sifón invertido -para cruzar un barranco- consiste en una tubería de acero soldado, de 1.50m de diámetro, como se esquematiza en la figura. El gasto máximo es de $4\text{ m}^3/\text{seg}$ y la velocidad en la tubería es el doble de la velocidad en los canales de llegada y salida (V_0). Determinar el desnivel z que es necesario proporcionar entre las plantillas de los dos canales.

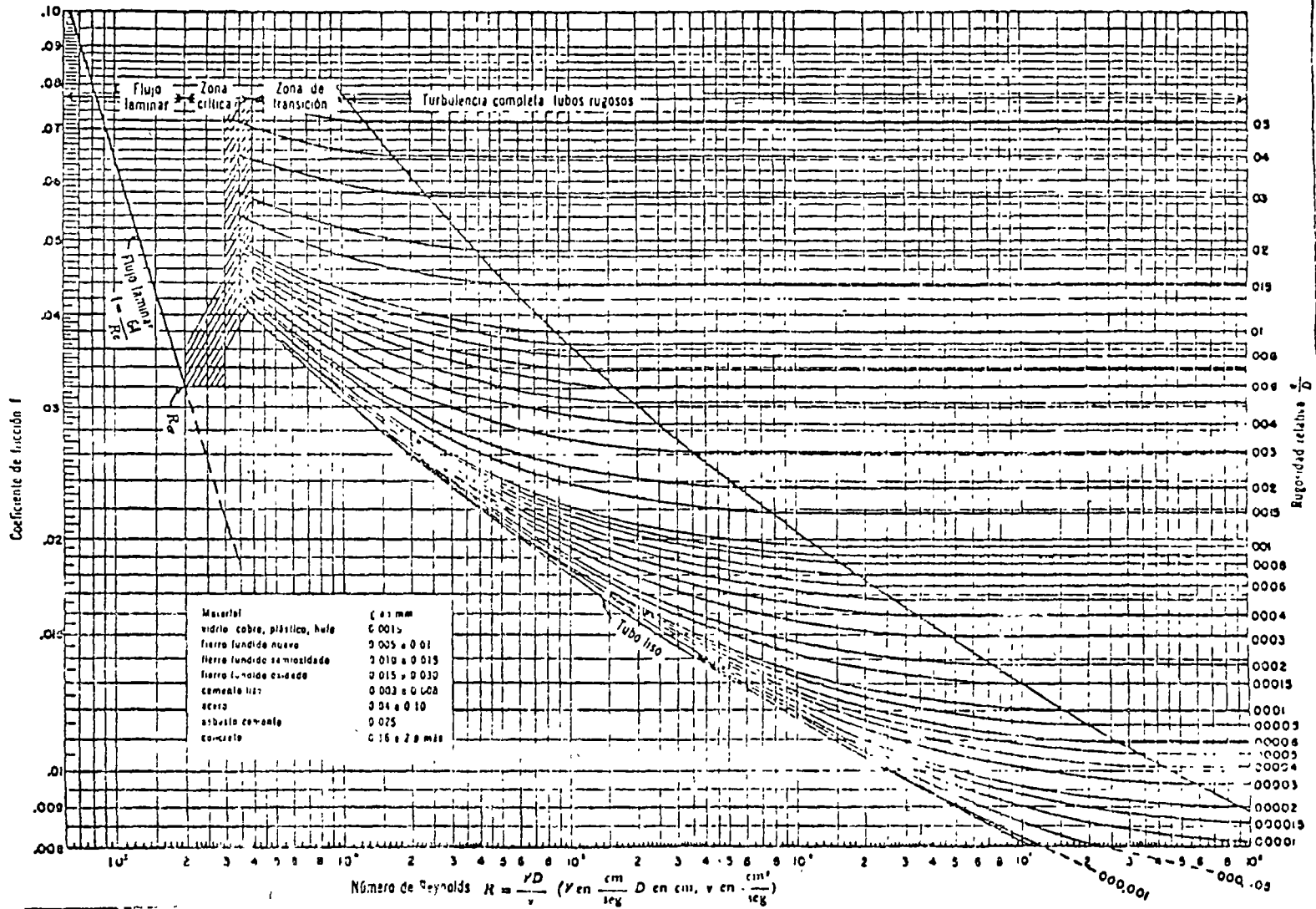


Fig. 2.

Coefficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody. 2/

Tabla 2.1. Resumen de las fórmulas para el cálculo de pérdidas por fricción, aplicables al flujo de agua en conductos a presión. Las unidades se expresan en sistema MKS

Tipo de tubería y flujo	Autor	Fórmula	Observaciones
Cualquier tipo de tubo y flujo.	Darcy-Weisbach	$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$	Es la Ec. (8.2) y es de tipo universal; f se obtiene del diagrama universal de Moody, o de alguna de las fórmulas indicadas a continuación.
Tubos lisos o rugosos en la zona laminar.	Poiseuille	$f = \frac{64}{R_e}$	Es la Ec. (8.3) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para $R_e < 2300$.
Tubos lisos en la zona de transición o turbulenta.	Blasius	$f = \frac{0.3164}{R_e^{0.25}}$	Es la Ec. (8.4) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para tubos de aluminio, latón, cobre, plomo, plástico, vidrio y asbesto-cemento para $R_e > 10^5$.
	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{R_e \sqrt{f}}{2.51} \right)$	Es la Ec. (8.5b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para $2.3 \times 10^4 \leq R_e \leq 3.4 \times 10^6$.
	Kozeny (Ref. 9)	$f = \frac{2g}{(7.78 \log R_e - 5.95)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de asbesto-cemento y para $R_e > 4000$.
	Richter (Ref. 43)	$f = 0.01113 + 0.917/R_e^{0.41}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de hule y para $R_e > 4000$.
	Ludin (Ref. 42)	$V = 140 R_h^{0.645} S_f^{0.79}$	Equivale a usar la Ec. (8.9b) con $a = 57.37$, $x = 0.645$, $y = 0.79$. Vale para tubos de asbesto-cemento. En esta fórmula R_h es el radio hidráulico del tubo.

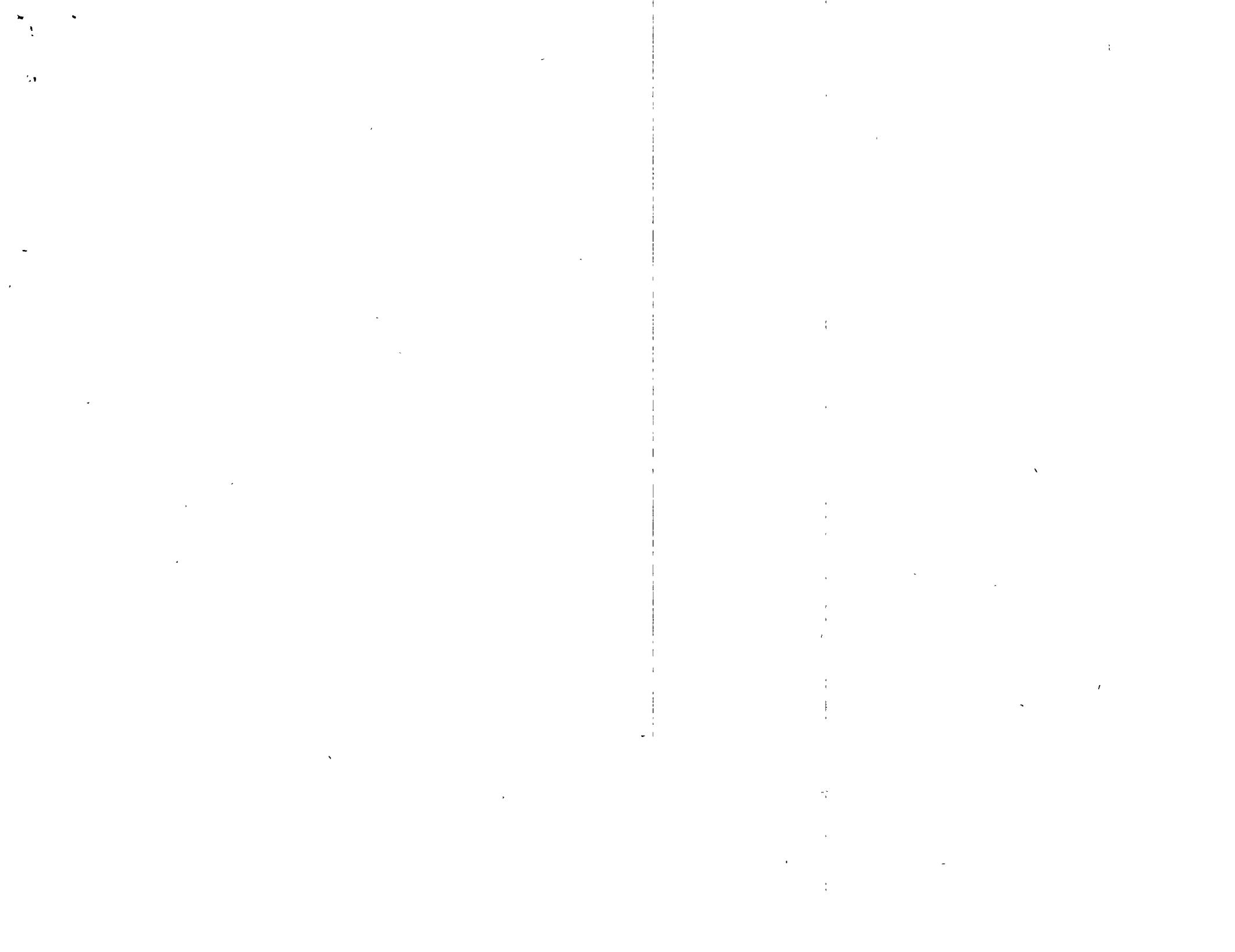
Tabla 2.1 (Continuación)

Tubos rugosos en la zona de transición o turbulenta.	Colebrook-White (Ref. 44)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right)$	Es la Ec. (8.7) y vale para tubos lisos o rugosos en la zona de transición o turbulenta y con $R_e > 4000$. Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Hazen-Williams (Ref. 44)	$V = 0.355 C_H D^{0.63} S_f^{0.54}$	Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.355 C_H$; $x = 0.63$, $y = 0.54$. Es la fórmula más común para tubos rugosos. C_H depende del material del tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
Tubos rugosos en la zona turbulenta.	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71 D}{\epsilon}$	Es la Ec. (8.6b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Kozeny (Ref. 9)	$f = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. N depende del material en la tubería según la tabla 8.4.
	Chezy	$V = C \sqrt{R_A S_f}$	Es la fórmula general para este tipo de tubos y se obtiene de la fórmula de Darcy-Weisbach haciendo $D = 4R_A$. Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.5C$; $x = y = 0.5C$ es un coeficiente que se obtiene de las fórmulas de Bazin, Kutter o Manning.
	Bazin (Ref. 31)	$C = \frac{87}{1 + \Delta/\sqrt{R_A}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde Δ depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Kutter (Ref. 45)	$C = \frac{100 \sqrt{R_A}}{m + \sqrt{R_A}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde m depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Manning (Ref. 47)	$V = \frac{1.49}{n} R_A^{2/3} S_f^{1/2}$	Resulta de la fórmula de Chezy al considerar que $C = R_A^{1/6}/n$. Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.397/n$, $x = 2/3$, $y = 1/2$. n depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.

Tabla 2.2 Valores de C_H , Δ , m , n y N aplicables a las fórmulas de la tabla 8.3 de acuerdo con el material de que está construido el tubo

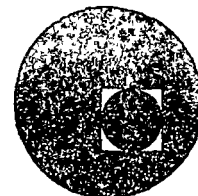
2.2

Material	C_H	Δ	m	n	N
Acero corrugado	60	—	—	—	—
Acero con juntas <i>lock-bar</i> (nuevo).	135	—	—	—	—
Acero galvanizado (nuevo y usado).	125	—	—	0.014	—
Acero remachado (nuevo).	110	—	—	0.015 a 0.016	31
Acero remachado (usado).	85	—	—	—	28 a 26
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (nuevo).	120	—	—	0.012 a 0.013	34
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (usado).	90	—	—	—	31 a 27
Acero sin costura (nuevo).	—	0.10	0.25	—	38
Acero sin costura (usado).	—	—	0.35	—	36
Acero soldado, con revestimiento especial (nuevo y usado).	130	—	—	—	—
Fierro fundido limpio (nuevo).	130	0.16	0.25	0.013	35
Fierro fundido, sin incrustaciones (usado)	110	0.23	0.275	—	—
Fierro fundido, con incrustaciones (viejo).	90	0.36	0.35	—	30
Plástico.	150	—	—	—	—
Asbesto-cemento (nuevo).	135	0.06	—	—	—
Cobre y latón.	130	—	—	—	—
Conductos con acabado interior de cemento pulido.	100	—	0.10	—	—
Concreto, acabado liso.	130	—	0.20	—	38
Concreto, acabado común.	120	0.18	—	—	—
Concreto monolítico, colado con cimbras deslizantes ($D > 1.25$ m).	—	—	—	0.010 a 0.011	—
Concreto monolítico bien cimbrado y pulido ($D > 1.25$ m).	—	—	—	0.011 a 0.0123	—
Concreto monolítico bien cimbrado y sin pulir ($D > 1.25$ m).	—	—	—	0.014 a 0.015	—
Concreto con acabado tosco ($D > 1.25$ m).	—	—	—	0.015 a 0.017	27 a 26
Concreto con juntas de macho y campana ($\nu > 0.8$ m).	—	—	—	0.0105 a 0.012	—
Concreto con juntas toscas ($D > 0.5$ m).	—	—	—	0.0125 a 0.014	30
Concreto con juntas toscas ($D < 0.5$ m).	—	—	—	0.014 a 0.017	—
Conductos para alcantarillado.	—	—	—	—	28
Tubos de barro vitrificado (drenes).	110	—	—	0.011	34
Túneles perforados en roca sin revestimiento.	—	—	—	0.025 a 0.040	—
Madera cepillada o en dueñas.	120	—	0.10	0.0105 a 0.012	—





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA I : ORIFICIOS Y COMPUERTAS
(Continuación II).

PROF. ING. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO.

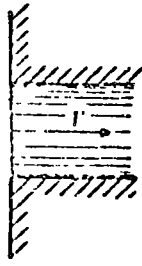
febrero-abril , 1978.

2000

2000

1

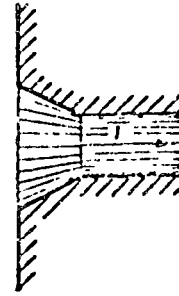
1



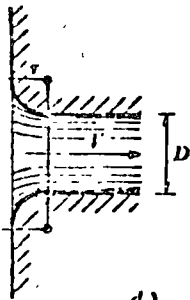
a) $K = 0.5$



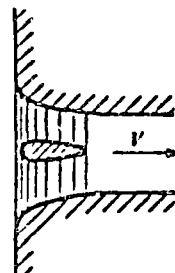
b) $K = 0.5 + 0.5 \cos \theta + 0.2 \cos^2 \theta$



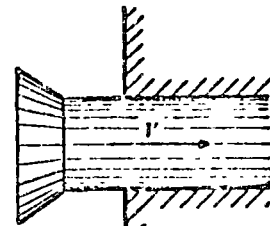
c) $K = 0.15 \text{ a } 0.25$



d)

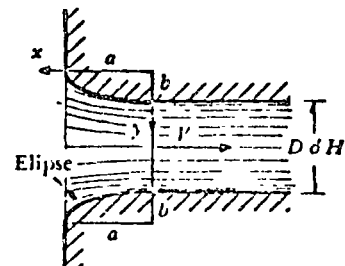
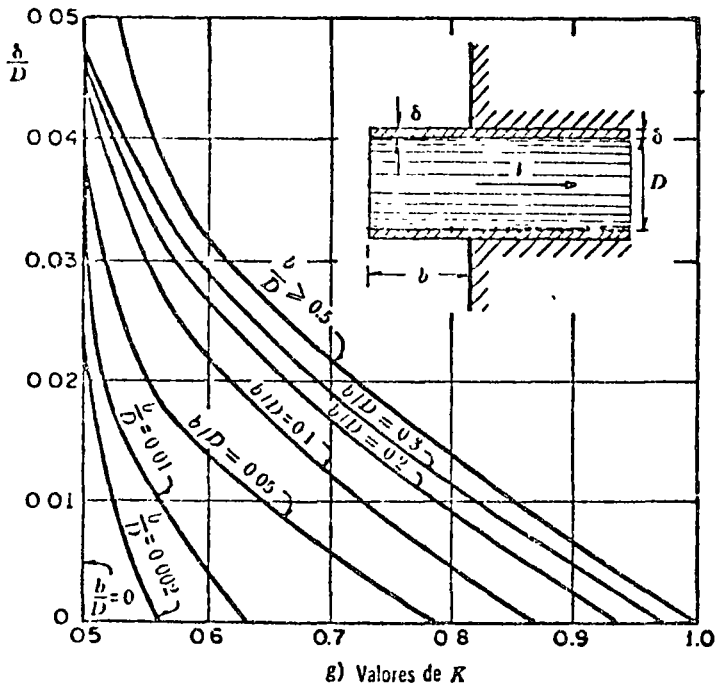


e) $K = 0.06 \text{ a } 0.10$

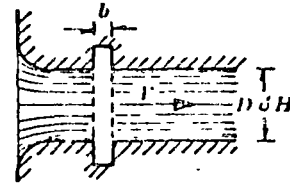


f) $K = 0.5$

r/D	0	0.04	0.08	0.12	0.16	>0.2
K	0	0.26	0.15	0.09	0.06	>0.03



h) $K = 0.04 \text{ a } 0.10$
para tubo circular; δ
de 0.07 a 0.2 para
tubo rectangular.



i) Coeficientes de pérdida por escoladura
 $K = 0.05 \text{ a } 0.10$,
si $b/D > 1$ $\delta b/H > 0.2$
y $V > 2 \text{ m/seg.}$
De lo contrario, $K \approx 0$.

Fig 2.2 | Coeficientes de pérdida --por entrada-- para diferentes formas. 2-2

Forma:						
$C_f =$	2.42	1.83	1.67	1.03	0.42	0.76

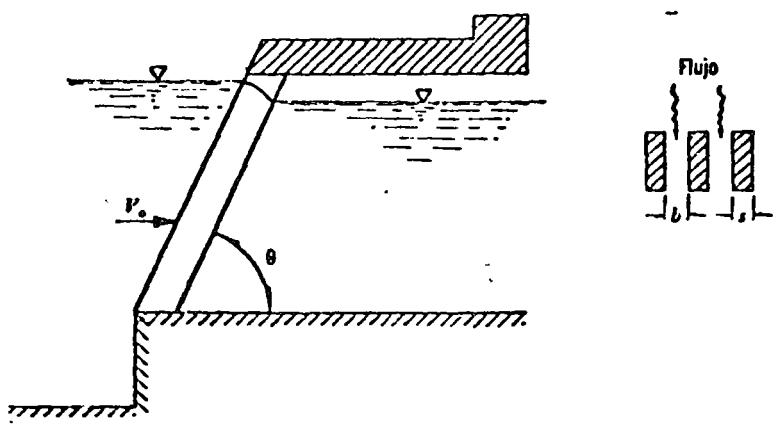
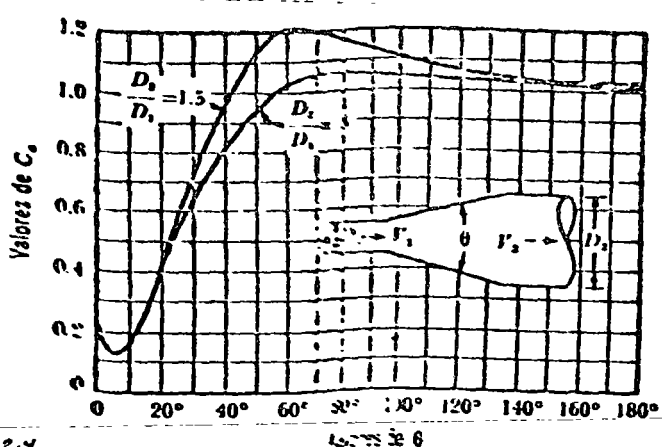


Fig 2.3

Coefficientes C_f aplicables a la fórmula de Kirschmer de acuerdo con la forma de las barras. 2-3



2.4 Fig 2.4 Coeficientes de pérdidas para ampliaciones graduales.

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{gD}{V}}$$

en que

$$D = \frac{D_1 + D_2}{2}; \quad V = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

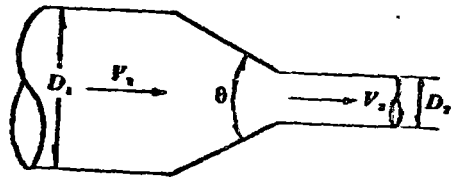


Fig 2.5 | Reducción gradual. 2-5

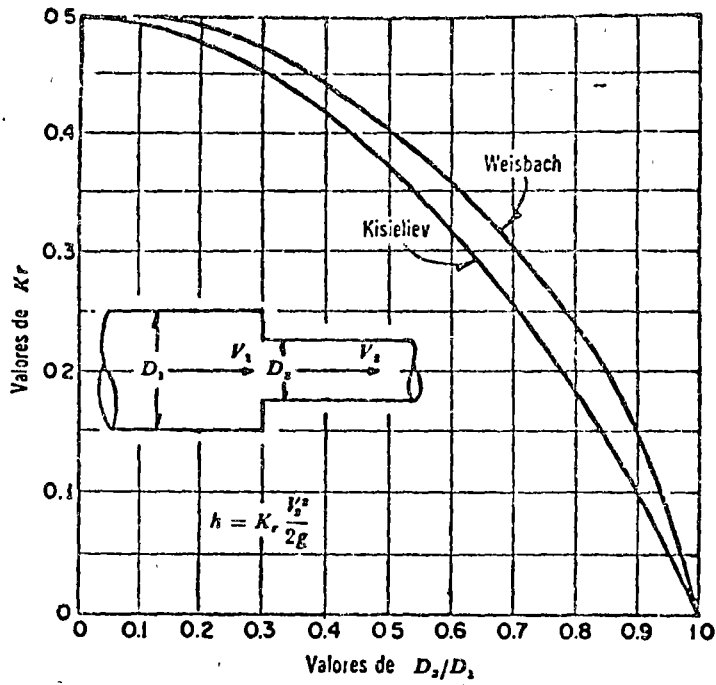


Fig 2.6 Pérdida de energía en una contracción brusca. 2.6

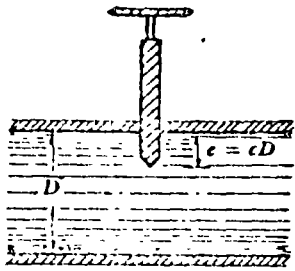


Fig 2.7 Válvula de compuerta. 2.7

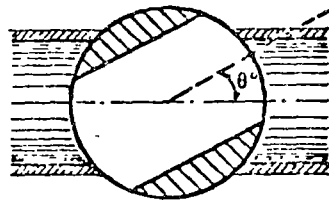


Fig 2.8 Válvula esférica. 2.8

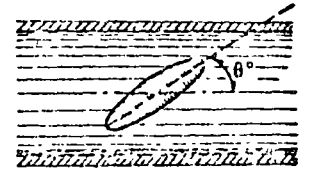


Fig 2.9 Válvula de lenteja. 2.9

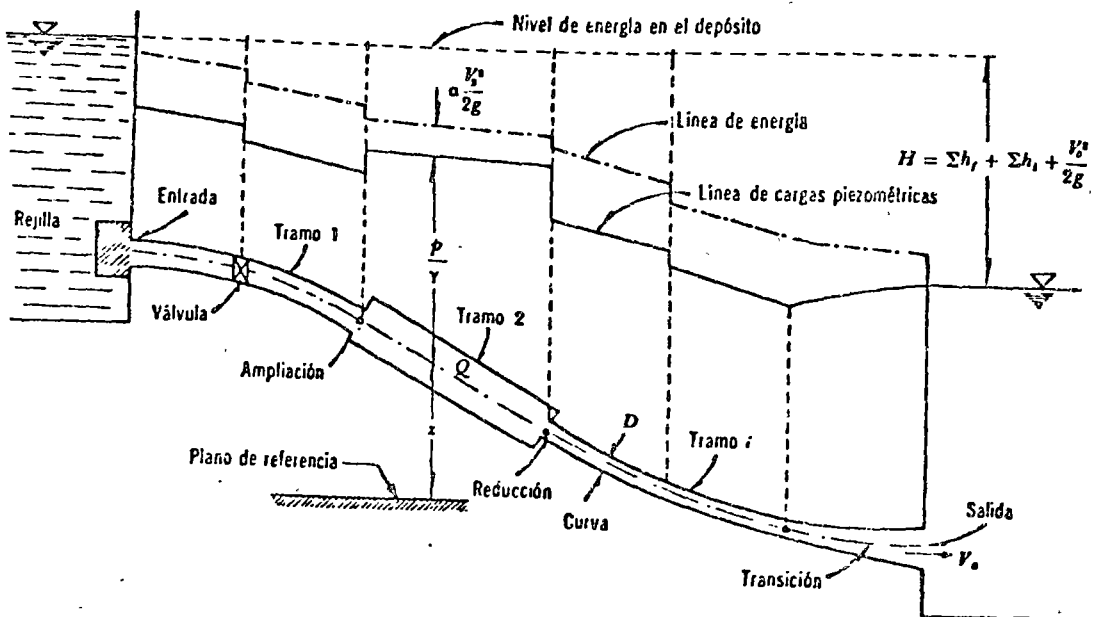


Fig 2.10 Conducto sencillo. 2.10

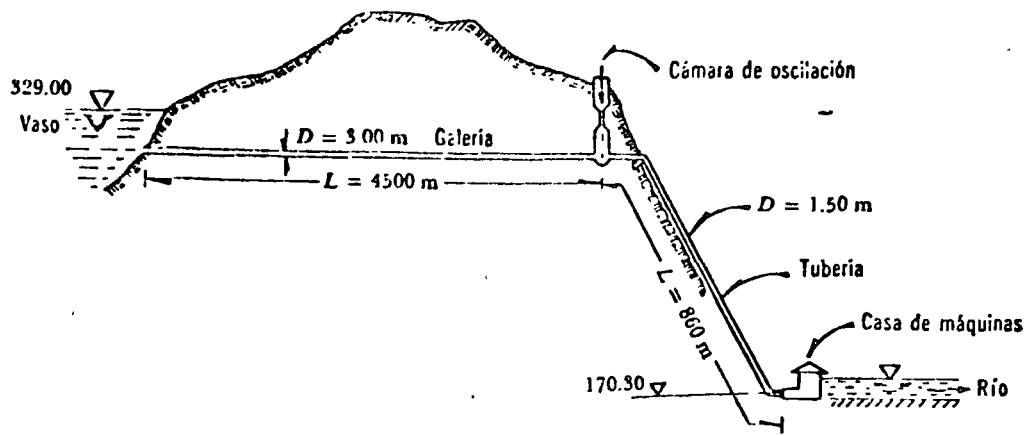


Fig 2.11 Instalación hidroeléctrica del problema 9.4. 2.11

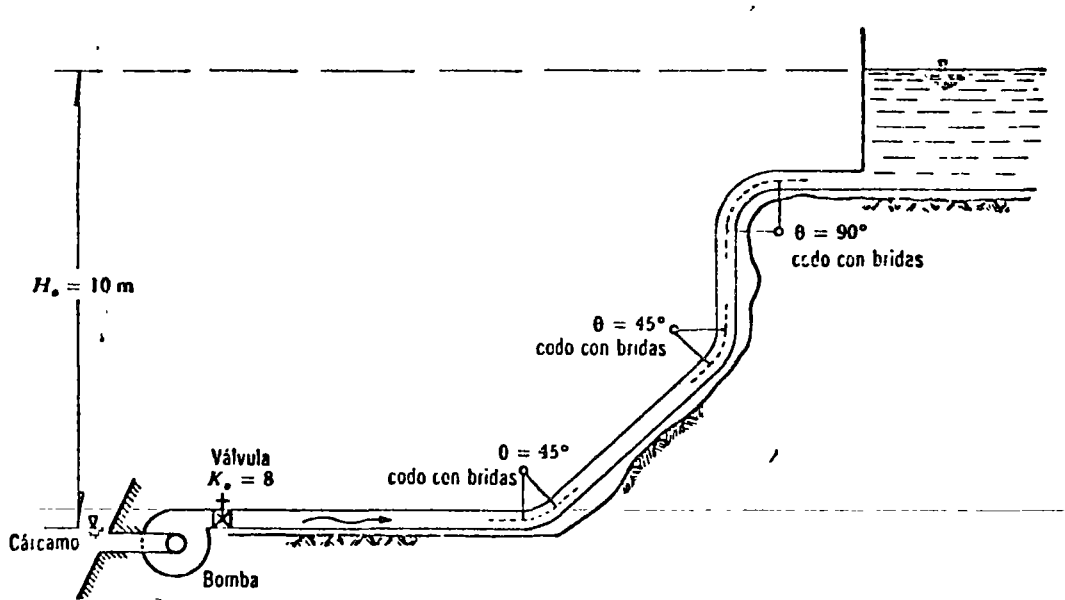


Fig 2.12 Instalación del problema 9.6. 2.12

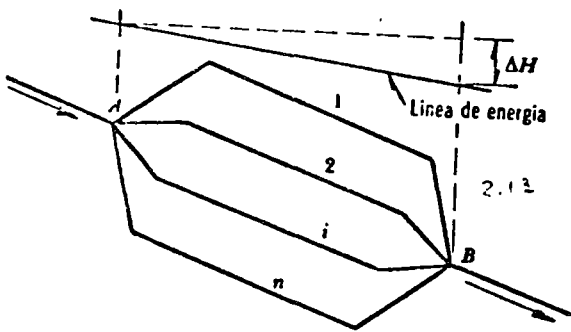


Figura 2.1.3 Sistema en derivación.

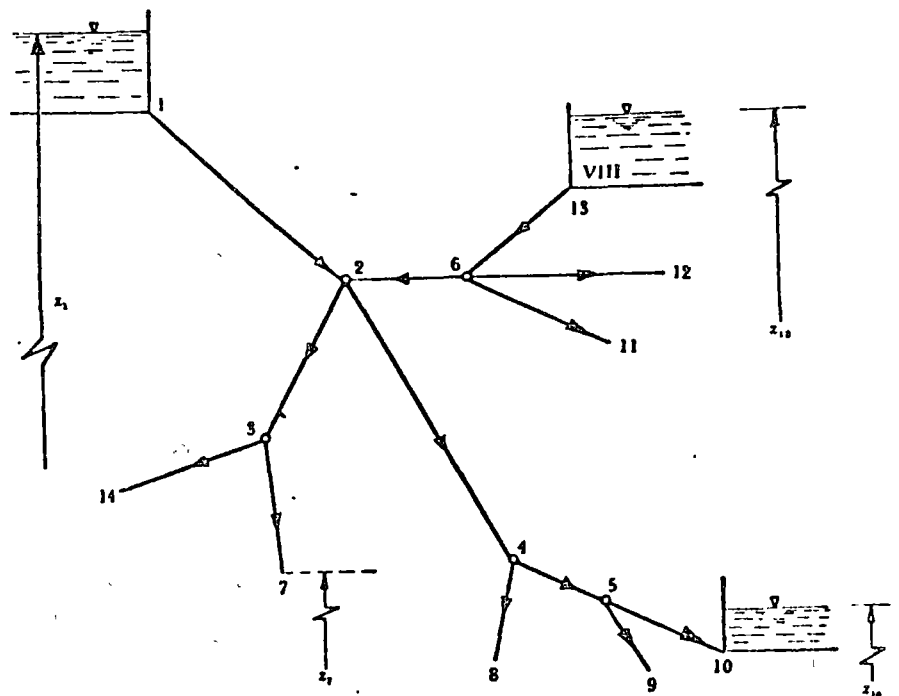


Fig 2.14 Ejemplo de red abierta. 2.14

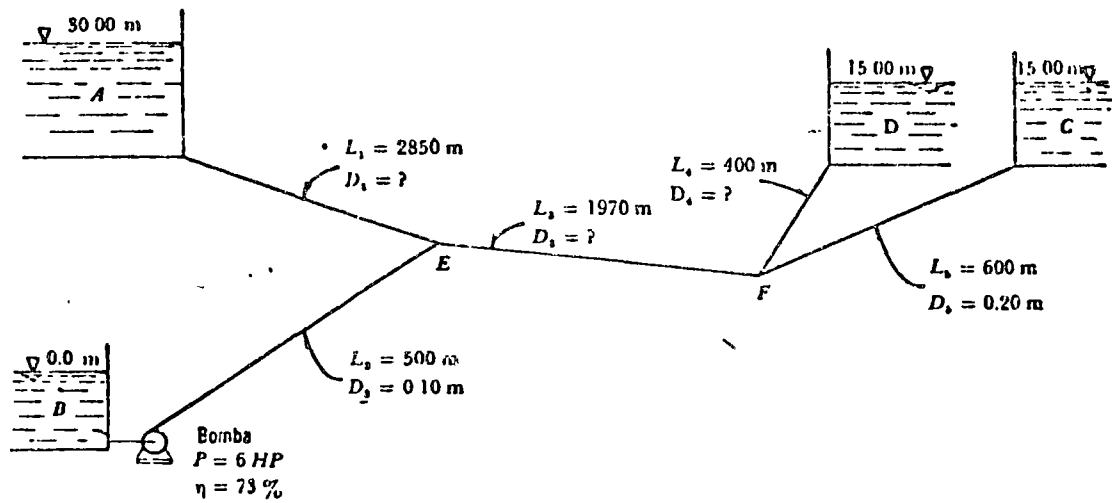


Fig 2.15 | Red abierta del problema 9.13. 2.15

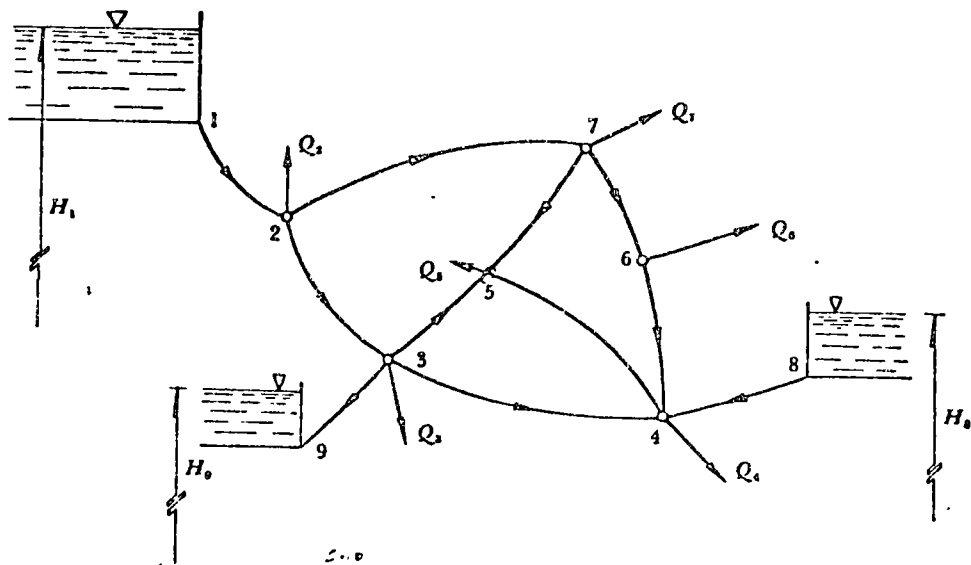


Fig 2.16 Ejemplo de red cerrada.

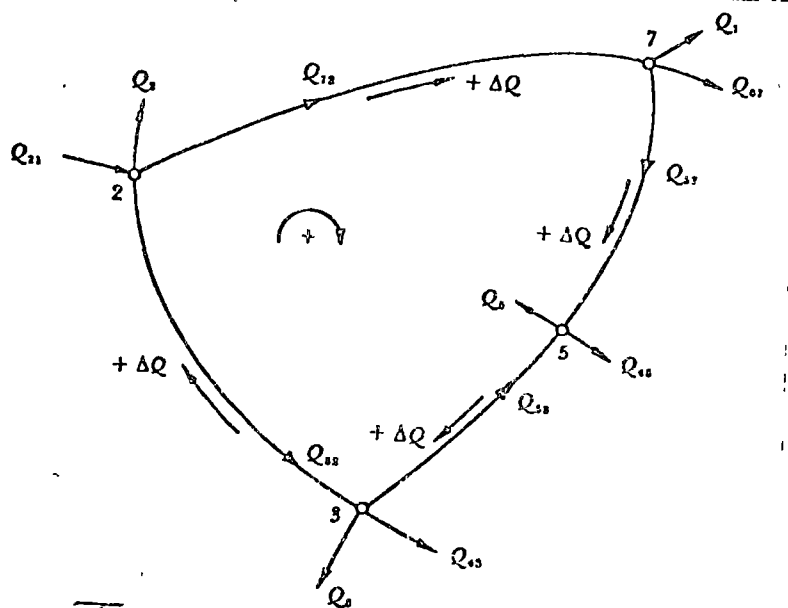
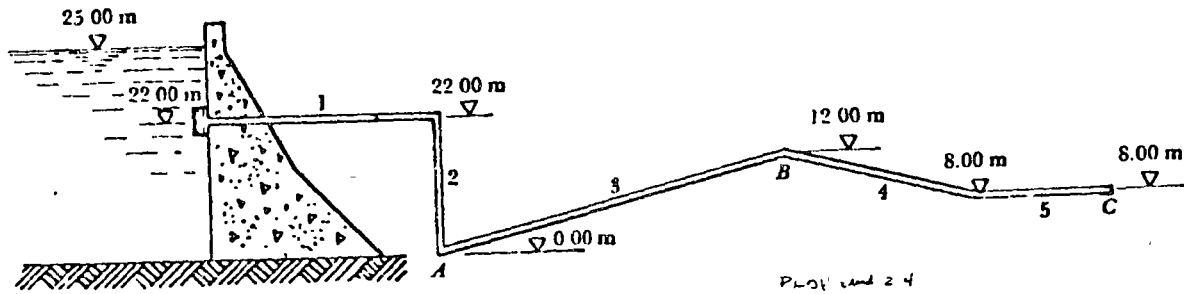
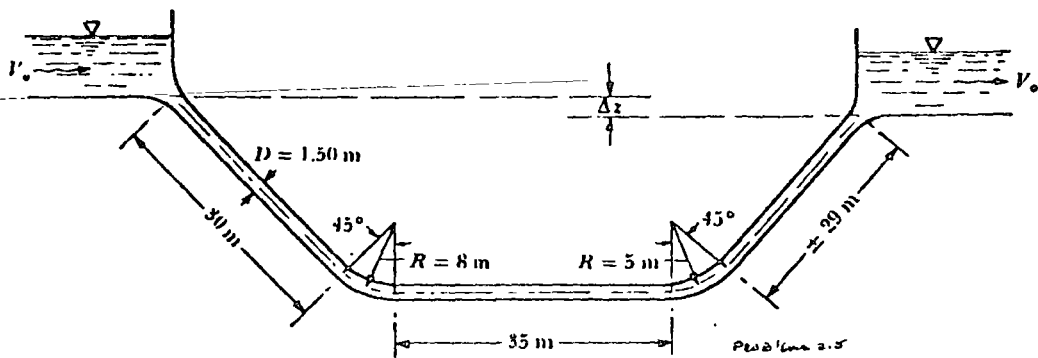


Fig 2.17 Circuito elemental en una red cerrada. 2.17



Problema 2.4



Problema 2.5

Tabla 23 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta de diámetro $D = 50$ mm.

c	K	A/A_0
1/8	0.07	0.949
2/8	0.26	0.856
3/8	0.81	0.74
4/8	2.06	0.609
5/8	5.52	0.466
6/8	17	0.315
7/8	97.8	0.159
31/32	159	—

Tabla 25 Coeficientes de pérdida para válvulas esféricas

θ°	K	A/A_0
5	0.05	0.926
10	0.29	0.85
15	0.75	0.772
20	1.56	0.692
25	3.10	0.613
30	5.17	0.535
35	9.68	0.458
40	17.3	0.385
45	31.2	0.315
50	52.6	0.25
55	106	0.19
60	206	0.137
65	486	0.091
82	∞	0

Tabla 24 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta cuyo diámetro es menor o mayor de 50 mm

D mm	25	100	150	300	900
Valores de c	0.95	—	—	850	680
0.9	—	—	215	165	—
0.8	—	—	47	35	28
0.75	32	16	—	—	—
0.7	—	—	16	12	9
0.6	—	—	7	5.5	4
0.5	4.1	2.6	3.3	2.7	1.8
0.4	—	—	1.7	1.3	—
0.3	—	—	1.05	0.65	—
0.25	0.23	0.14	—	—	—
0.2	—	—	0.68	0.29	—
0	0.23	0.14	—	—	—

Tabla 26 Coeficientes de pérdida para válvulas de lenteja

θ°	K	A/A_0
5	0.24	0.913
10	0.52	0.826
15	0.90	0.741
20	1.54	0.658
25	2.51	0.577
30	3.91	0.500
35	6.22	0.426
40	10.8	0.357
45	18.7	0.293
50	32.6	0.234
55	58.8	0.181
60	118	0.124
65	256	0.094
70	751	0.06
90	∞	0



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA: HIDRAULICA DE CANALES.

M. en Ing. Francisco Echavarría Alfaro
Marzo de 1978

Notas formadas de los apuntes "Hidráulica II"
Segunda Parte.
M. en Ing. Gilberto Sotelo Avila
U.N.A.M. Facultad de Ingeniería.

3. Hidráulica de canales

3.1 Conceptos fundamentales

El flujo de un fluido en un canal se caracteriza por la exposición de una superficie libre a la presión atmosférica. Por esta razón, el fluido respectivo es siempre un líquido, casi siempre agua.

Los problemas conectados con el flujo en canales representan una alta proporción del trabajo del ingeniero hidráulico y la aparente simplicidad resultante de la superficie libre es irreal al incremento en la complejidad de dicho flujo en comparación con el de un conducto o presión.

De acuerdo con su origen, un canal puede ser natural o artificial. Dentro de los primeros se incluyen todos los cursos de agua que existen en forma natural sobre la tierra, tales como arroyos, ríos, etc. Dentro de los canales artificiales se incluyen todos los construídos por el hombre, tales como canales de navegación, canales de fuerza, canales de riego, obras de excedencias, etc.

Si el canal se construye con una sección transversal y pendiente de plantilla constante, se denomina canal prismático. De no satisfacerse estas condiciones, el canal es no prismático como es el caso de los canales naturales.

La clasificación del flujo en un canal sigue las formas generales indicadas con la adición del espacio como un criterio más, teniendo principalmente interés los tipos de flujo, que se indican a continuación, sobre la base de que en todos los casos el flujo es unidimensional.

- a) Flujo permanente y no permanente. Esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como un criterio. El flujo es permanente si el tirante permanece constante en cualquier instante o en un lapso especificado. Lo contrario acontece si el flujo es no permanente.
- b) Flujo uniforme y variado. Esta clasificación obedece a la utilización del espacio como un criterio.

El flujo uniforme se presenta cuando la velocidad media per-

manece constante en cualquier sección del canal. Con una su perficie libre, esto implica que la sección transversal y el ti rante permanecen también constantes (fig 3.1). Como conse cuencia de la definición, en flujo uniforme la pendiente S_f de la línea de energía de fricción, la pendiente S_a de la superfi cie libre del agua y la pendiente geométrica S_o del canal son iguales: $S_f = S_a = S_o = S$. El hecho de que la velocidad me dia permanezca constante, se refiere estrictamente al hecho de que el flujo posea una velocidad constante en cada punto de la sección transversal a lo largo del canal; es decir, que la - distribución de velocidades de cada sección no se altera. El tirante correspondiente al flujo uniforme se conoce como ti- rante normal.

Las características de un flujo uniforme se pueden satisfacer únicamente si el canal es prismático, esto es, el flujo unifor me solo puede ocurrir en canales artificiales, pero no en los naturales.

Teóricamente es posible que un flujo uniforme pueda ser per manente o no permanente. En el flujo uniforme permanente - el tirante no cambia con el tiempo y es el tipo fundamental -

del flujo tratado en la hidráulica de canales. El flujo uniforme no permanente requeriría que la superficie libre fluctuara de un instante a otro pero siempre permaneciendo - paralela a la plantilla del canal, lo cual obviamente es difícil que ocurra en la práctica. Por lo mismo, el flujo uniforme es casi siempre permanente.

El flujo es variado si la velocidad media cambia a lo largo del canal y, por lo mismo, posee características opuestas a las del flujo uniforme, tal como se muestra en la fig 3.2. Los cambios de velocidad se pueden producir por una variación en la sección del canal, por un cambio en la pendiente o por una estructura hidráulica tal como un vertedor o compuerta interpuesta en la línea de flujo. Debido a estos efectos el flujo uniforme es un estado ideal que difícilmente se logra. Sin embargo, en la mayoría de los casos (y sobre todo en canales rectos y largos de sección transversal y pendiente de plantilla constante), se alcanza un flujo casi uniforme, de tal manera que la suposición es razonable especialmente porque simplifica el análisis.

El flujo variado sí puede ser permanente y no permanente y

toda vez que no existe flujo no permanente uniforme, el no permanente tiene que ser necesariamente variado.

El flujo variado se puede a su vez clasificar en gradual, rápida y espacialmente variado. El flujo gradualmente variado es aquel en que el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. En el flujo rápidamente variado acontece lo contrario, como es el caso del salto hidráulico. En el flujo espacialmente variado cambian además las características hidráulicas a lo largo del canal o de un tramo del mismo.

- c) Flujo laminar y turbulento. El comportamiento del flujo en un canal está gobernado principalmente por los efectos de las fuerzas viscosas y de gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas del flujo.

Con relación al efecto de la viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento en forma semejante al flujo en conductos forzados y la importancia de la fuerza viscosa se mide a través del número de Reynolds definido en este caso como

$$Re = \frac{V R_h}{\nu}$$

donde

- R_h radio hidráulico de la sección, en m
 V velocidad media en la misma, en m/seg
 ν viscosidad cinemática del agua, en m^2/seg

En los canales se han comprobado resultados semejantes a los de los tubos por lo que respecta a este criterio de clasificación.

Para propósitos prácticos, en el caso de un canal se tiene :

Flujo laminar para $R_e < 500$ a 600

Flujo de transición para $500 < R_e < 2000$

Flujo turbulento para $R_e > 2000$

Las discrepancias de estos valores de R_e respecto de los tubos es aparente, dado que para estos últimos R_e se definió usando el diámetro D en lugar del radio hidráulico y en un tubo se tiene que $D = 4 R_h$.

En la mayoría de los canales es flujo laminar ocurre muy raramente debido a las dimensiones relativamente grandes de los mismos y a la baja viscosidad cinemática del agua. La única ocurrencia de este flujo se presenta cuando escurre el agua en láminas muy delgadas sobre el terreno, como es el caso del flujo de agua de lluvia sobre cubiertas y superficies pavimentadas, donde el tirante es pequeño.

En el caso de canales naturales, la rugosidad de la frontera es normalmente tan grande que ni siquiera ocurre el flujo de transición.

Por lo que se refiere a la preponderancia de las fuerzas de gravedad, existe también otra clasificación de los flujos que será presentada mas adelante.

El término sección normal de un canal se refiere a la sección considerada normal a la plantilla. Por el contrario, la sección vertical de un canal se toma sobre el plano vertical que pasa por el punto mas bajo de la sección. Si el canal es prácticamente horizontal, ambos conceptos coinciden.

La sección de un canal natural es generalmente de forma muy irregular y variando constantemente de un lugar a otro. Los canales artificiales usualmente se diseñan con formas geométricas regulares siendo las más comunes la trapezoidal, la rec tangular, la triangular y la circular. La parabólica se usa como una aproximación de secciones en canales naturales. En túneles que funcionan a superficie libre es frecuente encontrar la forma de herradura.

La sección de una forma determinada de sección depende del tipo de canal por cons truir, así la trapezoidal es muy común en canales no revestidos, la rectangular en canales revestidos con materiales estables: concreto, mampostería, madera, etc. la triangular en canales pequeños y en las cunetas de carreteras y la circular en alcantarillas, colectores y túneles. Existen formas compuestas con las anteriores

que encuentran utilidad en grandes alcantarillas y colectores y que permiten el paso del hombre a su interior.

Los elementos geométricos más importantes de una sección son los siguientes :

Tirante. Se puede interpretar de dos maneras distintas de acuerdo con el tipo de sección que se considera. Para la sección normal de un canal, es el tirante - normal a la dirección del flujo o sea la altura de la sección. Para la sección vertical, el tirante y es la distancia vertical del punto más bajo de la sección hasta la superficie libre (fig 3.3). Entre ambas, existe la relación

$$d = y \cos \theta$$

donde θ es el ángulo de la plantilla del canal respecto de la horizontal.

El perímetro mojado P es el perímetro de la sección (normal o vertical) en contacto con una frontera rígida, esto es, no incluye la superficie libre.

El radio hidráulico R_h de una sección (normal o vertical) es la relación del área hidráulica al perímetro mojado.

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

El tirante hidráulico es la relación del área hidráulica al ancho de la superficie libre en cualquiera de las formas siguientes :

$$D = \frac{A_n}{B_n} \quad \text{para la sección normal}$$

$$Y = \frac{A_v}{B_v} \quad \text{para la sección vertical}$$

La presencia de la superficie libre y de curvas a lo largo de un canal, la forma de la sección, la rugosidad superficial, el gasto y la acción de corrientes secundarias en el plano de la sección transversal afectan la distribución de velocidades en la sección de un canal. La fig 3.4 ilustra el aspecto general de la distribución de velocidades en la sección transversal típica de un río natural. Dicha distribución se presenta en base a las curvas que unen puntos de igual velocidad. Estas curvas normalmente se interpolan a partir de los datos de mediciones con molinetes, obtenidas en diferentes puntos de la sección transversal.

En la fig. 3.4 se observa que la velocidad mínima ocurre en la proximidad de la pared y que existe un incremento de la velocidad hacia la superficie libre.

El punto de velocidad máxima queda ligeramente abajo de la superficie libre, lo cual se atribuye al movimiento circulatorio secundario inducido por la proximidad de los lados. Por ello podría considerarse que en canales anchos y de poco tirante, la velocidad máxima se localiza al nivel de la superficie libre.

En la fig 3.4 se observa que la zona donde ocurre la máxima velocidad se localiza prácticamente sobre la vertical que tiene mayor profundidad y a una distancia de 0.05 a 0.25 del tirante desde la superficie libre hacia abajo.

Como resultado de la distribución no uniforme de las velocidades de un canal, se ha determinado experimentalmente que el coeficiente α varía entre 1.03 y 1.36.

En la misma forma, el coeficiente β varía aproximadamente entre 1.01 y 1.12.

Considérese un canal de eje recto de ancho unitario y ángulo θ de inclinación - respecto de la horizontal (fig 3.5). El peso del elemento sombreado de espesor d_s es igual a : $\cos \theta d_s$, y la componente normal a la plantilla es : $\cos^2 \theta d_s$.

Por lo tanto, la presión en el punto D es

$$p' = \frac{\gamma y' \cos^2 \theta d_s}{d_s} = \gamma y' \cos^2 \theta$$

y la correspondiente carga de presión se puede expresar en cualquiera de las dos formas siguientes

$$h' = y' \cos^2 \theta$$

$$h' = d' \cos \theta$$

donde $d' = y' \cos \theta$ es la distancia desde la superficie libre al punto, medida en dirección normal a la plantilla.

De esta manera, la carga de presión en el punto B sobre la plantilla del canal se obtendrá a partir de cualquiera de las dos ecuaciones siguientes : $\left(\frac{p}{\gamma}\right)_B = y \cos^2 \theta$

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_D = d \cos \theta$$

Se considera que un canal o un río tienen una gran pendiente cuando $\sin \theta = 0.01$, lo cual equivale a que $\cos^2 \theta = 0.9999$. Por lo tanto, en la mayoría de los casos se podrá considerar a la pendiente suficientemente pequeña para que $\cos^2 \theta \approx 1$ y que la distancia y pueda considerarse igual al tirante d de la sección normal a la plantilla; esto equivaldrá a una distribución hidrostática de presiones como en el caso de un depósito con agua en reposo. Sin embargo, habrá casos excepcionales,

tales como los canales de descarga de vertedores, donde $\cos^2 \theta \neq 1$ y una distribución de presiones distinta de la hidrostática.

Para el caso de una distribución hidrostática de presiones en la sección de un canal de pendiente pequeña y flujo paralelo, la energía total en la sección se podrá calcular de la ecuación siguiente :

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

y en el caso general de un canal de gran pendiente, la energía total en la sección se podrá determinar con cualquiera de las dos ecuaciones siguientes :

$$H = z + y \cos^2 \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

3.2 Flujo Uniforme

El flujo uniforme raramente ocurre en la naturaleza debido a que los canales naturales son usualmente no prismáticos. Aún en canales prismáticos, la ocurrencia de flujo uniforme es relativamente poco frecuente debido a la existencia de controles tales como vertedores, compuertas deslizantes, etc., los cuales dictan una relación tirante gasto diferente de la apropiada aun flujo uniforme.

Sin embargo, el flujo uniforme es una condición de importancia básica que debe ser considerado en todos los problemas de diseño de canales. Por ejemplo, si se propone instalar ciertos controles en un canal de riego, es necesario comparar su

relación gasto-tirante con la de flujo uniforme y el carácter conjunto del flujo en el canal dependerá de la forma que resulte de dicha compración. En un canal con cierta pendiente y rugosidad γ que debe conducir cierto gasto, la condición de flujo uniforme es el criterio que gobierna el área de la sección transversal mínima requerida, o aún cuando exista otro criterio que determine las dimensiones de la sección, estas no podrán ser menores que dicha sección mínima.

Las fuerzas que actúan sobre el agua fluyendo en un canal, en adición a la tensión superficial y de gravedad asociadas particularmente con la superficie libre, son: las fuerzas de resistencia desarrolladas en las fronteras sólidas y la superficie libre, las fuerzas de inercia debidas a la naturaleza casi siempre turbulenta del flujo, la presión normal a las paredes y plantilla (particularmente en regiones donde cambia la geometría del canal) y ocasionalmente fuerzas debidas al movimiento del sedimento. La interacción mutua de estas fuerzas dá lugar a la complejidad del flujo a superficie libre y únicamente a base de simplificaciones y generalizaciones es posible un entendimiento de su mecánica.

Para que ocurra un flujo uniforme es necesario que exista un balance entre la componente del peso en el dirección del flujo y la fuerza de resistencia. Para alcanzar o alejarse de este equilibrio es necesaria la presencia de flujos variados, antes y/o después del uniforme. El flujo uniforme en un canal puede ser laminar o turbulento, pero las dimensiones relativamente grandes de la mayoría de los canales combina-

das con la baja viscosidad del agua, hacen que el flujo laminar sea poco común - en la práctica.

Aunque la velocidad media en un canal sea suficientemente baja para permitir el flujo laminar, factores secundarios (como los disturbios del viento) usualmente producen velocidades locales o corrientes que exceden grandemente la velocidad límite laminar para los tirantes de poca magnitud. La única ocurrencia genuina de flujo laminar a superficie libre es la que se presenta en el drenaje del agua de lluvia sobre cubiertas y pavimentos de carretera, debido a que el tirante es pequeño.

En el caso de ríos, la rugosidad de la frontera es normalmente tan grande que - aún el flujo turbulento hidráulicamente liso observado en tubos, raramente ocurre. La fórmula de fricción desarrollada por Chezy en 1775 fué obtenida originalmente para su aplicación en canales y su validez se restringe al flujo uniforme, y es:

$$V = C \sqrt{R_h S}$$

C es un coeficiente de fricción que es función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa del canal.

La ec también se escribe como sigue :

$$S = \frac{8g}{C^2} \frac{1}{4 R_h} \frac{V^2}{2g} = \frac{f}{4 R_h} \frac{V^2}{2g}$$

donde

$$f = \frac{8g}{C^2}$$

La ecuación anterior es la fórmula de Darcy-Weisbach aplicable a canales y es idéntica a la de tubos con la única solvedad de que se ha escrito en términos del radio hidráulico y no del diámetro, como es común hacerlo.

La mayor parte de los problemas que se presentan en la práctica son con flujo turbulento y por esta razón se han desarrollado varias fórmulas para calcular las pérdidas por fricción en canales con ese flujo.

Todos los esfuerzos han sido encaminados a valuar el coeficiente C de Chezy, de acuerdo con distintas fórmulas. Las más conocidas se presentan en la tabla 3.1. De las fórmulas presentadas en la tabla 3.1, la de Manning-Strickler es quizá la más conocida en la mayoría de los países occidentales.

Si se toma

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$$

donde n es el coeficiente de rugosidad, de la fórmula de Chezy y se tiene :

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

La selección de un valor de n significa realmente estimar la resistencia al flujo en un canal dado. No es raro que el ingeniero piensa que un canal tiene un único valor de n para cada rugosidad. En realidad el valor de n es muy variable y depende de un gran número de factores. Su conocimiento básico es de gran utilidad para las diferentes condiciones de diseño. Los factores que ejercen mayor influencia sobre el coeficiente de rugosidad tanto en canales naturales como arti

iciales se indican a continuación

- a) Rugosidad superficial. Queda representada por el tamaño y forma de los granos del material sobre el perímetro mojado, y a menudo se considera el único factor en la selección de n . Una misma sección puede contener diferentes rugosidades, generalmente con gravas gruesas en el fondo y finas en las orillas.
- b) Vegetación. Se puede considerar como una rugosidad superficial que también reduce la capacidad del canal y retarda el flujo. Su acción depende del tipo, altura, densidad, distribución, etc.
- c) Irregularidad del canal. Comprende las irregularidades en el perímetro mojado y las variaciones en sección transversal tamaño y forma a lo largo del canal.
- d) Alineación del canal. Las curvas con radios grandes proporcionan valores de n relativamente bajos, mientras que las agudas con varios meandros, incrementan a n . Scobey sugiere que el valor de n se aumente en 0.001 por cada 20° de curvatura.
- e) Sedimentación y erosión. Generalmente, la sedimentación puede cambiar de un canal muy irregular a uno relativamente

uniforme y reducir n , mientras la erosión produce lo contrario, esto es, modifica la irregularidad del canal y la rugosidad superficial.

f) Obstrucciones. La presencia de pilas de puente, rejillas, etc., tienden a incrementar n en una magnitud que depende de su tamaño, forma, número y distribución.

g) Tirante y gasto. En la mayoría de los ríos, n disminuye al aumentar el tirante y el gasto. Cuando el tirante disminuye, emergen las irregularidades del fondo del canal y tienen un efecto más pronunciado. Los cambios de tirante están íntimamente relacionados con el gasto.

En la tabla 3.3 se presenta una lista de valores de n para canales de varias clases y que ha sido propuesta por Chow. En ella se muestran valores mínimo, normal y máximo, de mucha utilidad como guía para una selección rápida de n .

Como en las tuberías, en el cálculo de canales con flujo uniforme se pueden presentar problemas de revisión o de diseño. Los problemas de revisión consisten en calcular el gasto a través de una sección de geometría, rugosidad y pendiente conocidas.

Los problemas de diseño consisten en calcular la geometría de la sección dada la pendiente y el gasto que circula, o bien, dada la geometría y el gasto, calcu-

lar la pendiente necesaria.

Cualquiera que sea el tipo de problema, son dos las ecuaciones que permiten - el diseño del canal : la ecuación de continuidad.

$$Q = A V$$

y la fórmula de Chezy para la fricción

$$V = C R_h^{1/2} S^{1/2}$$

El gasto se expresa entonces en la forma

$$Q = A V = C A R_h^{1/2} S^{1/2} = K S^{1/2}$$

donde el término

$$K = C A R_h^{1/2}$$

se conoce como "factor de conducción" de la sección del canal y es una medida de la capacidad de transporte al depender directamente del gasto.

Si se usa la fórmula de Mannig, $C = R_h^{1/6} / n$, y

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

La expresión

$$Z_n = A R_h^{2/3} = n K$$

Se conoce como el módulo de sección para el cálculo de flujo uniforme y también se expresa como sigue :

$$A R_h^{2/3} = \frac{n Q}{\sqrt{S}}$$

El segundo término depende de n Q y S, pero el primero exclusivamente de la

geometría de la sección. Esto demuestra que para una combinación particular de n , Q y S hay un tirante único Y_n llamado normal, con el cual se establece el flujo uniforme, siempre que el módulo de sección sea función continua y creciente del tirante y . La condición recíproca también se cumple, es decir, dados Y_n , n y S hay un único gasto Q con el cual se establece el flujo uniforme y que se conoce como gasto normal.

Con el fin de tener una relación sin dimensiones, es conveniente dividir ambos miembros de la ecuación entre una dimensión característica de la sección que puede ser el ancho de plantilla b si la sección es trapezoidal o rectangular, o bien el diámetro D si la sección es circular o herradura trabajando parcialmente llena. La dimensión característica debe tener como exponente a $8/3$ para obtener efectivamente una relación sin dimensiones. Así, para las secciones rectangulares y trapezoidal se tiene :

$$\frac{A R_h^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{n}{b^{8/3}} \frac{Q}{S^{1/2}}$$

para las secciones circular o herradura :

$$\frac{A R_h^{2/3}}{D^{8/3}} = \frac{n}{D^{8/3}} \frac{Q}{S^{1/2}}$$

Con el fin de simplificar los cálculos, en la fig 3.6 se presentan las curvas que relacionan cualquiera de los dos términos de las ecuaciones anteriores con los valores y/b o y/D para las distintas secciones indicadas. En estas curvas, k re

presenta la designación del talud para la sección trapezoidal.

Problema 3.1 Un canal rectangular de cemento pulido y ancho de plantilla $b = 2$ m tiene una pendiente $S = 0.000126$.

- a) Calcular el gasto que conduce para un tirante $y = 1.50$ m.
- b) Calcular el gasto para $y = 0.50$ m y $S = 0.008$. Utilizar la fórmula de Manning en ambos casos.

Solución a. El área, perímetro y radio hidráulico son

$$A = 2 \times 1.5 = 3 \text{ m}^2$$

$$p = 2 + 2 \times 1.5 = 5 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{3}{5} = 0.6 \text{ m}$$

De la fórmula de Manning, para $n = 0.011$, la velocidad v es.

$$v = \frac{1}{0.011} (0.6)^{2/3} (0.000126)^{1/2} = 0.726 \text{ m/seg}$$

y el gasto

$$Q = 3 \times 0.726 = 2.178 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Solución b. Habiendo cálculos análogos, se obtiene :

$$A = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m}^2$$

$$P = 2 + 2 \times 0.5 = 3 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{1}{3} = 0.33 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.011} (0.33)^{2/3} (0.008)^{1/2} = 3.909 \text{ m/seg}$$

$$Q = 1 \times 3.909 = 3.909 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Problema 3.2 Calcular el gasto en un canal de sección trapezoidal con $b = 2 \text{ m}$ de ancho de plantilla, $y = 1.20 \text{ m}$ de tirante, taludes $k = 2$, pendiente $S = 0.000667$ y cuyas paredes están construídas de concreto rugoso bien acabado. Utilizar las fórmulas de Kutter, Bazin, Kozeny y Manning para comparar resultados.

Solución. Los elementos geométricos de la sección son :

$$A = (2 + 2 \times 1.2) 1.2 = 5.28 \text{ m}^2$$

$$P = 2 + 2 \sqrt{1 + 2^2} \cdot 1.2 = 7.367 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{5.28}{7.367} = 0.717 ; R_h^{1/2} = 0.847$$

$$R_h^{1/6} = (0.717)^{1/6} = 0.946$$

$$S^{1/2} = (0.000667)^{1/2} = 0.02583$$

a) De la tabla 3.2, para la fórmula de Kutter, $m = 0.65$

$$C = \frac{100 \times 0.847}{0.65 + 0.847} = 56.58$$

De la fórmula de Chezy (ec 2.3.b)

$$V = 56.58 \times 0.847 \times 0.02583 = 1.238 \text{ m/seg}$$

$$Q = 5.28 \times 1.238 = 6.536 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b) Para la fórmula de Bazin, (de la tabla 3.2) $B = 0.45$.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0.45}{0.847}} = 56.81$$

$$V = \frac{56.81}{56.58} \times 1.238 = 1.243 \text{ m/seg}$$

$$Q = 5.28 \times 1.243 = 6.554 \text{ m}^3/\text{seg}$$

- c) Para la fórmula de Kozeny, de la tabla 3.2 $N_c = 60$. El ancho de la superficie libre en la sección vale

$$B = b + 2k y = 2 + 2 \times 2 \times 1.2 = 6.80 \text{ m}$$

y el tirante hidráulico

$$y = \frac{A}{B} = \frac{5.28}{6.8} = 0.776 \text{ m}$$

De la fórmula de Kozeny (tabla 2.2)

$$C = 20 \log 0.776 + 60 = 2.2 + 60$$

$$C = 57.8$$

$$V = \frac{57.8}{56.58} \times 1.238 = 1.265 \text{ m/seg}$$

$$Q = 5.28 \times 1.265 = 6.678 \text{ m}^3/\text{seg}$$

- d) Para la fórmula de Manning-Strick, $n = 0.017$ (concreto no terminado)

$$C = \frac{0.946}{0.017} = 55.647$$

$$V = \frac{55.647}{56.58} \times 1.238 = 1.218 \text{ m/seg}$$

$$Q = 5.28 \times 1.218 = 6.429 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Problema 3.3 Una galería circular (fig 3.7) de cemento pulido liso de 2 m de diámetro y 1.50 m de tirante debe conducir un gasto de 2.6 m³/seg. Calcular la pendiente necesaria para que el flujo sea uniforme.

La velocidad media

$$V = \frac{C}{A} = \frac{2.6}{2.527} = 1.029 \text{ m/seg}$$

Para $n = 0.011$, de la fórmula de Manning la pendiente debe ser :

$$S = \left(\frac{Vn}{R_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.029 \times 0.011}{0.714} \right)^2 = 0.000251$$

El problema de diseño de un canal generalmente se presenta teniendo como datos algo que debe transportar, la pendiente disponible de acuerdo con la topografía del terreno y la rugosidad de sus paredes.

Una de las soluciones consistiría en elegir la forma y dimensiones adecuadas que debe tener la sección, de modo que se pueda adaptar a la topografía del terreno - donde se va a excavar el canal, y que sea lo más económica posible. Sin embargo, de acuerdo con el material en que se excava el canal, y no existiendo revestimiento, habrá tramos en que la velocidad del agua, erosione los taludes y la planta modificando la sección escogida. Por ello conviene diferenciar entre canales revestidos y canales no revestidos. Los primeros comprenden a los canales que se revisten con un material resistente a la acción erosiva del agua (concreto, mampostería, madera, plástico, etc.), o bien que se escaven en un material de i-

guals características (cimentación firme, roca sana, etc.). Los segundos comprenden a los canales excavados en un material que resiste a la acción erosiva -- mientras la velocidad o la esfuerzo tangencial de fricción ejercido por el agua sobre los granos no rebasen a una magnitud, prefijada de acuerdo con las características del material.

Lógicamente, esta diferenciación cambia el criterio de diseño. En el proyecto de un canal revestido se calculan las dimensiones óptimas de la sección que proporcionen máxima eficiencia hidráulica, mínimo costo o ambas. En cambio, en el diseño de un canal no revestido rigen los criterios de velocidad permisible o de esfuerzo tangencial crítico los cuales dependen del tipo de material en que se excava la sección del canal y que determinan también la rugosidad, la velocidad mínima permisible para evitar el depósito (si el agua transporta sedimento), taludes de la sección, pendiente longitudinal, el bordo libre y la sección óptima. En ambos casos, la tarea de proyectista será minimizar el costo del canal.

El revestimiento de un canal tiene por objeto prevenir la erosión, evitar las infiltraciones y disminuir la rugosidad de las paredes. Si bien se puede ignorar el criterio de velocidad máxima permisible, el revestimiento se debe diseñar para evitar la tendencia del agua a dislocar los bloques del mismo y colocarlos fuera de posición.

El volumen de excavación y la superficie de revestimiento son los factores más importantes en el costo del canal. El primero depende del área de la sección y la se-

gunda del perímetro mojado. La optimización de estos dos factores reducirá el costo al "mínimo".

La sección máxima eficiencia hidráulica será la de mínimo perímetro mojado para una área dada ya que en ella se tendrá la mínima resistencia al escurrimiento, así como el mínimo costo de revestimiento (o en su defecto, la mínima superficie de infiltración), aunque no necesariamente la mínima excavación.

Por un gasto dado, la sección hidráulica "óptima" sería aquella para la cual el área es mínima; esto implica que la velocidad sea máxima. Según las fórmulas de Chezy y Manning, esto significaría que el radio hidráulico $R_h = A/P$ fuera el máximo. Para ello será necesario minimizar también el perímetro mojado.

La sección trapezoidal es la más usada en canales. Normalmente el talud de la sección no se elige arbitrariamente ya que está supeditado al que pueda resistir el material de excavación y en la tabla siguiente se dan algunas recomendaciones al respecto.

Taludes recomendables en canales construídos en varias
clases de material.

M A T E R I A L

Roca sana no estratificada	0 a 0.25
Roca estratificada ligeramente alterada	0.25 a 0.5
Roca alteradas, tepetate duro	1
Grava angulosa	1
Arcilla densa o tierra con revestimiento de concreto	0.5 a 1.0
Suelo limo-arenoso con grava gruesa	1 a 1.5
Areniscas blandas	1.5 a 2
Limo arcilloso	0.75 a 1
Limo arenoso	1.5 a 2
Material poco estable, tierras arenosas, etc.	2
Arcilla saturada	3

La solución con base en la sección "óptima" es una simplificación del problema.
En la practica, la economía en el diseño de un canal se complica debido a los si-
guientes factores :

- a) La resistencia al flujo no es la única consideración importante en el diseño.
- b) El área hidráulica es únicamente el área de paso del agua; el volumen total de excavación debe también incluir bordo libre, bermas, camino de inspección, cunetas, etc., por lo cual un valor mínimo de A no implica necesariamente la excavación total mínima y las dimensiones de la sección del canal pueden variar ampliamente sin que cambie mucho el valor requerido para A .
- c) El costo de la excavación no depende únicamente de la cantidad de material removido. Consideraciones tales como la facilidad de acceso y remoción pueden ser más importantes que el volumen de material excavado.
- d) Si el canal tiene que revestirse, el costo del revestimiento puede ser comparable con el de excavación.
- e) En canales cortos donde la pendiente no queda absolutamente fijada por la topografía local, la pendiente se puede considerar como una variable en los cálculos de economía. Un valor reducido de la pendiente puede requerir un área hidráulica mayor, aunque menos excavación en cortes laterales.

Por estas razones, únicamente en un sentido muy restringido se puede decir que las secciones hidráulicamente más eficiente representan la elección "óptima" de la sección

En el diseño de canales revestidos es común utilizar secciones trapeciales que se apartan de la "óptima". El U.S. Bureau of Reclamation recomienda elegir el ancho de plantilla o el tirante de acuerdo con la capacidad del canal. La fig 3^B muestra una relación de valores promedios, basados en diseños anteriores, según el gasto que va a conducir el canal. Si se elige el ancho de plantilla según la fig 3 ello implica que el tirante debe quedar supeditado al cálculo por medio de una fórmula de fricción. El proceso inverso también es válido.

Al elegir la sección transversal de un canal, se deberá verificar que la velocidad no sea inferior a un valor mínimo que evite la sedimentación del material que pudiera transportarse en suspensión. Si el agua es completamente limpia, se acepta que el valor de la velocidad mínima permisible sea entre 0.10 y 0.20 m/seg, con el fin de evitar el crecimiento de plantas. Si el agua lleva material en suspensión se acepta un valor entre 0.60 y 0.90 m/seg.

Con el fin de prevenir las fluctuaciones del nivel de la superficie del agua por efecto de ondas u otros factores que puedan ocasionar su desbordamiento, es necesario prever un bordo libre cuya magnitud depende de muchos factores. Generalmente oscila entre 5 y 30 por ciento del tirante del canal. En el caso de canales revestidos,

se diferencia también entre bordo libre $B.L$ y altura del revestimiento h_r por encima de la superficie libre del agua. Ambos conceptos quedan explicados en la fig 3.9 donde, además, se presentan los valores usuales de h_r y $B.L$ recomendados por el U.S. Bureau of Reclamation para distintas capacidades del canal.

La fórmula de flujo uniforme utilizada en el diseño de canales revestidos es insuficiente en el caso de los no revestidos debido a que el diseño es esencialmente un problema de estabilidad de la sección. Si el canal transporta sedimentos o está excavado en material erosionable, es necesario que no ocurra depósito ni erosión, esto es, el canal debe estar en equilibrio con respecto al transporte de sedimentos, de manera que la cantidad total de los mismos que transporta sea a lo largo del canal, o bien, impedir dicho transporte.

En el caso de canales es transportada agua limpia o con material fino en suspensión las condiciones del canal exigen que no se deposite dicho material y que la capacidad erosiva del flujo sea tal que no erosione el lecho y paredes del canal.

El método de la velocidad máxima permisible, consiste en limitar la velocidad media a un valor que no cause erosión en las paredes. El límite máximo de esta velocidad media a un valor que no cause erosión en las paredes. El límite máximo de esta velocidad es incierto y variable; depende principalmente del tamaño, clase de material de la paredes y del tirante de flujo.

Las velocidades máximas permisibles para suelos no cohesivos y para un rango -

amplio en el tamaño medio de material y de tirantes pueden obtenerse de la tabla y para materiales cohesivos de la fig. El diámetro d_{50} del material corresponde a aquel para el cual el 50 por ciento del material (en peso) tiene un diámetro menor que éste.

Definida la velocidad máxima permisible, el área de la sección será

$$A = \frac{Q}{V \text{ max}}$$

y el radio hidráulico queda determinado de la fórmula de Manning y así mismo el resto de la geometría de la sección. Si es el caso, la sección puede modificarse con el fin de adaptarla a las necesidades del problema.

3.3 Flujo Variado

3.3.1 Regimen crítico

La energía específica en la sección de un canal se define como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal. Por lo tanto la energía específica vale :

$$E = y \cos^2 \theta + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

esto es, equivale a la suma de tirante y carga de velocidad, aceptando que el incremento de presión con la profundidad sigue la ley hidrostática. En el caso de θ pequeña, $\cos \theta = 1$ y para un canal de cualquier forma y área hidráulica A , con $V=Q/A$ la energía específica vale :

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \alpha \frac{Q^2}{2g A^2}$$

Suponiendo que Q es constante y A es función del tirante, la energía específica es función únicamente del tirante. En la fig 3.9 se presenta gráficamente la ecuación, a través de una curva que tiene dos ramas. En el caso de θ pequeño, $\alpha = 1$, la rama AC se aproxima asintóticamente al eje horizontal y la rama BC a la línea OD que pase por el origen y tiene una inclinación de 45° . Si θ es grande se satisfacen las mismas condiciones anteriores con la única diferencia que la línea OD no tiene la inclinación de 45° . En cualquier punto P sobre la curva, la abscisa representa la energía específica en la sección y que corresponde al tirante y representado por la abscisa del punto P. Existe una tercera rama de la curva (indicada con línea de puntos) que representa las soluciones negativas sin interés práctico.

La curva muestra que para una determinada energía específica existen dos valores del tirante: y_1 , y_2 , que reciben el nombre de tirantes alternados: el alternado menor y_1 y el mayor y_2 . En el punto C la energía específica es la mínima con la cual puede pasar el gasto Q a través de la sección y para la cual existe un solo valor de tirante, y_c , que recibe el nombre de tirante crítico y al cual corresponde una velocidad llamada crítica. El estado del flujo que se desarrolla con el tirante crítico recibe el nombre de estado o régimen crítico.

Cuando el tirante es mayor que el crítico, la velocidad es menor que la crítica para el gasto dado; y en estas condiciones, el flujo se encuentra en estado o régimen subcrítico. Cuando el tirante es menor que el crítico, la velocidad es mayor que la

crítica y el flujo se encuentra en estado o régimen supercrítico. En cada régimen el tirante y la velocidad adquieren el nombre que corresponda (subcríticos o supercríticos).

Si el gasto cambia a otro valor y se mantiene de todos modos constante, la curva de energía específica cambia a las posiciones A' B' y A'' B'', según que el gasto sea menor o mayor, respectivamente, que el gasto usado por la construcción de la curva AB.

También se observa que al elegir una energía específica E_0 constante, el punto - C'' indica la última curva E-y y que quedaría intersectada por la vertical de abscisa E_0 . Puesto que el gasto Q correspondiente a cada curva E-y crece a medida - que estas se desplazan a la derecha, el punto C'' señalará la curva E-y de gasto $Q_{máx}$ que fluiría con la energía específica E_0 .

La palabra "crítico" se usa para describir este estado de flujo y puede definirse como aquel para el cual la energía específica es la mínima con que puede fluir un gasto Q dado a través de la sección de un canal de forma especificada.

Las propiedades analíticas del régimen crítico se pueden derivar atendiendo a la definición antes dada. Para un gasto constante y suponiendo que es también cons_{te} tante, la derivada con respecto del tirante de la energía específica es :

$$\frac{d E.}{d y} = 1 - \alpha \frac{Q^2}{g A^3} \frac{d A}{d y}$$

El elemento de área dA cerca de la superficie libre fig 3.9 es igual a $B dy$; por lo tanto con $B = dA/dy$, la ecuación anterior es:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \alpha \frac{Q^2 B}{g A^3} = 1 - \alpha \frac{v^2}{g A/B}$$

Haciendo $A/B = Y$ (tirante hidráulico de la sección, que en el caso de la rectangular, coincide con el verdadero tirante), la ecuación anterior se transforma a:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - F_r^2$$

donde $F_r = v/\sqrt{gY/\alpha}$ representa al número de Froude de la sección del canal calculado considerando el tirante hidráulico como longitud característica. Puesto que el estado crítico se produce para la energía específica mínima, por el criterio de la primera derivada ($dE/dy=0$), se obtiene:

$$F_{rc} = \frac{V_c}{\sqrt{g Y_c / \alpha}} = \frac{Q}{A_c \sqrt{g Y_c / \alpha}} = 1$$

o bien

$$\frac{Q^2}{g/\alpha} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad (A)$$

Problema Un canal trapecial tiene un ancho de plantilla $b = 2.50$ m, taludes $k = 1.5$ y debe conducir un gasto de $20 \text{ m}^3/\text{seg}$. Calcular el tirante crítico, la energía específica mínima y la pendiente crítica para un factor de rugosidad $n = 0.015$.

Solución De acuerdo con los datos, se obtiene

$$\frac{Qk^{3/2}}{\sqrt{g} b^{5/2}} = \frac{20(1.5)^{3/2}}{\sqrt{9.8} (2.5)^{5/2}} = 1.188$$

De la fig 3.10 resulta que $K y_c/b = 0.85$, por lo cual

$$y_c = \frac{0.85 \times 2.5}{1.5} = 1.42 \text{ m}$$

Si se desea un valor más preciso de y_c , es necesario resolver la ec (A) por aproximaciones sucesivas

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(20)^2}{9.8} = 40.82$$

Siendo el área hidráulica crítica :

$$A_c = (b + k y_c) y_c = (2.5 + 1.5 y_c) y_c$$

y el ancho crítico de la superficie libre :

$$B_c = b + 2 k y_c = 2.5 + 3 y_c$$

Por lo cual, se debe cumplir que

$$\frac{A_c^3}{B_c} = \frac{(2.5 + 1.5 y_c) y_c^3}{2.5 + 3 y_c} = 40.82$$

La solución se resumen en la siguiente tabla :

y_c	A_c	A_c^3	B_c	A_c^3/B_c		
1.42	6.575	284	6.76	42.0	≠	40.82
1.41	6.507	275.53	6.73	40.94	±	40.82

Por lo tanto, el tirante crítico correcto es $y_c = 1.41 \text{ m}$. La velocidad crítica vale

$$V_c = \frac{20}{6.507} = 3.074 \text{ m/seg}$$

y de la ec (3.4a) el número de Froude crítico es :

$$Fr_c = 3.074 / \sqrt{9.8 \times 6.507 / 6.73} = 1$$

lo cual verifica dicha ecuación. La carga de velocidad crítica vale

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{(3.074)^2}{19.6} = 0.482 \text{ m}$$

y la energía específica mínima

$$E_{\text{mín}} = 1.41 + 0.482 = 1.892 \text{ m}$$

o bien, para $k y_c/b = 1.5 \times 1.41/2.5 = 0.85$, de la misma

fig resulta que $k E_{\text{mín}}/b = 1.14$ y por tanto :

$$E_{\text{mín}} = \frac{1.14 \times 2.5}{1.5} = 1.90 \text{ m} = 1.892$$

Finalmente, el perímetro mojado y radio hidráulico son :

$$P_c = b + 2 \sqrt{1 + k^2} y_c = 2.5 + 2 \sqrt{1 + 2.25} \cdot 1.41 = 7.58 \text{ m}$$

$$R_{hc} = \frac{6.507}{7.58} = 0.858 \text{ m}; \quad R_{hc}^{2/3} = 0.903$$

De la fórmula de Manning, la pendiente crítica es :

$$S_c = \left(\frac{V_c n}{R_{hc}^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{3.074 \times 0.015}{0.903} \right)^2 = 0.0026$$

3.3.2 El flujo rápidamente variado

Al entrar el agua a la zona de pendiente menor, se reduce la gran velocidad del flujo por efecto de la resistencia de fricción y se produce un incremento brusco del tirante que, virtualmente, rompe el perfil del flujo y produce un estado de gran turbulencia y una fuerte pérdida de energía.

La expansión turbulenta y desaceleración del chorro de gran velocidad están asociados con una pérdida apreciable de energía (dissipada principalmente como calor) y la energía específica final frecuentemente es la apropiada para el tirante normal. La rápida variación del tirante toma lugar en un tramo relativamente corto y, por ello, la pérdida de fricción en la frontera es relativamente pequeña y, en muchos casos, insignificante en comparación con la pérdida por la turbulencia del fenómeno. El fenómeno antes descrito se conoce como "salto hidráulico u onda estacionaria" y representa la única manera en que es posible el cambio de régimen supercrítico a subcrítico. Ocurre frecuentemente al pié de la descarga de una compuerta reguladora o de un cimacio o en un cambio de pendiente como el antes expuesto.

Normalmente, el salto hidráulico adquiere la forma directa descrita anteriormente e ilustrada en la fig.

Cuando el tirante de aguas abajo es ligeramente mayor que el crítico, el salto adquiere el carácter de "ondular", para el cual las ondas ascienden y descienden con un movimiento oscilatorio amortiguado hasta que, finalmente, se obtienen las condiciones permanentes del flujo aguas abajo (). Existen, desde luego, muchas

formas intermedias; pero la pérdida de energía aumenta con la altura del salto y por tanto es menor que en el tipo ondular.

Además de su gran mérito como disipador natural de energía, el salto hidráulico tiene muchos otros usos prácticos, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes :

- a) Prevención o confinamiento de la socavación aguas abajo de las estructuras hidráulicas donde es necesario disipar energía.
- b) El mezclado eficiente de fluidos o de sustancias químicas usadas en la purificación de agua, debido a la naturaleza fuertemente turbulenta del fenómeno . Este atributo tiene ventajas particulares cuando se involucra la contaminación.
- c) Incremento del gasto descargado por una compuerta deslizante al rechazar el retroceso del agua contra la compuerta. Esto aumenta la carga efectiva y con ella la descarga.
- d) La recuperación de carga aguas abajo de un aforador y mantenimiento de un nivel alto del agua en el canal de riego o de distribución del agua.
- e) El aireamiento del agua destinada al abastecimiento de ciudades.
- f) Remoción de bolsas de aire en líneas de abastecimiento de agua y prevención del atrape de aire.

Debido a que en principio se desconoce la pérdida de energía asociada con el salto hidráulico, la aplicación de la ecuación de energía antes y después del salto no proporciona un medio adecuado de análisis. Por otra parte, debido a la gran variación de velocidad media entre los dos extremos del salto y al hecho de que no se requiere conocer los cambios de energía interna, es más adecuada la aplicación del principio de la cantidad de movimiento en el análisis del fenómeno. La concordancia general entre los resultados teóricos y los experimentales confirman la seguridad de un análisis general del fenómeno con base en este principio, tal como se presenta a continuación.

Consideremos un tramo horizontal de un canal de sección transversal cualquiera donde se produce el salto hidráulico y el volumen de control limitado por las secciones 1 y 2 (antes y después del salto), por el piso del canal y por la superficie libre (fig 3.12).

Aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento al volumen de control en estudio, se obtiene :

$$\frac{Q^2}{g A_1} + Z_{G1} A_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + Z_{G2} A_2$$

Para la sección rectangular se tiene

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right)$$

donde $F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}$

$$\delta \quad \frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_2^2} - 1 \right)$$

$$\text{donde } F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g y_1}}$$

Ver figuras 3.12 a 3.16

Para sección trapecial se pueden usar las gráficas de las figuras.

3.3.3 Flujo gradualmente variado

La sección de un canal en la que sea posible establecer una relación definida entre el nivel de la superficie libre del agua y el gasto correspondiente, se conoce como "sección de control". En general, dicha sección "controla" el flujo, tanto en dirección aguas arriba como en dirección aguas abajo. Por sus propiedades, una sección de control es siempre un sitio adecuado para una estación de aforos.

Una sección crítica es una sección de control debido a que se puede establecer una relación definida entre tirante y gasto, independientemente de la rugosidad del canal y otras circunstancias no controladas. Por otra parte, se obtiene que para la sección crítica la velocidad de agua vale :

$$V_c = \sqrt{g Y_c}$$

Si dicha velocidad se compara con el valor de la celeridad de las ondas de pequeña amplitud, se observa que en estado crítico la velocidad crítica es igual a la celeridad de dichas ondas. Si el régimen es subcrítico, la velocidad del flujo es menor que la crítica y que la celeridad de dichas ondas, por tanto, en este tipo de régimen, es posible la transmisión de disturbios hacia aguas arriba. Lo contrario acon

tece con el régimen supercrítico en el que los disturbios sólo se transmiten hacia aguas abajo.

En la práctica, esto significa que un mecanismo de control como una compuerta - (fig 3.17) puede hacer sentir su influencia hacia aguas arriba del flujo, esto es, el régimen subcrítico está sujeto a un control desde aguas abajo. Por el contrario, el régimen supercrítico no puede quedar influenciado por lo que ocurre aguas abajo, y sólo puede quedar controlado desde aguas arriba.

Para el cálculo de un perfil en flujo variado es necesario establecer la sección de control que proporcione las condiciones iniciales.

Se procede hacia aguas arriba de la sección de control o hacia aguas abajo, según que el régimen en que se desarrolla el perfil sea subcrítico o supercrítico y dicho régimen depende a su vez de la pendiente de plantilla.

Algunos ejemplos de secciones de control lo son las presas, vertedores y compuertas, debido a que el gasto está relacionado con la carga a través de una curva llamada de "gasto - tirante". Como el tirante crítico depende únicamente del gasto y de la forma de la sección, cualquier intersección bien definida de la línea del perfil de flujo y la correspondiente al tirante crítico constituyen una sección de control.

Con las explicaciones dadas anteriormente y la fig 3.18 se pueden interpretar cualitativamente los perfiles de la superficie libre en un canal largo, de sección uniforme, y con una gran variedad de pendientes, secciones de control y tipos de perfil.

La fig. 3.19 muestra dos canales, cada uno con una compuerta deslizante cerca del

extremo aguas abajo, para ilustrar el procedimiento. Se supone que la abertura de la compuerta y el gasto permaneces constantes.

El primer paso consiste en dibujar las líneas de tirante normal y crítico, las cuales son paralelas a la plantilla. Siendo el canal prismático, el tirante crítico es el mismo en toda su longitud. En seguida, se localizan las secciones de control en los sitios apropiados de entrada y salida, en los cambios de pendiente de suave a pronunciada y en la compuerta; esta última, valida en ambas direcciones debido a que los tirantes hacia aguas arriba y hacia aguas abajo están gobernados por la ecuación de descarga de la compuerta.

Con referencia a cada canal, se puede hacer el siguiente análisis.

Método de incrementos finitos en canales prismáticos

El método de incrementos finitos es el que tiene aplicaciones mas amplias debido a que es adecuado para el análisis de perfiles de flujo tanto en canales prismáticos como no prismáticos.

En la fig 3.20 se presenta el tramo de un canal prismático limitado por las secciones 1 (aguas arriba) y 2 (aguas abajo) separadas la distancia Δx . Al aplicar la ecuacion de la energía a dicho tramo, resulta :

$$E_2 - E_1 = (S_0 - S_f) \Delta x$$

en la cual $E_f = y_f + V_f^2/2g$, $E_2 = y_2 + V_2^2/2g$ $S_0 = \Delta z / \Delta x$ es la pendiente de la plantilla y S_f es la pendiente media de fricción entre las dos secciones calculada a partir de

la siguiente ecuación :

$$h_f = S_f \Delta x = \frac{1}{2} (S_{f_1} + S_{f_2}) \Delta x$$

donde S_{f_1} y S_{f_2} son las pendientes de fricción en las secciones 1 y 2, las cuales se pueden calcular con la fórmula de Manning, como sigue :

$$S_{f_1} = \left(\frac{V_1 n_1}{R_{h_1}^{2/3}} \right)^2$$
$$S_{f_2} = \left(\frac{V_2 n_2}{R_h^{2/3}} \right)^2$$

De acuerdo con el sentido en que se efectúa el cálculo, se conocerán las características hidráulicas en alguna de las dos secciones, la 1 si el cálculo es en la dirección del flujo o la 2 si es en dirección contraria. El procedimiento consiste en su poner un valor tentativo del tirante en la sección desconocida y ajustar dicho valor mediante la verificación a través de la ecuación de la energía.

Cuando las secciones no están previamente especificadas y más bien se trata de determinar el perfil completo, es factible volver al caso de los métodos directos especificando mas bien un tirante desconocido y calculando la distancia a que se encuentra la sección que posee dicho tirante.

En efecto, la ec. de la energía dicha distancia vale :

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

Sin embargo, es necesario que las características que se especifiquen para la sección desconocida no produzcan longitudes Δx muy grandes que induzcan errores serios dado que se trata de un procedimiento de incrementos finitos.

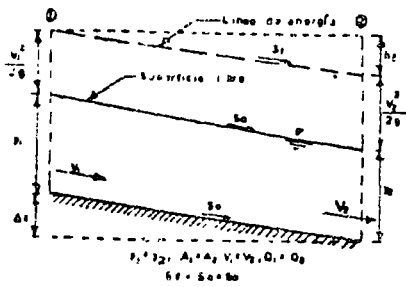


Fig 3.1 Flujo Uniforme

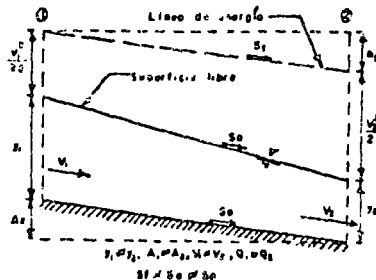


Fig 3.2 Flujo variado permanente

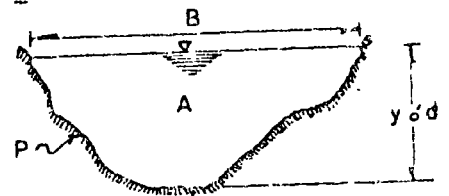


Fig 3.3 Sección de un canal

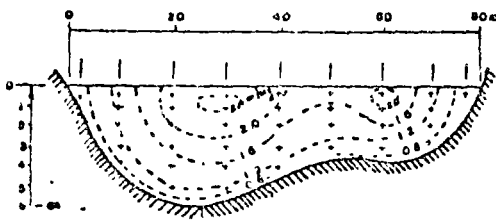


Fig 3.4 Aspectos de la distribución de velocidades en la sección transversal de un río.

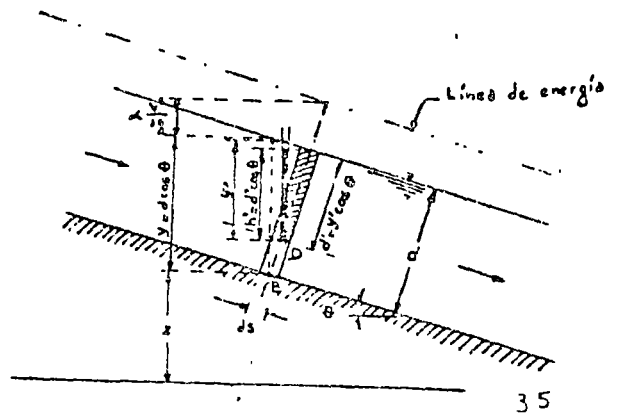


Fig 3.5 Distribución de presiones para flujo paralelo en canales de gran pendiente.

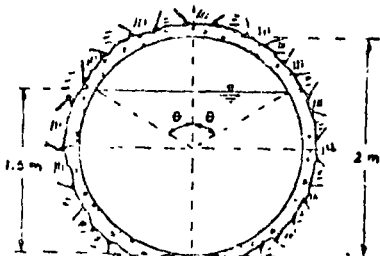


Fig 3.7 Sección del túnel del problema 2.4.

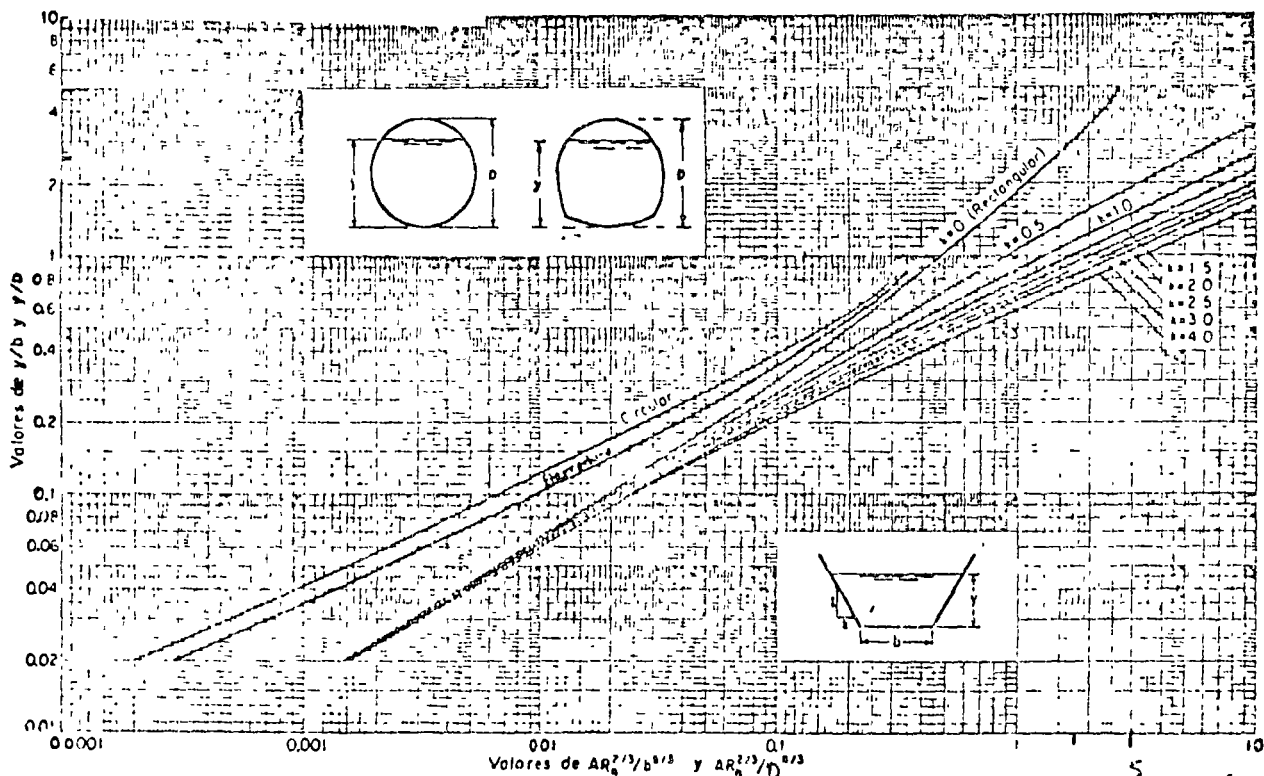


Fig 3.6-Curvas para determinar el tirante normal

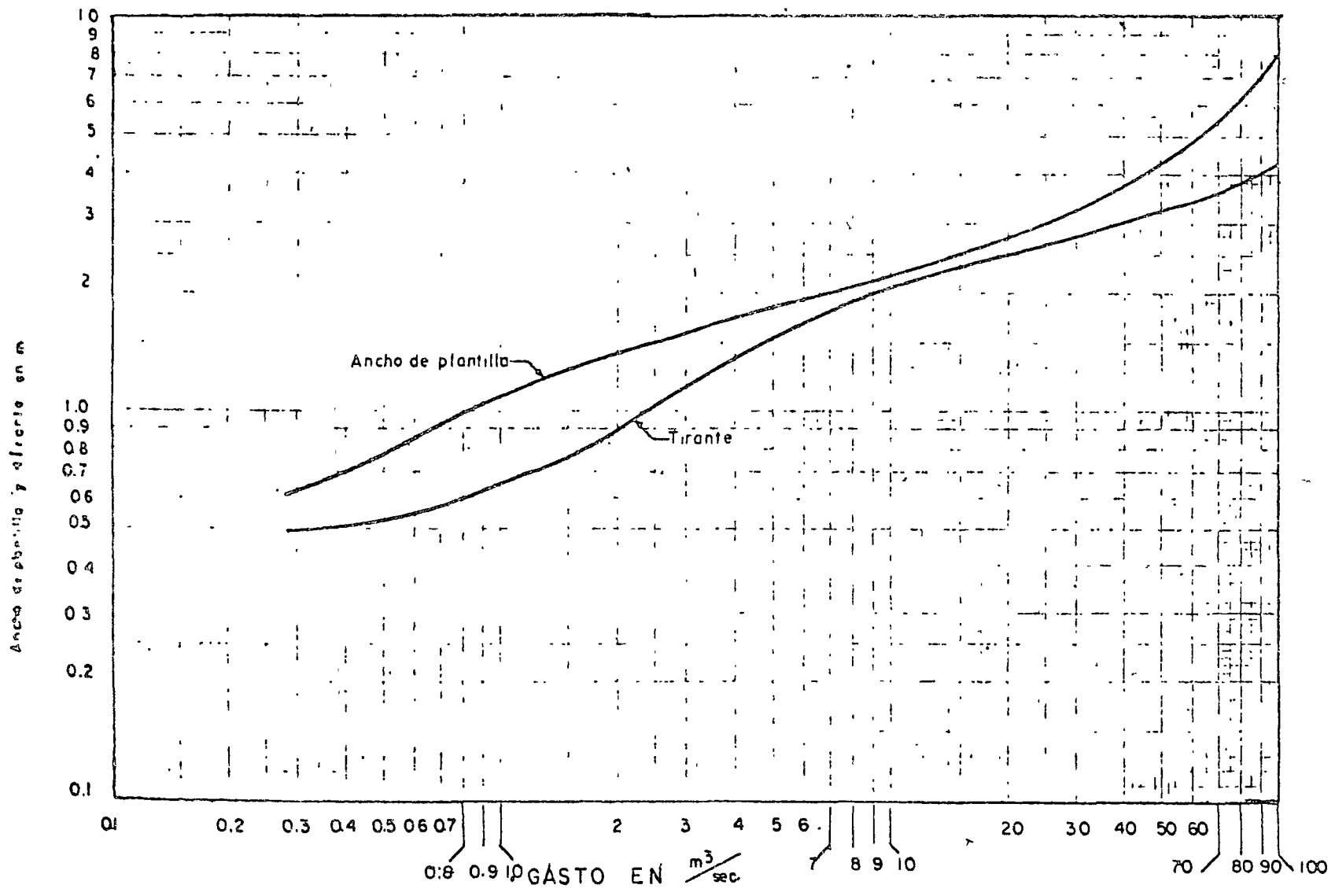


Fig. 3.8 Ancho de plantilla y tirante recomendados para canales revestidos (U.S. Bureau of Reclamation.)

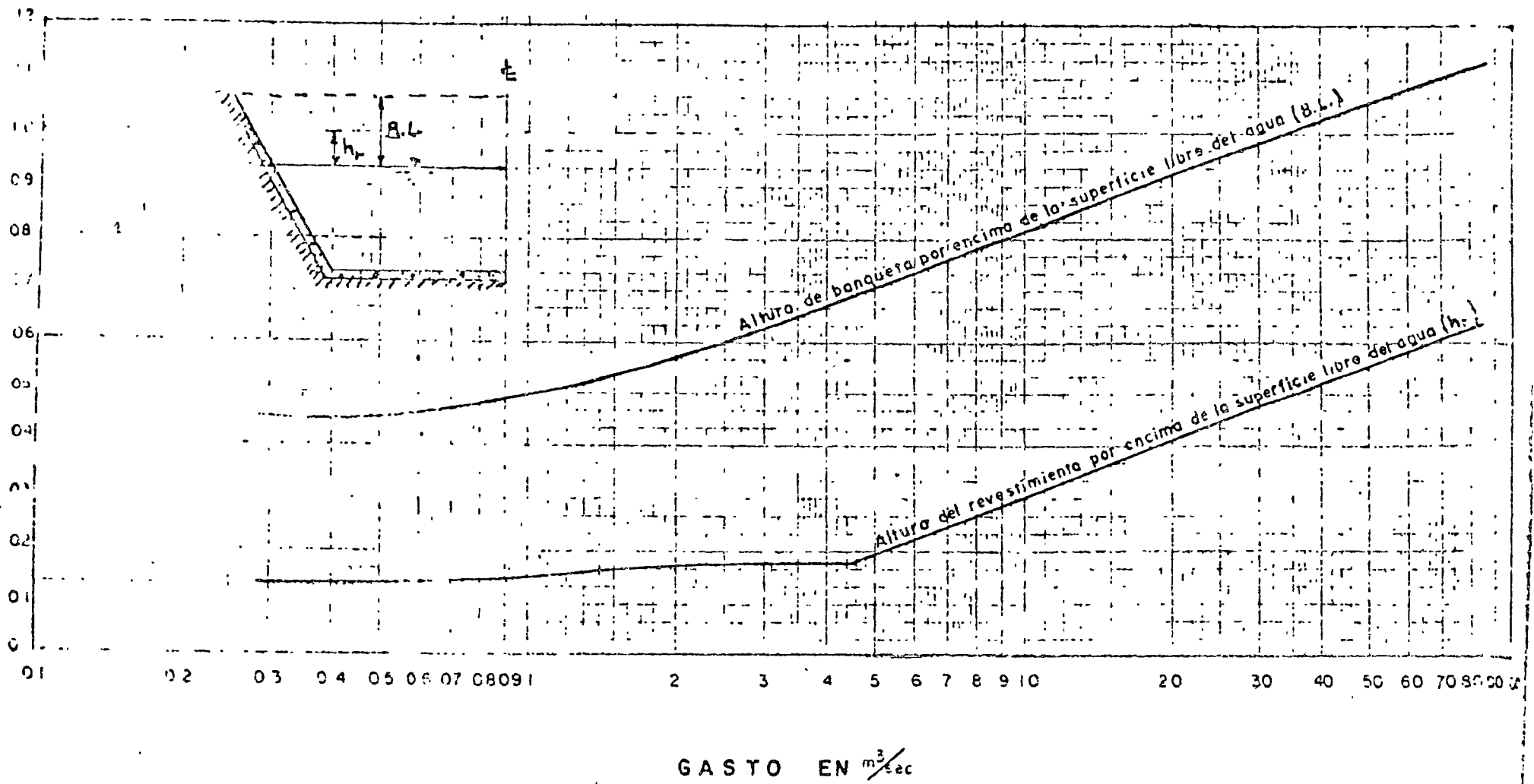


Fig. 3.9 Borde y altura de banquetas recomendados para canales revestidos.

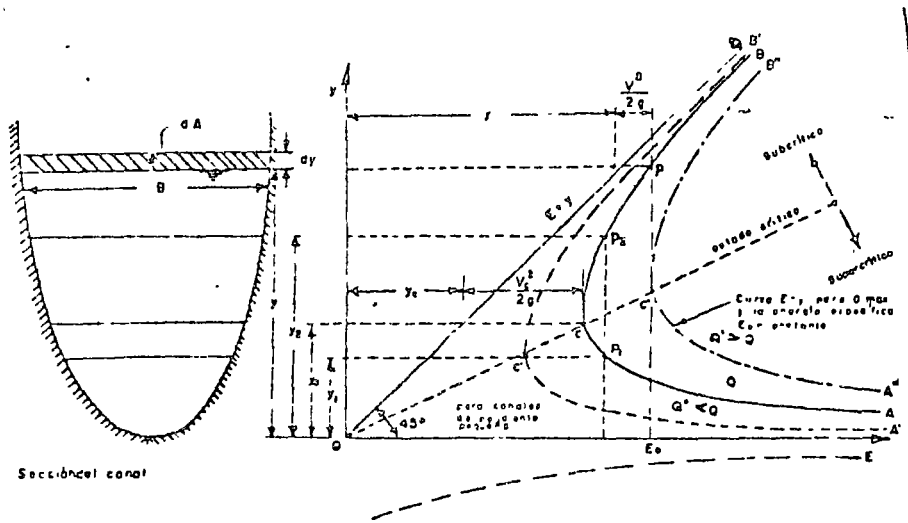


Fig 3.9 Curvas de energía específica

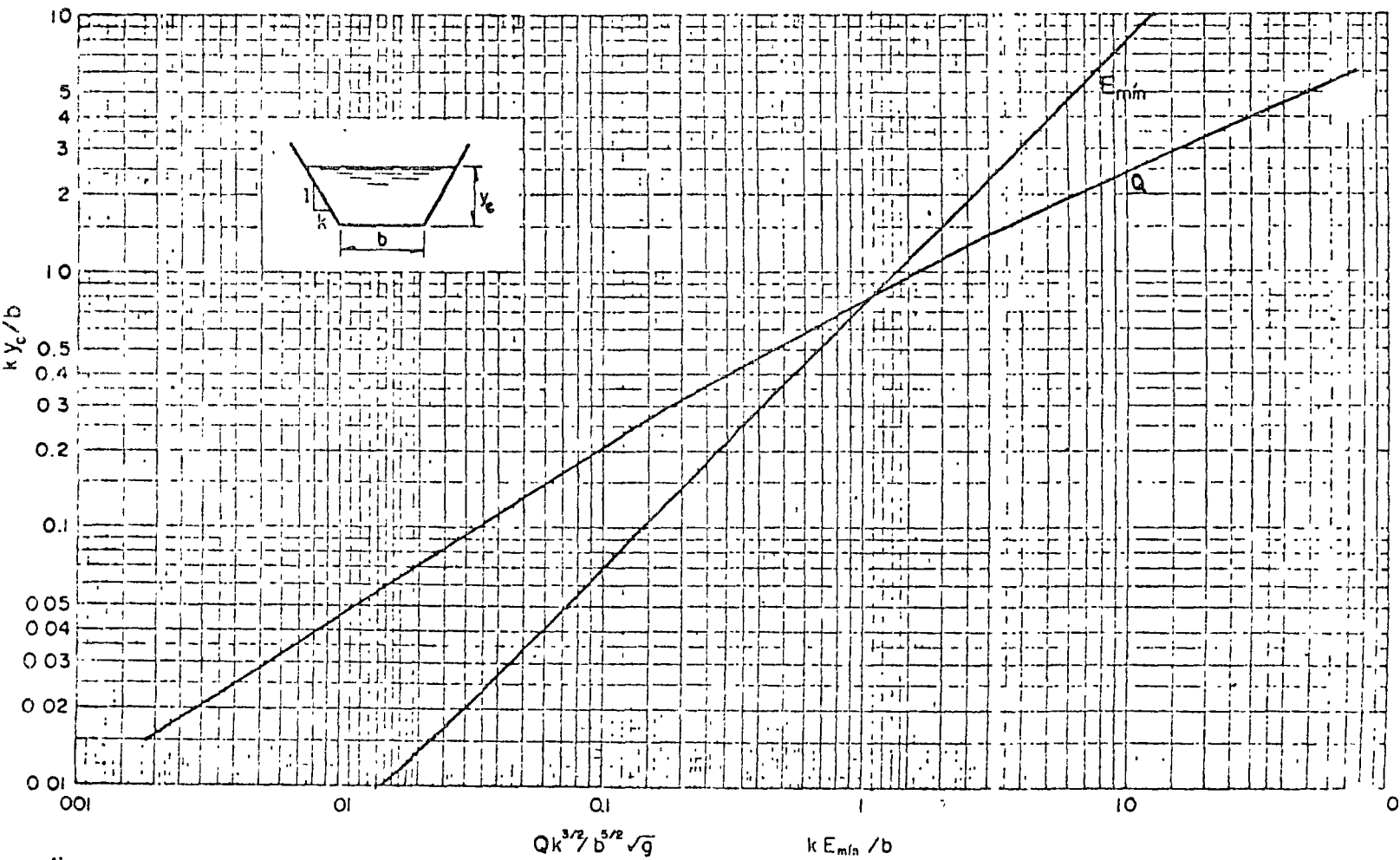
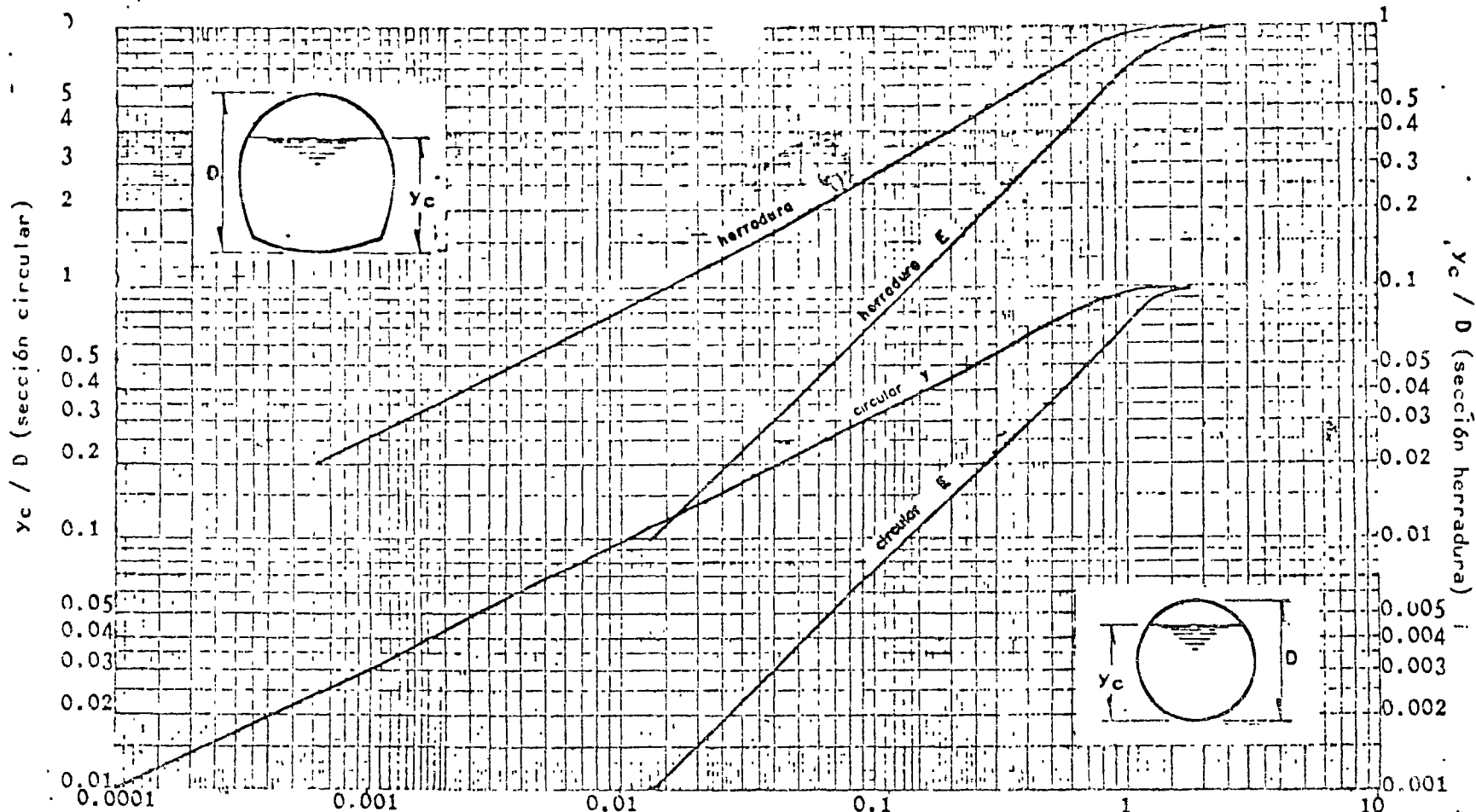
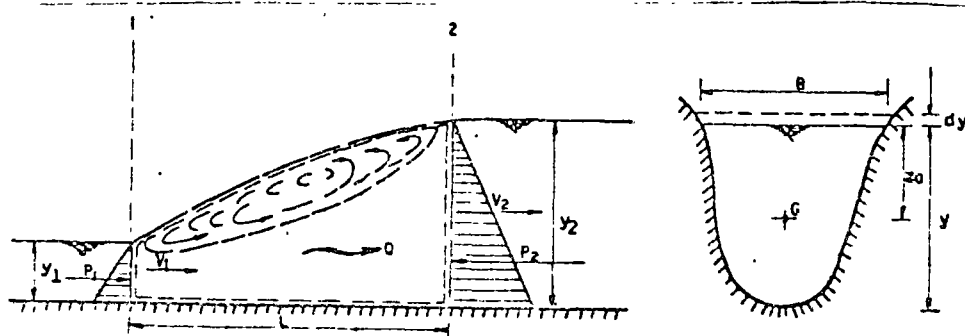


Fig. 3.10 Curvas para determinar el tirante crítico y energía específica mínima en secciones trapezoidales



$$D = \frac{Q}{\sqrt{2} \sqrt{g}} \quad \text{y} \quad \frac{Q}{\sqrt{g}} / D^{5/2} ; E \text{ mfn} / D$$

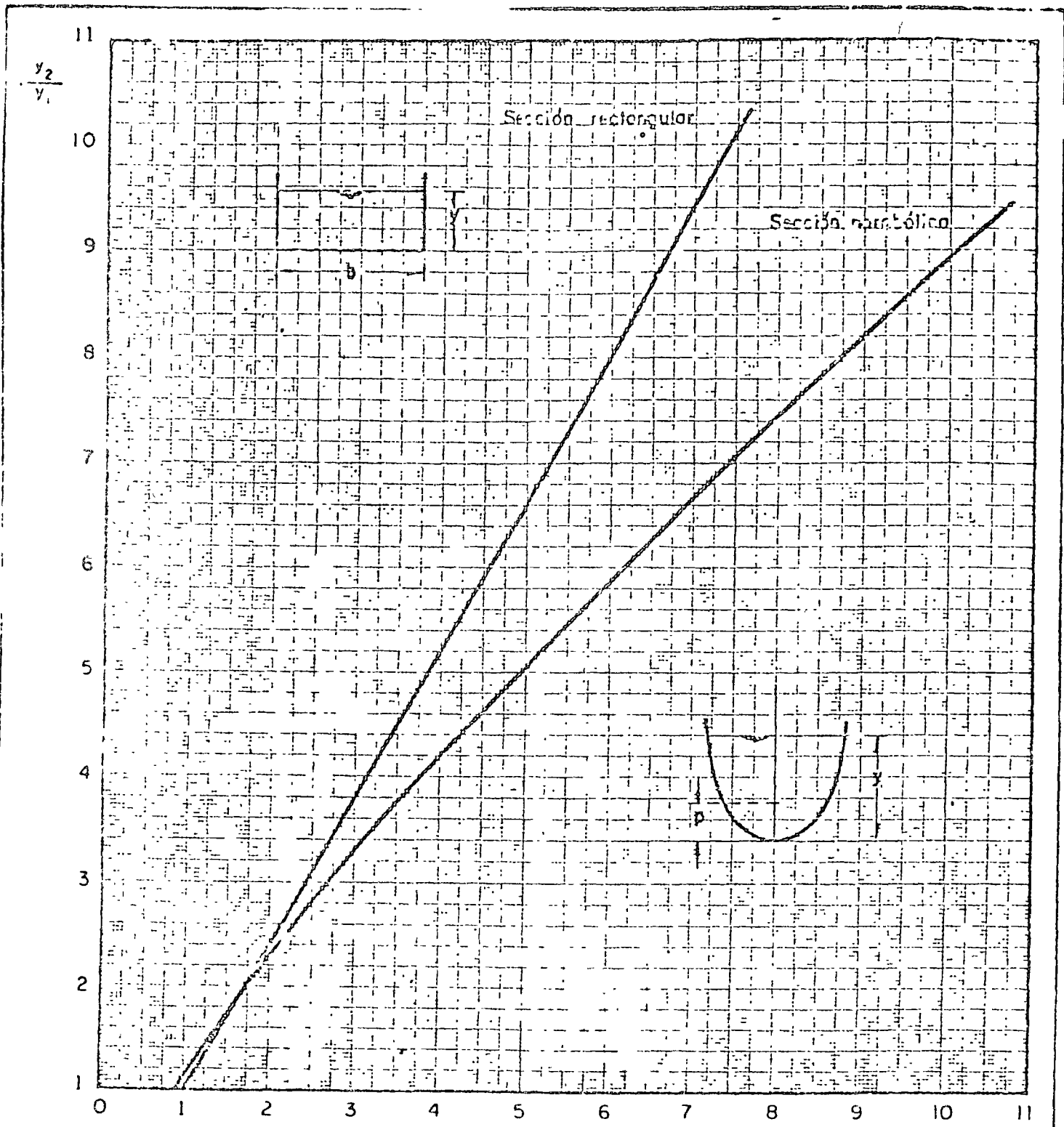
Fig 3.14 Curvas para determinar el tirante crítico y energía específica mínima en secciones circular y herradura.



a) VOLUMEN DE CONTROL

b) SECCION TRANSVERSAL

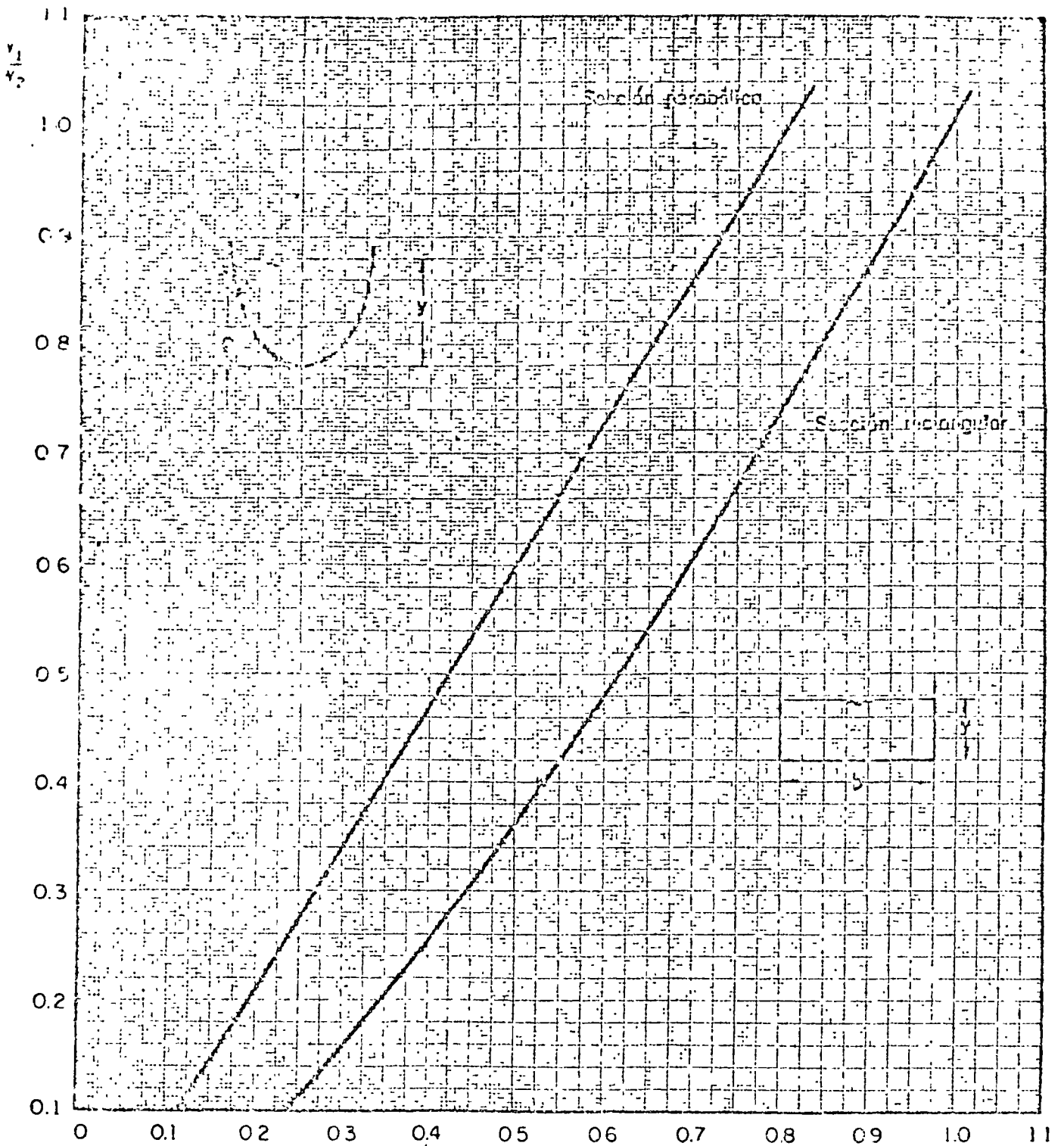
Fig 3.12 Análisis del salto hidráulico



$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA

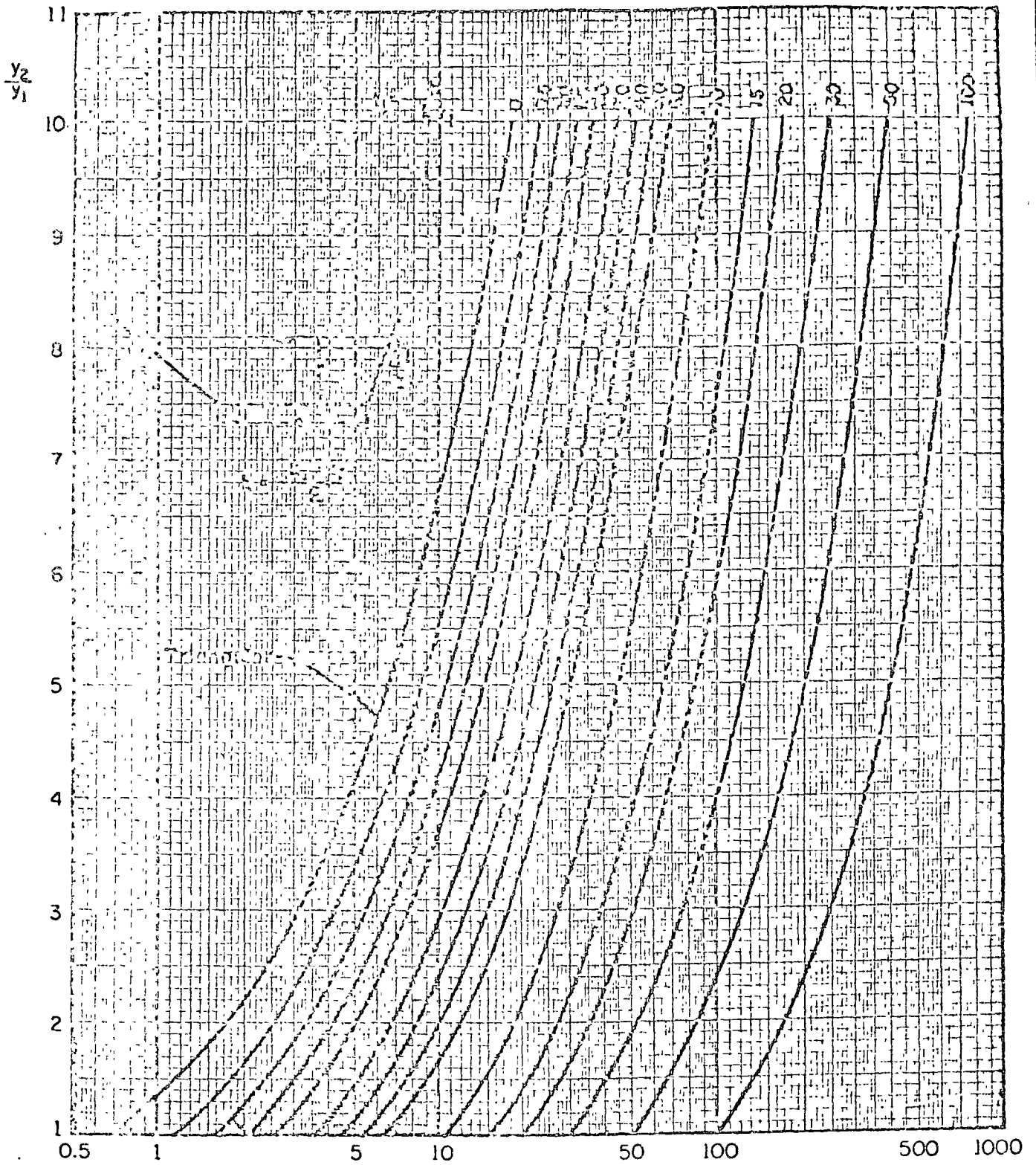
Fig. 3.13 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA

Fig. 3.14 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

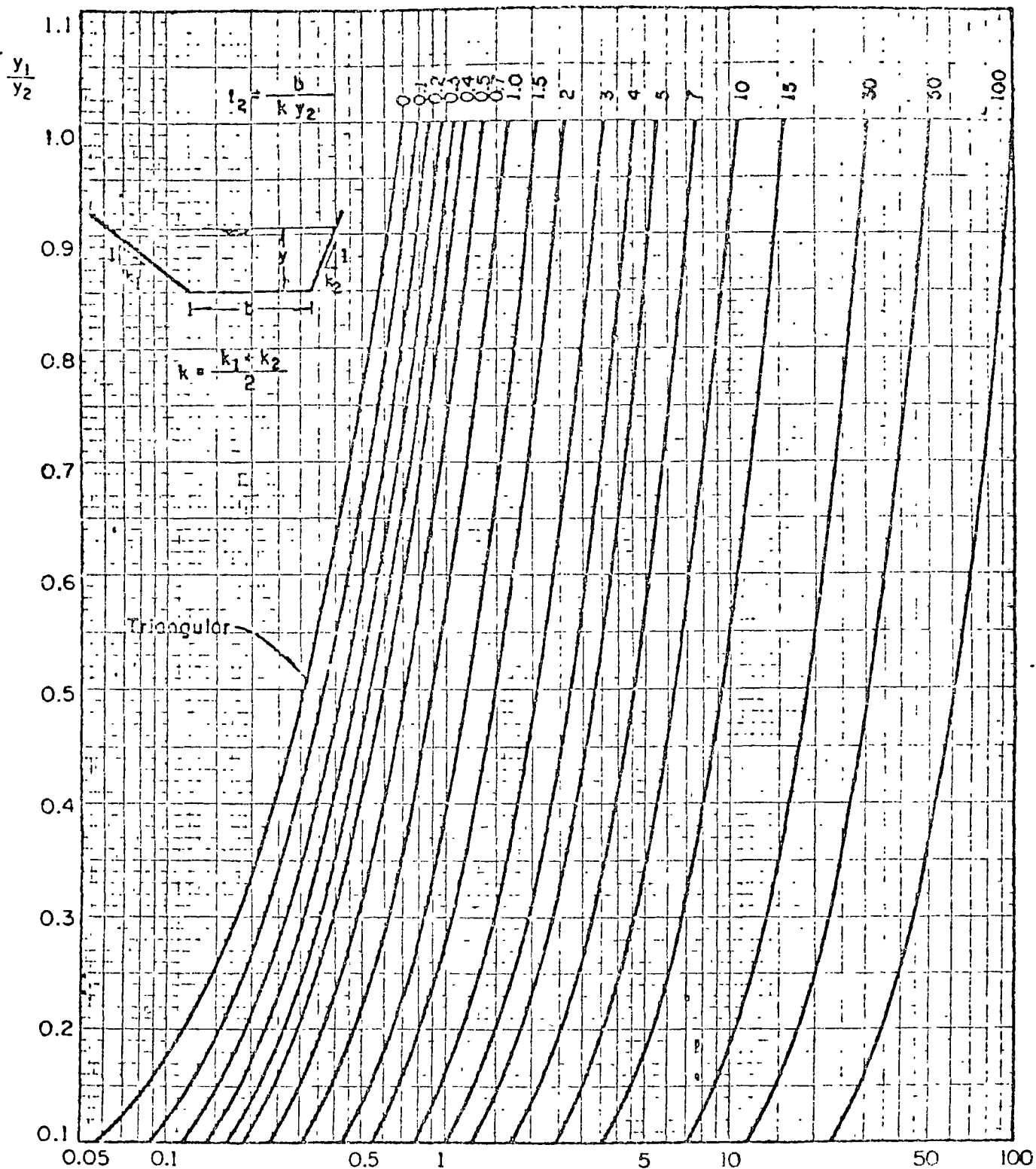


$$F_{1M} = \frac{Q}{g^{1/2} k^{5/2} y_1}$$

$$F_{1M} = (t_1 + 1) F_1$$

CANALES DE SECCION TRAPEZIAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

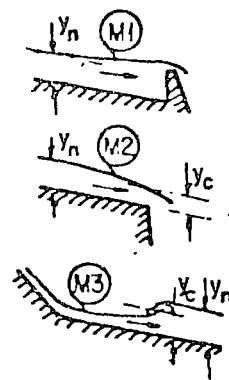
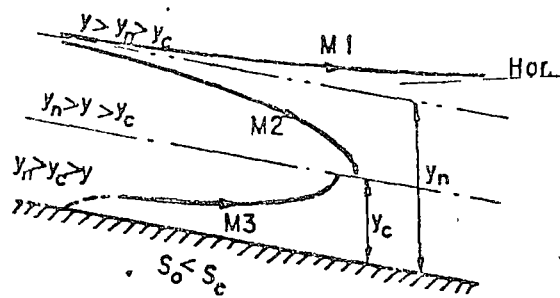
Fig. 3.15 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico,
conocido el régimen supercrítico



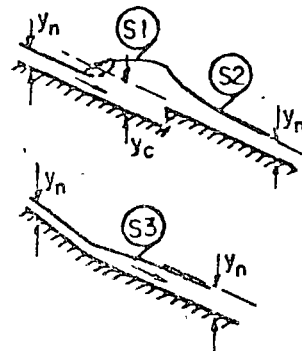
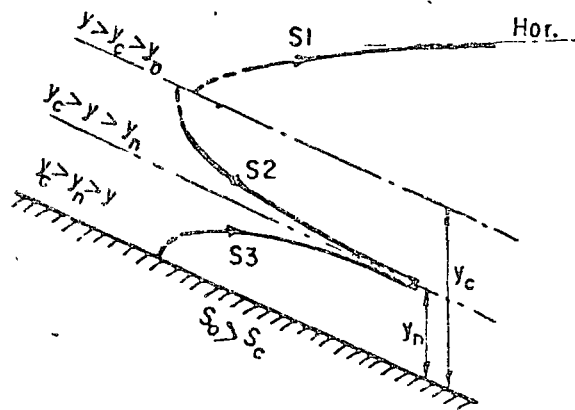
CANALES DE SECCION TRAPEZOIDAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig. 3.16 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

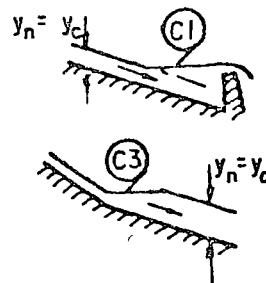
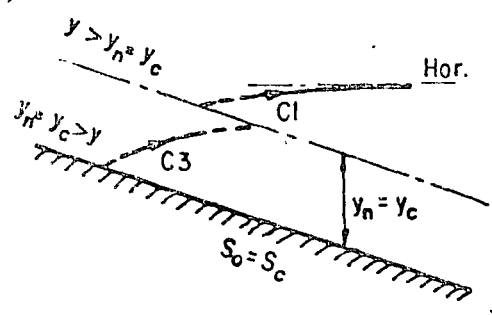
TIPO M



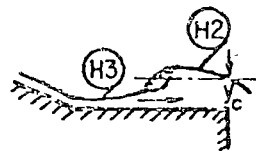
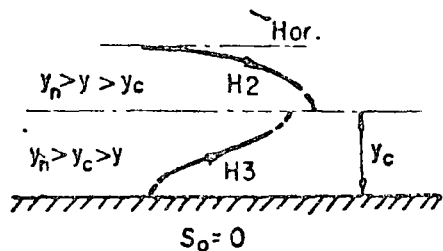
TIPO S



TIPO C



TIPO H



TIPO A

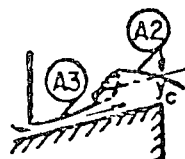
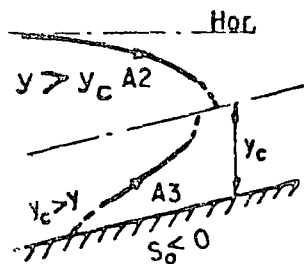


FIG. 3.18 EJEMPLOS PRACTICOS DE PERFILES DE FLUJO

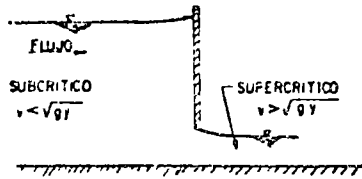


Fig. 3.17 Una compuerta deslizable que genera régimen subcrítico y supercrítico

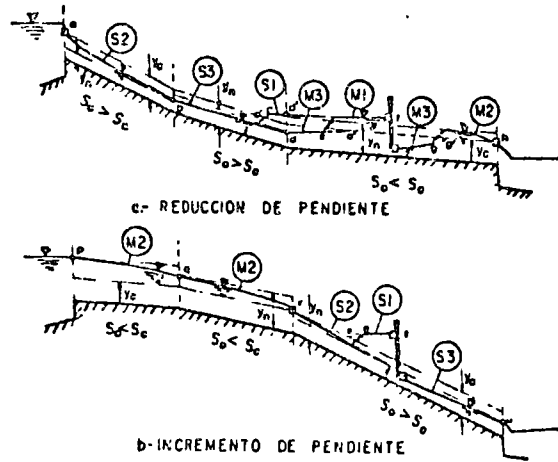


Fig 3.19. identificación de perfiles y secciones de control

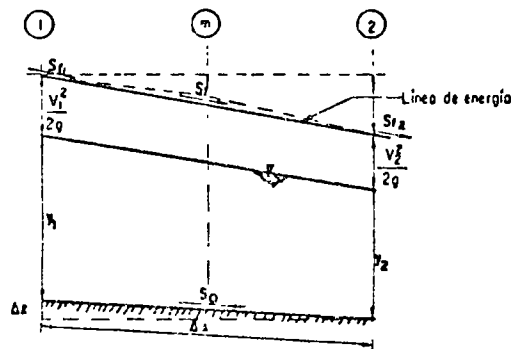


Fig. 3.20 Tramo corto de un canal prismático

Autor	Fórmula	Comentarios
Ganguillet y Kutter	$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{S}}{1 + (23 + \frac{0,00155}{S}) \frac{n}{R_h}}$	Se aconseja para canales naturales para los cuales usualmente conduce a resultados satisfactorios. Es compleja y tiene la desventaja de que ocurren cambios grandes en C para cambios pequeños en n, donde n es un coeficiente que depende de la rugosidad del canal según tabla 2.3
Kutter	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}}$	Es una simplificación de la de Ganguillet y Kutter y por tanto más sencilla. m es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.
Bazin	$C = \frac{87}{1 + \frac{B}{\sqrt{R_h}}}$	Está basada en una buena cantidad de experiencias y es relativamente sencilla. B es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.
Kozeny	$C = 20 \log Y + N_c$	Es análoga a la de los tubos y fue obtenida con base en los resultados experimentales de von Mises y Bazin. Y es el tirante hidráulico en m y N _c un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.
Martínez	$C = 17,7 \log \frac{R_h}{d} + 13,6$	Fue obtenida de muchas mediciones en ríos de la Unión Soviética. d es el diámetro del grano del material en el fondo del río en m y vale para $0,15 \leq R_h \leq 2,25$ m, $0,00004 \leq S \leq 0,0039$ y $0,004 \leq d \leq 0,25$ m (ref 12)
Manning-Strickler	$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$	Fue obtenida a partir de siete fórmulas diferentes basadas en ensayos de Bazin y posteriormente verificadas por observaciones. Es una de las más utilizadas por su sencillez. n es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.4.
Pavlovski	$C = \frac{R_h^a}{n}$	Considera que el exponente en la fórmula de Manning no es una constante sino que varía con la forma del canal y la rugosidad como sigue $\alpha = 1,5 n$ para $R_h < 1$ m y $\alpha = 1,3 \sqrt{n}$ para $R_h > 1$ m.

Tabla 3.2 Factores de rugosidad para las fórmulas de la tabla 3.1

	Ganguillet y Kutter n	Kutter m	Bazin B	Kozeny N _c
I Secciones cerradas parcialmente llenas				
Hierro fundido nuevo	0,012	0,20	0,06	
Hierro fundido usado		0,25	0,12	
Hierro colado	0,012	0,20		
Barro vitrificado nuevo		0,25		
Barro vitrificado usado	0,017	0,30 - 0,35		
Tubos de alcantarillado	0,017 - 0,020	0,30 - 0,35		
Túneles de concreto pulido	0,011 - 0,013	0,20 - 0,25	0,22	
II Secciones abiertas				
Madera cepillada	0,010	0,15 - 0,20	0,06	
Madera de acabado rugoso		0,30 - 0,35		
Mampostería de ladrillo bien acabada	0,013	0,25	0,16	70 - 76
Cemento pulido		0,20 - 0,25	0,10 - 0,16	84 - 90
Concreto pulido	0,012	0,20	0,11 - 0,22	
Concreto rugoso	0,017	0,65	0,45	58 - 62
Piedra brasa bien acabada	0,017	0,65		60 - 70
En tierra arroyos y ríos	0,025	1,75	1,4 - 1,6	
En tierra con material grueso y plantas	0,035	2,0 - 2,5	1,75	
Con cantos rodados	0,04 - 0,05	3,5 - 5,0	hasta 3,5	
Con gran rugosidad de fondo y maleza tupida	hasta 0,09			
Roca comodada				36 - 50
Roca a volteo				28 - 36
Grava gruesa (10 a 15 cm)				32 - 38
Grava media (5 a 10 cm)				38 - 42
Grava fina (2 a 3 cm)				42 - 46
Cantos rodados (15 a 20 cm)				28 - 32

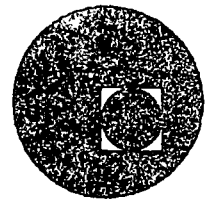
Tabla 3.3 Factor de fricción, n, (de Manning)

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. CONDUCTOS CERRADOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS			
A.1 Metales			
a) Latón liso	0.009	0.010	0.013
b) Acero			
1. Soldado	0.010	0.012	0.014
2. Remachado	0.013	0.018	0.017
c) Hierro fundido			
1. Pintado	0.010	0.013	0.014
2. Normal	0.011	0.014	0.018
d) Hierro forjado			
1. Negro	0.012	0.014	0.016
2. Galvanizado	0.013	0.018	0.017
e) Metal corrugado			
1. Drenaje	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje pluvial	0.021	0.024	0.030
A.2 No metales			
a) Lúcia	0.008	0.009	0.010
b) Vidrio	0.009	0.010	0.013
c) Cemento			
1. Liso	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
d) Concreto			
1. Alcantarillado recto y libre de escombros	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarillado con curvas, conexiones y algunos escombros	0.011	0.013	0.014
3. Acabado	0.011	0.012	0.014
4. Drenajes rectos con ventanas de inspección, entradas etc.	0.013	0.016	0.017
5. No acabados, en cimbra de acero	0.012	0.013	0.014
6. No acabados, en cimbra de madera lisa	0.012	0.014	0.018
7. No acabados en cimbra de madera bruta	0.016	0.017	0.020
e) Madera			
1. Duela	0.010	0.012	0.014
2. Laminada y tratada	0.016	0.017	0.020
f) Arcilla			
1. Tubos de barro cocido común	0.011	0.013	0.017
2. Tubos de albañal vitrificado	0.011	0.014	0.017
3. Tubos de albañal vitrificado con ventanas de inspección	0.013	0.016	0.017
3. Mampostería juntaada y aplanchada con mortero de cemento	0.018	0.020	0.024
4. Mampostería juntaada con mortero de cemento	0.020	0.025	0.030
5. Mampostería sucia vieja	0.020	0.030	0.035
e) Fondo de grava con todos de			
1. Concreto cimbrado	0.017	0.020	0.025
2. Mampostería sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Mampostería seca a volteo	0.023	0.033	0.036
f) Ladrillo			
1. Vitrificado	0.011	0.013	0.015
2. Con mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g) Mampostería			
1. Juntaada con mortero	0.017	0.025	0.030
2. Seca	0.023	0.032	0.035
h) Piedra labrada	0.013	0.015	0.017
i) Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j) Cubierta vegetal	0.030		0.500
C. CANALES EXCAVADOS O DRAGADOS EN			
a) Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio recientemente terminado	0.018	0.018	0.020
2. Limpio después de intemperado	0.018	0.022	0.025
3. Grava, sección uniforme y limpia	0.022	0.025	0.030
4. Con poco pasto y poca hierba	0.022	0.027	0.033
b) Tierra con curvas y en régimen lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pasto y algo de hierba	0.025	0.030	0.033
3. Hierba densa o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Planicie de tierra y mampostería en los tallos	0.028	0.030	0.035
5. Planicie ondulada y hierba en los bordes	0.025	0.035	0.040
6. Planicie empotrada y bordes limpios	0.030	0.040	0.050
c) Excavado o dragado en línea recta			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Pocas plantas en los bordes	0.035	0.050	0.060
4. Tubo vitrificado para drenos con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
g) Mampostería			
1. De vitrificado	0.011	0.013	0.016
2. Acabados con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
h) Drenajes sanitarios cubiertos de lama con curvas y conexiones	0.012	0.013	0.016
i) Drenaje con fondo liso	0.018	0.019	0.020
j) Acabados de cemento rugoso	0.018	0.025	0.030
B. CANALES RECUBIERTOS O EN RE-LLENO			
B.1 Metales			
a) Superficies de acero lisas			
1. No pintadas	0.011	0.012	0.014
2. Pintadas	0.012	0.013	0.017
b) Corrugados	0.021	0.025	0.030
B.2 No metales			
a) Cemento			
1. Superficie lisa	0.010	0.011	0.013
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
b) Madera			
1. Fina, no tratada	0.010	0.012	0.014
2. Fina, creosotada	0.011	0.012	0.016
3. Rustica	0.011	0.013	0.015
4. Tablones y tejamanil	0.012	0.015	0.019
5. Cubierta con tela	0.010	0.014	0.017
c) Concreto			
1. Acabado con lana metálica	0.011	0.013	0.015
2. Acabado con lana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Acabado con grava en el fondo	0.016	0.017	0.020
4. Sin acabar	0.014	0.017	0.020
5. Gunitado, buena sección	0.016	0.018	0.023
6. Gunitado, sección ondulada	0.018	0.022	0.026
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca, excavado irregular	0.022	0.027	
d) Plancha de concreto acabado con lana y taludes de			
1. Mampostería cuidada sobre mortero	0.016	0.017	0.020
2. Mampostería burda sobre mortero	0.017	0.020	0.024
d) Cortes en rocas			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Astillado e irregular	0.035	0.040	0.050
e) Canales abandonados, hierbas y arbustos sin limpiar			
1. Hierba densa tan alta como el tallo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en los taludes	0.040	0.050	0.080
3. Igual al anterior con máximo escurrimiento	0.045	0.070	0.110
4. Denso de arbustos, altos niveles de escurrimiento	0.080	0.100	0.140
D. CAUCES NATURALES			
D.1 Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas < 30 m)			
a) Corrientes en planicie			
1. Limpio, rectos, sin deslaves ni remansos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior pero más rocoso y con hierba	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, algo de hierba y roca	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior pero menor profundidad y secciones poco eficientes	0.040	0.048	0.055
6. Igual que el 4 pero más rocas	0.045	0.050	0.060
7. Tramos irregulares con hierbo y estufques profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con mucha hierba, estufques profundos, o cauces de avenidas con raíces y plantas subacuáticas	0.075	0.100	0.150
b) Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce, taludes muy pendientes, árboles y arbustos a lo largo de las margenes que quedan su mercidos en las avenidas			
1. Fondo de grava, boteo y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050
2. Fondo de huleo y grandes rocas	0.040	0.050	0.070

D 2 Planicies de avenida			
a) Pastura sin arbustos			
1. Pasto bajo	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b) Areas cultivadas			
1. Sin cosecha	0.020	0.030	0.040
2. Cosecha en tierra labrada y pluvinia	0.075	0.035	0.045
3. Cosecho de campo	0.030	0.040	0.050
c) Arbustos			
1. Arbustos diseminados y mu- cha hierba	0.035	0.050	0.070
2. Pocos arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Mezcla a densa poblacion de árboles en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Mezcla a densa poblacion de árboles, en verano	0.070	0.100	0.160
d) Árboles			
1. Poblacion densa de sauces, en verano, rectos	0.110	0.150	0.200
2. Terrenos talados con troncos muertos	0.030	0.040	0.050
3. Igual al anterior pero con tron- cos utilizables	0.050	0.060	0.080
4. Árboles de sombra y avenidas debajo de las ramas	0.060	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero los ave- nidas alcanzan a las ramas	0.100	0.120	0.160
D 3 Rios (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 30 m). La n es menor que los arroyos de igual descripcion por- que los bordos ofrecen menor resisten- cia.			
a) Secciones regulares sin cantos ro- dados ni arbustos	0.025		0.060
b) Secciones rugosas e irregulares	0.035		0.100



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA: FLUJO DE AGUA EN MATERIALES PERMEABLES.

PROF. ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN.

Marzo de 1978.

FLUJO DE AGUA EN MATERIALES PERMEABLES

Por el Ing. Rubén Chávez G.

I.- LA PERMEABILIDAD.

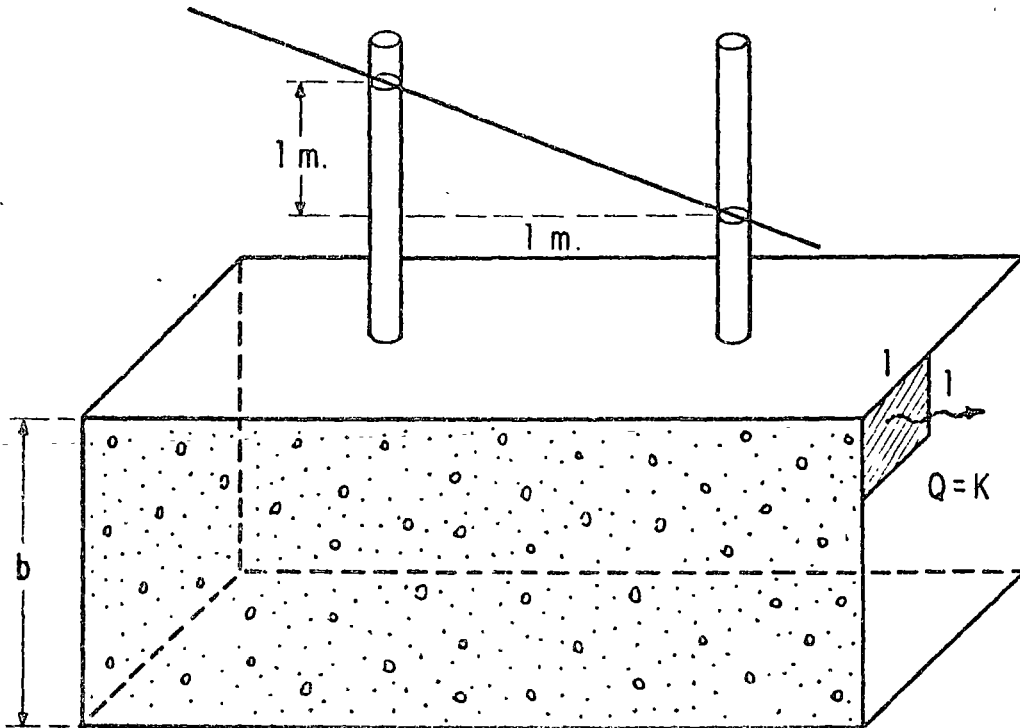
1.1.- INTRODUCCION.

La permeabilidad de un material es una de las características que mayor interés revisten para el ingeniero. Así, por ejemplo, en el campo de la Mecánica de Suelos la permeabilidad juega un papel muy importante en varios fenómenos, entre ellos el de la consolidación, y su conocimiento es indispensable para cuantificar el caudal de agua que circula a través del elemento permeable de una estructura o por debajo de ella. La característica en cuestión también interviene en forma preponderante en problemas agrológicos, tales como el diseño de sistemas de drenaje. En el campo de la Geohidrología la permeabilidad tiene importancia primordial: de ella depende fundamentalmente el rendimiento de las captaciones y la velocidad de circulación del agua subterránea; su conocimiento es esencial para cuantificar los caudales de flujo subterráneo y la velocidad de propagación de un contaminante en el subsuelo; así mismo, es uno de los datos básicos para simular el comportamiento de un acuífero. Y, probablemente, es en este campo donde su determinación plantea mayores dificultades.

1.2.- CONCEPTO DE PERMEABILIDAD.

Ley de Darcy.-

En 1856 Henri Darcy estudió experimentalmente el fenómeno del flujo a través de filtros de arena. Como resultado de sus observaciones estableció la ley que lleva su nombre, la cual constituye una de las bases de la Teoría del Flujo en Medios Porosos. De acuerdo con esta ley, la velocidad con que circula un fluido a través de un material poroso es directamente proporcional a la pérdida de carga hidráulica e inversamente proporcional a la longitud recorrida, esto es, directamente proporcional al gradiente hidráulico.



Matemáticamente, lo anterior puede expresarse:

$$v = K.i$$

siendo: v , la velocidad aparente de flujo; i , el gradiente - hidráulico, y K , el Coeficiente de Permeabilidad, también llamado Permeabilidad Efectiva y Conductividad Hidráulica.

De lo anterior resulta evidente que el coeficiente de permeabilidad tiene unidades de velocidad, ya que - el gradiente es adimensional. Dicho coeficiente puede expresarse en diversas unidades consistentes; en el sistema métrico decimal generalmente se expresa en cm/seg. En la tabla siguiente se presentan los rangos de valores de la permeabilidad correspondientes a los materiales granulares más comunes.

Material	Coeficiente de Permeabilidad (cm/seg).	
Arcilla	10^{-6}	- 10^{-9}
Arenas finas. Mezcla de arena, limo y arcilla	10^{-3}	- 10^{-7}
Arena gruesa. Mezclas de grava y arena.	10^{-3}	- 1
Grava	1	- 10^2

Puesto que

$$Q = A \cdot v$$

se tiene

$$Q = A \cdot K \cdot i$$

de donde se desprende la siguiente definición de la característica de que se trata: la permeabilidad de un material poroso es la cantidad de fluido que pasa a través de una sección de área unitaria, transversal al flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario.

Factores que Influyen en el Valor de la Permeabilidad.-

El valor del coeficiente K depende tanto de las características del medio como de algunas características del fluido. Se ha demostrado que para considerar separadamente la influencia de ambos factores, dicho coeficiente puede expresarse:

$$K = k_i \cdot \frac{\gamma}{\mu}$$

siendo: k_i , la permeabilidad intrínseca o específica dependiente exclusivamente de las características del material; γ y μ , el peso específico y la viscosidad dinámica del fluido, respectivamente.

A su vez, k_i puede expresarse en función de una longitud característica, llamada "Radio Hidráulico" del medio.

$$k_i = cd^2$$

en que: d es el diámetro efectivo, y C, el llamado Factor de Forma, que toma en cuenta: forma y acomodo de los granos, estructura y estratificación, grado de compactación o cementación, presencia de agujeros o fisuras, etc.

Rango de Validez de la Ley de Darcy.-

Por analogía con el flujo en tuberías se define un "Número de Reynolds", N_r , para el medio poroso, como sigue:

$$N_r = v \cdot d / \nu$$

en que: v es la velocidad aparente de flujo, dada por la Ley de Darcy; d , una longitud característica (diámetro medio o diámetro efectivo de los granos), y ν , la viscosidad cinemática del fluido.

Tal número es un indicador del régimen de flujo. Mediante experimentos de laboratorio diversos investigadores han demostrado que cuando N_r toma valores menores de 1, el régimen es laminar; para valores mayores de 10, es turbulento, y para valores entre 5 y 10 se presenta la transición entre ambos. Afortunadamente, en la gran mayoría de los casos el flujo a través de materiales granulares es laminar y, por tanto, la Ley de Darcy es aplicable.

1.3.- DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD.

Existen varios procedimientos para determinar la permeabilidad de un material. Algunos de ellos consisten en la utilización de aparatos específicamente diseñados para tal fin, como los permeámetros; otros, en cambio, permiten determinar el valor del coeficiente en cuestión mediante pruebas que persiguen otro objetivo, tales como la prueba de consolidación y la prueba horizontal de capilaridad.

Todos estos procedimientos fueron desarrollados en el campo de la Mecánica de Suelos y proporcionan valores muy precisos de la permeabilidad. En la mayoría de los problemas tratados por esta Disciplina, el medio puede suponerse, para efectos prácticos, homogéneo con respecto a sus características hidráulicas, puesto que éstas muchas veces son controladas artificialmente; por consiguiente, el valor de la permeabilidad obtenido a partir del análisis de una o varias muestras puede considerarse representativo de todo el medio.

Sin embargo, en el campo de la Geohidrología las condiciones son totalmente diferentes: en el subsuelo -

todas las formaciones geológicas presentan una mayor o menor heterogeneidad, por lo que un valor prácticamente puntual de la permeabilidad, por preciso que sea, obtenido mediante los métodos antes señalados, resulta de muy poca utilidad; y esto independientemente de la gran dificultad que existe para reproducir en el laboratorio las condiciones que el material tenía in situ. Por esta razón, dentro de esta Especialidad se han desarrollado pruebas de campo tendientes a determinar más bien un valor medio de la permeabilidad correspondiente a un cierto volumen de material. Tal es el objetivo de las llamadas "Pruebas de Bombeo".

II.- PRUEBAS DE BOMBEO.

2.1.- GENERALIDADES.

El conocimiento de las características físicas e hidráulicas del sistema acuífero es básico para el estudio de los problemas señalados.

Generalmente, un buen corte geológico derivado de la clasificación de las muestras de los materiales atravesados durante la perforación, proporciona una idea del tipo de sistema de que se trata. De la correlación de la litología de los materiales con los rangos de permeabilidad correspondientes, puede deducirse la transmisibilidad del acuífero; lógicamente, el valor así obtenido es sólo aproximado, ya que durante la perforación y el muestreo se alteran las condiciones que tiene el material in situ, especialmente por lo que se refiere al acomodo y grado de compactación, factores que tienen gran influencia en la permeabilidad.

2.2.- OBJETIVOS DE LA PRUEBA.

Sin embargo, la transmisibilidad deducida en esta forma es prácticamente puntual, y la respuesta de los niveles al bombeo depende más bien de la transmisibilidad media de la porción de acuífero afectada por el mismo. Por otra parte, dicha respuesta no sólo es función de la transmisibilidad, sino también de otras propiedades hidráulicas y de las condiciones de frontera particulares del sistema de que se trata. Es necesario, pues, efectuar una prueba que dé una idea del tipo de sistema, y proporcione valores de las características hidráulicas del acuífero en el área de influencia del bombeo. Tales son los objetivos de la llamada "prueba de bombeo".

La prueba consiste en observar los efectos provocados en la superficie freática o piezométrica de un acuífero por la extracción de un caudal conocido. Los efectos (abajamientos) son registrados en el pozo de bombeo y en pozos próximos a él.

2.3.- SELECCION DEL SITIO DE PRUEBA.

En ocasiones, el sitio de la prueba está obligado; por ejemplo, cuando se trata de un problema de carácter local o interesa conocer las características hidráulicas del acuífero en un sitio específico.

En estudios geohidrológicos de carácter regional, generalmente hay cierta flexibilidad para elegir el sitio de prueba. Habiendo disponibilidad presupuestal para construir pozos con este fin, la prueba puede llevarse a cabo en el sitio que más convenga; aunque lo más frecuente es que tengan que utilizarse pozos ya existentes. Si en el área de interés hay varios pozos utilizables para el propósito de que se trata, en la elección del más adecuado deben considerarse los aspectos siguientes:

- que el equipo de bombeo se encuentre en condiciones apropiadas para sostener un caudal constante durante la prueba.
- que la profundidad al nivel del agua sea fácilmente medible.
- que el caudal de extracción pueda ser fácilmente aforado.
- que el agua bombeada no se infiltre hasta el acuífero en las proximidades del pozo.
- que las características constructivas y el corte geológico del pozo sean conocidos, y
- que los pozos próximos no operen durante la prueba.

Puesto que no es fácil que se cumplan simultáneamente todos estos requisitos, en cada caso deberá juzgarse con cierto criterio, si el incumplimiento de uno o varios de ellos obstaculiza significativamente o no, el buen desarrollo y la interpretación de la prueba.

2.4.- POZOS DE OBSERVACION.

Para la interpretación completa de una prueba, lo ideal es contar con uno o varios pozos de observación -- dispuestos a diferentes distancias del pozo de bombeo. Cuando esto es posible las características deducidas son más -- confiables y representativas de un área mayor. Por ello, -- es muy recomendable disponer al menos de un pozo de observación.

Ubicación de los Pozos de Observación.

De gran importancia es la adecuada ubicación de los pozos de observación con respecto al de bombeo. No hay una regla fija que indique la distancia a que deben situarse, ya que ésta depende de las condiciones locales particulares de cada caso. En términos generales, el emplazamiento de los pozos de observación a distancias entre 30 y 100 m del pozo de bombeo, es adecuado en la mayoría de los casos; aunque para una ubicación más cuidadosa deben contemplarse los aspectos siguientes: el tipo y la transmisibilidad del acuífero, el caudal de descarga, la ubicación y longitud del cedazo del pozo de bombeo.

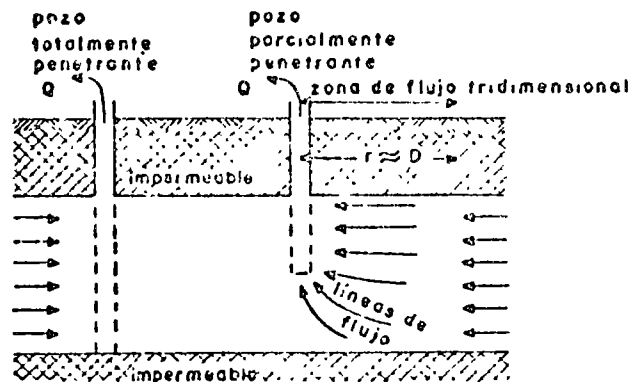
En acuíferos confinados la propagación de los efectos del bombeo es muy rápida y, por tanto, los abatimientos pueden ser medibles a distancias hasta de varios cientos de metros, incluso para tiempos cortos de bombeo. Por esta razón, en este tipo de acuíferos los pozos de observación pueden situarse bastante alejados del pozo de prueba. En cambio, en los acuíferos freáticos la propagación de los abatimientos es mucho más lenta; por consiguiente, los pozos de observación deben situarse más próximos al de bombeo, a fin de que los abatimientos sean medibles sin prolongar demasiado la prueba.

Mientras mayor es la transmisibilidad de un acuífero más extenso es el cono de abatimientos. Entonces, en un acuífero de alta transmisibilidad los pozos de observación pueden situarse más alejados del pozo de bombeo, que en un acuífero de transmisibilidad baja.

La magnitud de los abatimientos es directamente proporcional al caudal bombeado. Si éste es pequeño, los abatimientos provocados en pozos de observación relativamente alejados pueden no ser medibles, aun cuando la influencia del bombeo ya se haya extendido hasta ellos. Por tanto, mientras más bajo sea el caudal extraído, más próximos deben situarse los pozos de observación.

Cuando el cedazo del pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, el flujo es predominantemente lateral. En este caso, los pozos de observación registran el mismo abatimiento independientemente de la posición y de la ubicación de su cedazo. Por el contrario, si el cedazo

del pozo bombeado capta sólo una parte del espesor del acuífero, la distribución vertical de los abatimientos no es uniforme, debido a que el flujo es tridimensional en las proximidades del pozo; como consecuencia, los abatimientos registrados en un pozo de observación dependen de la ubicación y longitud de su cedazo, y la interpretación de la prueba resulta bastante más complicada. Por esta razón, en tal caso es preferible emplazar los pozos de observación a distancias mayores de 1.5 veces el espesor del acuífero, para las cuales el flujo es prácticamente horizontal.



Profundidad de los Pozos de Observación.-

Tan importante como su ubicación con respecto al pozo de bombeo, es la adecuada profundidad de los pozos de observación. Naturalmente, debe cuidarse que estos capturen el mismo acuífero que está siendo bombeado. Cuando el pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, y éste es más o menos homogéneo, no es necesario que los pozos de observación penetren totalmente al acuífero, siendo suficiente un cedazo de longitud reducida, de preferencia ubicado a la profundidad en que se encuentra la parte media del cedazo del pozo de bombeo.

Sin embargo, si el acuífero tiene intercalaciones de materiales arcillosos, es conveniente que el cedazo de los pozos de observación sea de mayor longitud o, todavía mejor, que se construyan pozos de observación que capturen cada estrato permeable, con el propósito de definir la intercon-

ción entre ellos. Así mismo, cuando se trata de acuíferos semiconfinados, es conveniente instalar también pozos de observación en el estrato semiconfinante, con el objeto de registrar los abatimientos provocados en él, lo que permite un conocimiento más preciso de su permeabilidad vertical.

Limitaciones.-

Obviamente, el empleo de pozos de observación enfrenta una gran dificultad: su construcción en la mayoría de los casos no es viable por limitaciones económicas. Por otra parte, aun cuando dichas limitaciones no sean muy serias, es frecuente que no se aprecie lo suficiente la utilidad de una prueba confiable, y que la construcción de los pozos "testigo" se considere un gasto inútil.

Al respecto, cabe aclarar que el costo de tales pozos no es muy significativo, ya que su diámetro puede ser muy reducido y, por lo general, no se requiere que penetren totalmente al acuífero; por el otro lado, el mejor conocimiento del tipo de sistema y de sus características hidráulicas, que se logra cuando se dispone de ellos, es invaluable en el estudio de diversos problemas de agua subterránea.

Cuando no se dispone de medios económicos para construirlos, pero se tiene cierta libertad para elegir el emplazamiento del pozo de bombeo, éste puede ubicarse en las proximidades de pozos existentes para utilizarlos en la prueba, siempre y cuando las características de ellos sean adecuadas para tal fin. Lo más común, sin embargo, es que no se disponga de pozos de observación, y que la prueba se limite a observar los abatimientos en el pozo de bombeo. Debido a que en su interior y en su vecindad inmediata se presentan efectos locales complejos, difíciles de tomar en cuenta en las soluciones teóricas (concentraciones de flujo; influencia del filtro de grava; pérdidas por entrada, fluctuaciones, cambios de dirección; turbulencias . . .), la interpretación de las pruebas en este caso es aún muy dudosa y, por lo mismo, los resultados de ella deben tomarse con ciertas reservas.

2.5.- DURACION DE LA PRUEBA.

La duración recomendable de una prueba de bombeo depende de las características del sistema acuífero estudiado y de la precisión con que se desea conocer sus características hidráulicas; desde luego, en la práctica está sujeta a la

disponibilidad de los pozos (cuando se utilizan pozos particulares) y a limitaciones económicas. Una prueba de larga duración tiene varias ventajas: las características deducidas de su interpretación son representativas de una área mayor, ya que los efectos del bombeo se propagan a mayor distancia; en ocasiones, revela la presencia de fronteras laterales; en algunos casos, se alcanza la estabilización del cono de abatimiento, facilitando la interpretación de la prueba.

La duración recomendable varía entre varias - - horas y varios días, siendo conveniente prolongarla tanto como sea posible, sobre todo cuando se cuenta con pozos de observación; en caso contrario, no se justifica realizar pruebas largas y, en general, son suficientes unas cuantas horas de bombeo. En todo caso, el graficado, en el sitio de prueba, del comportamiento de los niveles del agua proporciona elementos de juicio para continuar o suspender la prueba, como se indica más adelante.

Para verificar los resultados deducidos mediante la llamada "etapa de bombeo" ó "etapa de abatimiento", se lleva a cabo la llamada "etapa de recuperación", que consiste en observar el comportamiento de los niveles al suspender el bombeo durante un cierto tiempo; la duración de esta etapa es, generalmente, semejante a la de la etapa anterior.

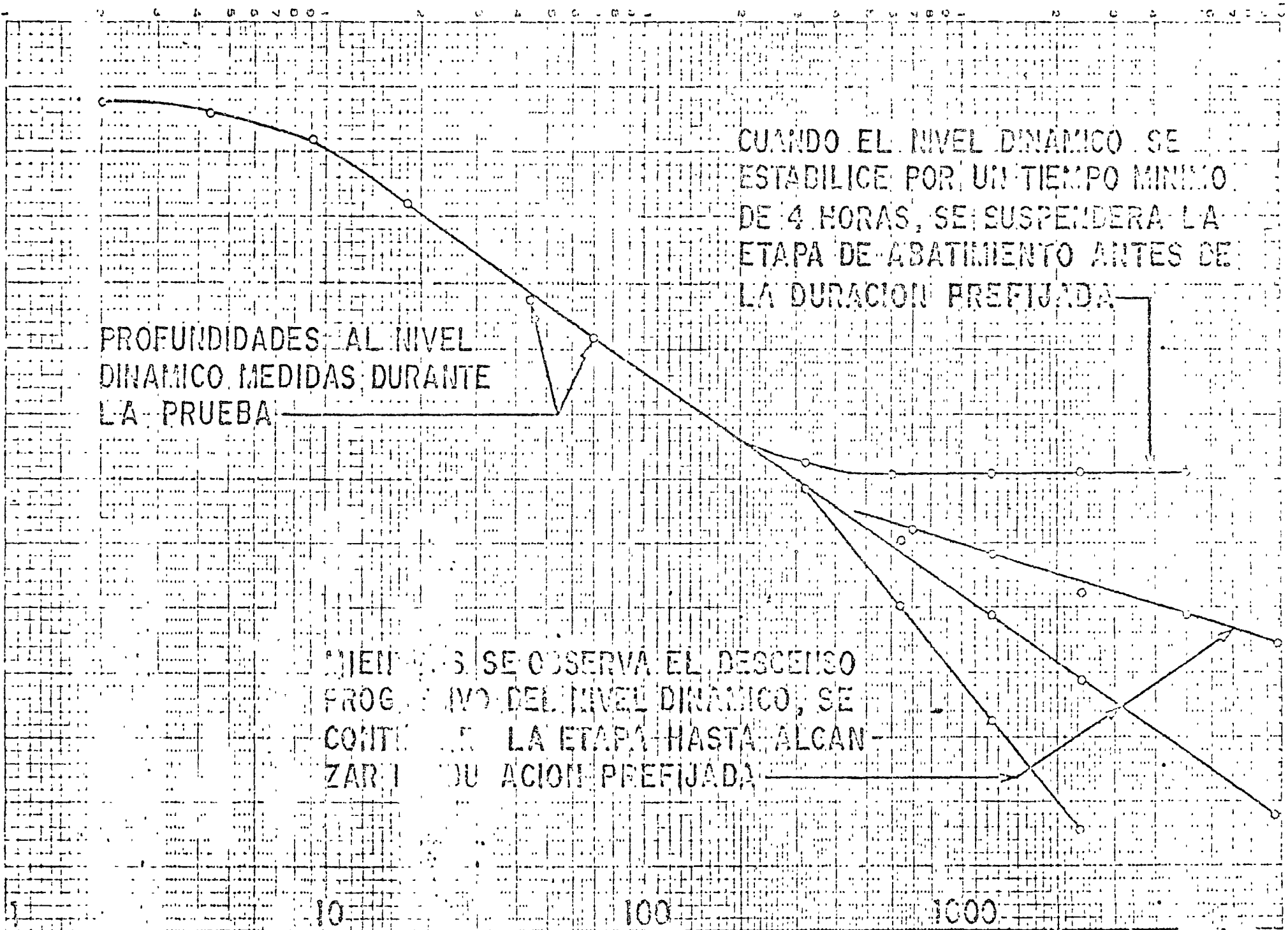
2.6.- EJECUCION DE LA PRUEBA.

Antes de iniciar la prueba, se revisará el equipo a utilizar (cronómetros, sondas, cintas métricas, escuadra para aforo, etc.), para verificar su correcto funcionamiento. El cable de las sondas deberá ser previamente calibrado. Cuando se cuente con varias sondas, se procurará, en lo posible, que todas las observaciones en un pozo se efectúen con la misma sonda.

Seguidamente, se llevarán a cabo las actividades siguientes:

a).- Inmediatamente antes de iniciar el bombeo, se medirá la profundidad al nivel estático en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación. Se anotará la hora de iniciación de la prueba y las lecturas iniciales con el nombre de los pozos a que correspondan.

TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS



CUANDO EL NIVEL DINAMICO SE ESTABILICE POR UN TIEMPO MINIMO DE 4 HORAS, SE SUSPENDERA LA ETAPA DE ABATIMIENTO ANTES DE LA DURACION PREFIJADA

PROFUNDIDADES AL NIVEL DINAMICO MEDIDAS DURANTE LA PRUEBA

SI SE OBSERVA EL DESCENSO PROGRESIVO DEL NIVEL DINAMICO, SE CONTINUARA LA ETAPA HASTA ALCANZAR LA DURACION PREFIJADA

b).- Se iniciará el bombeo, procurando mantener un caudal constante, y se procederá a medir la profundidad al nivel del agua en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación, con la secuela de tiempos que se indica a continuación:

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA INICIACION DEL BOMBEO
1	Inmediatamente antes de iniciar el bombeo.
2	15 Segundos
3	30 Segundos
4	1 Minuto
5	2 Minutos
6	4 Minutos
7	8 Minutos
8	15 Minutos
9	30 Minutos
10	1 Hora
11	2 Horas
12	4 Horas
13	8 Horas
14	16 Horas
15	24 Horas
16	32 Horas
17	40 Horas
18	48 Horas

c).- A intervalos de tiempo seleccionados, se harán las observaciones o lecturas necesarias para cuantificar el caudal de bombeo.

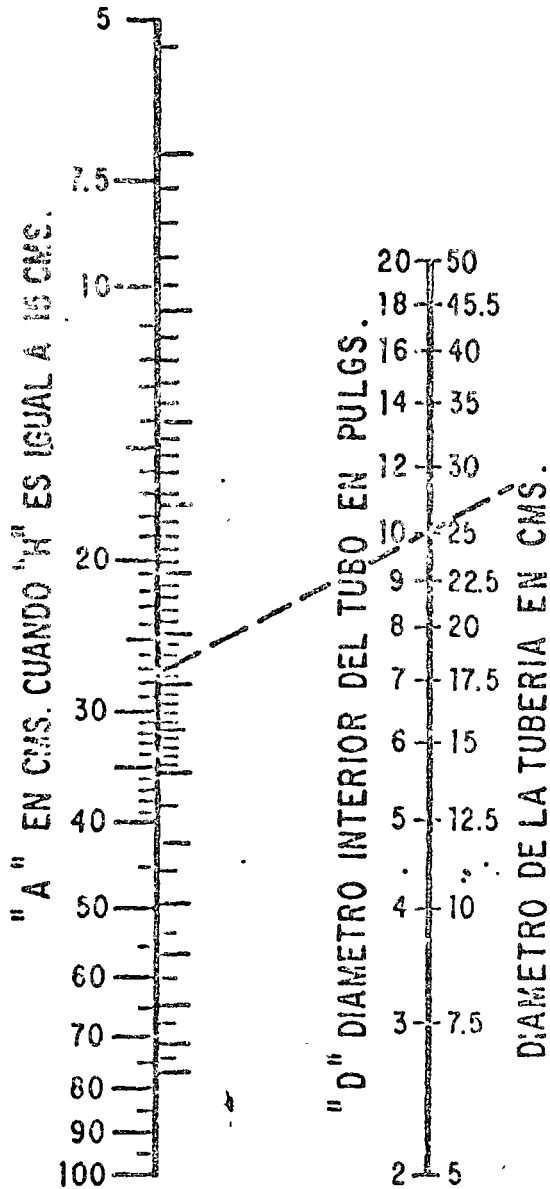
d).- Con las observaciones realizadas, se - - construirá, en el sitio de prueba, la gráfica de variación del nivel dinámico en el tiempo, para el pozo de bombeo y - para cada uno de los pozos de observación. En la grafica-- ción podrá utilizarse papel con trazado aritmético o semilo garítmico (los tiempos se llevarán en la escala logarítmica). Estas gráficas son útiles para juzgar el correcto de sarrollo de la prueba: permiten detectar errores de medi-- ción, variaciones sensibles de caudal y otras anomalías cau sadas por factores externos, y constituyen un elemento de - juicio para continuar o suspender una prueba.

NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO A TRAVES DE UN TUBO

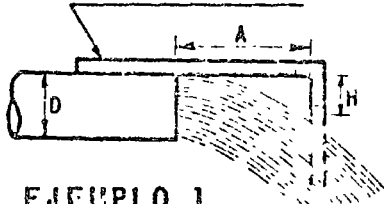
FORMULA RESUELTA

$$Q = 0.0174 \frac{A D^2}{\sqrt{H}}$$

D, H, A, EN CM.
Q EN LPS

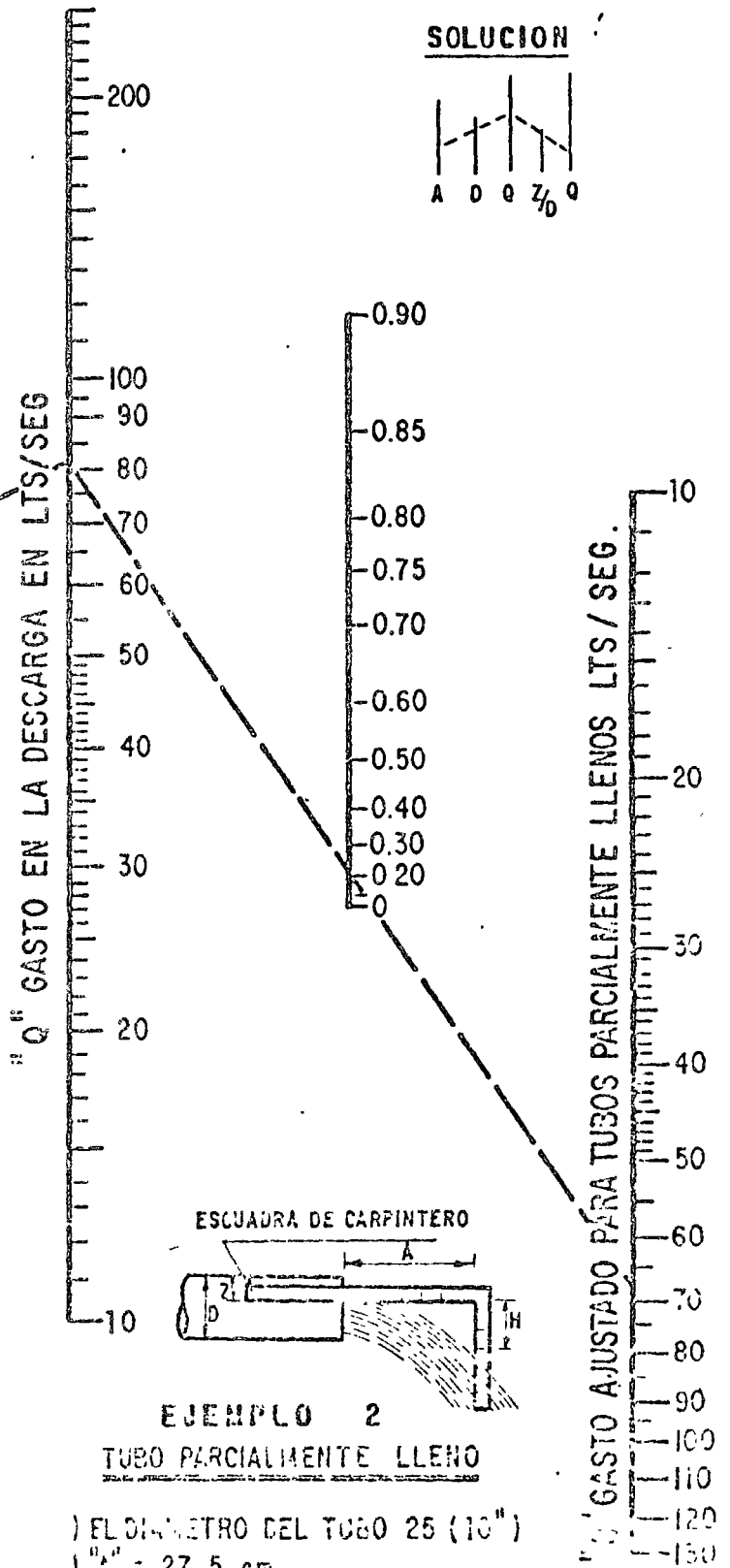


ESCUADRA DE CARPINTERO O REGLA PLEGADIZA



EJEMPLO 1
TUBO LLENO

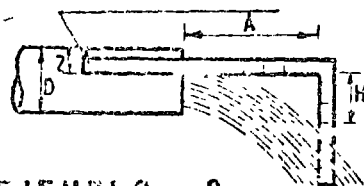
-) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
-) "A" = 27.5 cm.
-) "H" = 15 cm.
-) "Q" = 81 LTS./SEG.



SOLUCION



ESCUADRA DE CARPINTERO



EJEMPLO 2

TUBO PARCIALMENTE LLENO

-) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
-) "A" = 27.5 cm.
-) "H" = 15 cm.
-) "Z" = 5 cm.

$$Z/D = \frac{\text{FALTANTE}}{\text{DIAMETRO}} = \frac{5}{25} = \frac{1}{5} = 0.20$$

Q = 81 LTS./SEG

VALORES DEL COEFICIENTE
DE
DESCARGA K' EN TUBERIAS

DIAMETRO DE ORIFICIO (")	DIAMETRO DE DESCARGA EN PULGADAS							
	3	4	5	6	7	8	10	12
2	0.639	0.453	0.552	0.553				
2 1/4	0.892	0.960	0.716	0.706	0.697			
2 1/2	1.243	0.973	0.901	0.881	0.870	0.859		
2 3/4		1.256	1.117	1.074	1.057	1.048		
3		1.862	1.555	1.298	1.276	1.253	1.231	
3 1/4		2.405	1.656	1.553	1.503	1.482	1.461	
3 1/2			2.014	1.845	1.767	1.736	1.706	
3 3/4			2.305	2.165	2.061	2.005	1.963	1.939
4			3.097	2.546	2.387	2.308	2.248	2.220
4 1/4				2.979	2.759	2.648	2.558	2.513
4 1/2				3.575	3.172	3.021	2.890	2.830
4 3/4				4.206	3.615	3.420	3.240	3.162
5				4.973	4.177	3.951	3.706	3.531
5 1/4					4.862	4.370	4.014	3.904
5 1/2					5.259	4.889	4.476	4.310
5 3/4					6.572	5.516	4.954	4.749
6						6.356	5.479	5.192
6 1/4						7.280	6.019	5.691
6 1/2						8.299	6.650	6.213
6 3/4							7.303	6.794
7							8.042	7.396
7 1/4							8.833	8.008
7 1/2							9.931	8.666
7 3/4							11.047	9.405
8							12.334	10.135
8 1/4							13.533	10.995
8 1/2								11.930
8 3/4								13.015
9								14.301
9 1/4								15.523
9 1/2								17.454
9 3/4								18.667
10								19.593

$$Q = K' \sqrt{h}$$

Q en lps

h en cm.

e).- La duración de la etapa de bombeo, fijada inicialmente como se indicó en (2.5) podrá modificarse con el criterio siguiente:

- Si el caudal de bombeo varía apreciablemente, en forma continua e incontrolable, se suspenderá la prueba.
- Cuando en la gráfica nivel dinámico-tiempo, - del pozo bombeado (en trazado semilogarítmico o aritmético) se observe una estabilización del nivel dinámico por un tiempo mínimo de 4 hs, podrá suspenderse la etapa de bombeo antes de alcanzar la duración prefijada, (ver gráfica anexa).

f).- Una vez concluida la etapa de bombeo, se iniciará la de recuperación, en la que se efectuarán observaciones en los tiempos indicados a continuación:

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA SUSPENSION DEL BOMBEO
1	Inmediatamente antes de suspender el bombeo.
2	15 Segundos
3	30 Segundos
4	1 Minuto
5	2 Minutos
6	4 Minutos
7	8 Minutos
8	15 Minutos
9	30 Minutos
10	1 Hora
11	2 Horas
12	4 Horas
13	8 Horas
14	16 Horas
15	24 Horas
16	32 Horas
17	40 Horas
18	48 Horas

g).- Los tiempos indicados en los incisos b) y f) son una guía de la frecuencia con la que deben realizarse las observaciones. Si, por cualquier causa, no puede hacer-

se contacto con el nivel dinámico en el tiempo señalado, se hará la medición y se indicará el tiempo real a que corresponde.

2.7.- COMENTARIOS GENERALES.

De todo lo expuesto se desprende que una prueba de bombeo requiere una cuidadosa programación e implica un cierto gasto más o menos significativo. Desde luego, la duración del bombeo y el número de pozos de observación recomendables en cada caso particular, depende del tipo de problema de que se trate. En muchos casos no se justifica una prueba larga, ni la construcción de pozos "testigo"; por ejemplo, cuando se trata de problemas de carácter muy local. En cambio, cuando se trata de problemas más complejos o de carácter regional, como el cálculo de la disponibilidad de agua subterránea de una zona, o el diseño de un campo de pozos o de un sistema de drenaje agrícola, se justifica plenamente el gasto que implica la ejecución de una prueba completa, ya que un conocimiento insuficiente o equivocado de las características del sistema, se puede traducir en graves perjuicios económicos.

III.- ANALISIS DE LAS PRUEBAS.

La interpretación de las pruebas de bombeo en acuíferos granulares, se basa en soluciones teóricas deducidas resolviendo la ecuación diferencial de flujo, para las condiciones de frontera representativas de diversos sistemas. Dichas soluciones expresan matemáticamente el comportamiento de los niveles piezométricos en el área estudiada por el bombeo.

Al realizar una prueba, la gráfica de las observaciones sugiere el tipo de sistema de que se trata. Mediante consideraciones geológicas, hidrológicas y topográficas, basadas en la información complementaria disponible (cortes geológicos, registros eléctricos, geología superficial, presencia de canales o ríos, pendiente topográfica, etc.), se confirma, modifica o descarta la suposición hecha inicialmente. Una vez identificado el sistema, a partir de las ecuaciones correspondientes pueden deducirse las características hidráulicas buscadas.

Naturalmente, para que el problema sea atacable analíticamente, es necesario simplificar los sistemas conside-

rados, introduciendo algunas hipótesis. Las más comunes son:

- el acuífero tiene extensión lateral infinita.
- el acuífero es homogéneo, isótropo y de espesor uniforme en el área afectada por el bombeo.
- la superficie piezométrica o la superficie freática, según el caso, es aproximadamente horizontal en el área de influencia del bombeo, antes de iniciarse la prueba.
- el caudal de descarga es constante.
- el pozo capta totalmente el espesor del acuífero.

Aparentemente, estas hipótesis limitan seriamente la aplicabilidad de las soluciones a casos reales; sin embargo, no deben considerarse en forma rigurosa sino con un enfoque práctico. Es claro que las condiciones naturales siempre diferirán en cierta medida de las condiciones teóricas; pero en muchos casos tales desviaciones no son significativas desde el punto de vista práctico.

Conviene aclarar, sobre todo, que las hipótesis señaladas deben cumplirse, exclusivamente, en el área afectada por el bombeo, la cual no es de extensión muy considerable. Este hecho hace a las hipótesis más "razonables". En efecto, las características hidráulicas y el espesor medio de un acuífero, generalmente no presentan variaciones importantes en el área comprendida por el cono de abatimientos; en condiciones naturales la superficie freática o la superficie piezométrica tienen gradientes muy pequeños, por lo que pueden suponerse prácticamente horizontales; en cuanto a la homogeneidad, la presencia de intercalaciones de materiales de litología y permeabilidad diferentes a las del acuífero, sólo afectan localmente la distribución de abatimientos, pero no influyen significativamente en el comportamiento de conjunto del acuífero.

Obviamente, cuando las condiciones reales se apartan notablemente de las establecidas en las hipótesis, las soluciones basadas en éstas dejan de ser aplicables, y es ne-

cesario utilizar otras soluciones cuyas hipótesis se ajusten razonablemente a la situación real.

3.1.- MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO.

'' Cuando un pozo es bombeado, la superficie freática (o piezométrica) del acuífero es abatida en sus alrededores. El abatimiento provocado es máximo en el pozo de bombeo y decrece conforme aumenta la distancia al pozo, hasta ser prácticamente nulo. Como el abatimiento a cierta distancia del pozo es el mismo en todas direcciones, el área de influencia del bombeo es un círculo (si el acuífero es relativamente homogéneo e isótropo) cuyo radio depende de las características hidráulicas y del tiempo de bombeo, entre otros factores.

Dado que la presión mínima se tiene en el pozo de bombeo, el agua fluye hacia él desde todas direcciones. Si el flujo es horizontal, conforme el agua se acerca al pozo, se mueve a través de superficies cilíndricas de área cada vez menor; como consecuencia, la velocidad del agua va incrementando conforme ésta se acerca al pozo. Puesto que la velocidad es proporcional al gradiente hidráulico, de acuerdo con la ley de Darcy, la pendiente de la superficie piezométrica incrementa gradualmente hacia el pozo, lo que da a dicha superficie una forma aproximadamente cónica. Por ello, a la depresión piezométrica provocada por el bombeo, se le acostumbra llamar "cono de depresión".

El agua bombeada por el pozo es tomada del almacenamiento del acuífero. Si no hay recarga vertical en el área afectada por el bombeo, la depresión piezométrica se va expandiendo afectando un área cada vez mayor. Al crecer el área afectada, los abatimientos necesarios para mantener la extracción del pozo son cada vez menores, alcanzándose un momento en el que la superficie piezométrica se estabiliza en las proximidades del pozo. En estas condiciones se dice que el flujo está establecido.

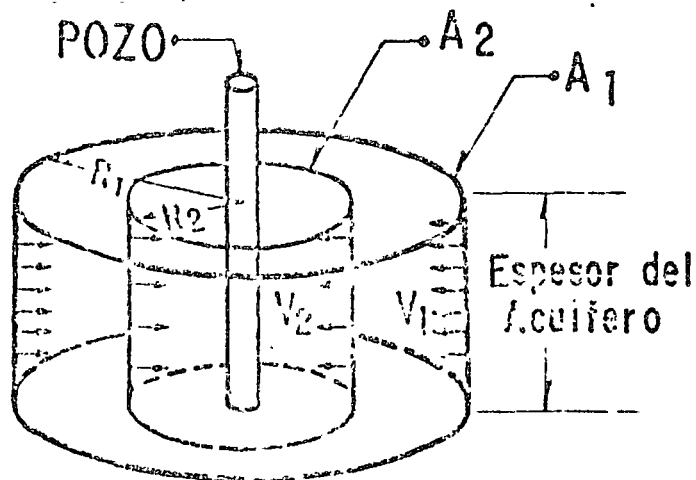
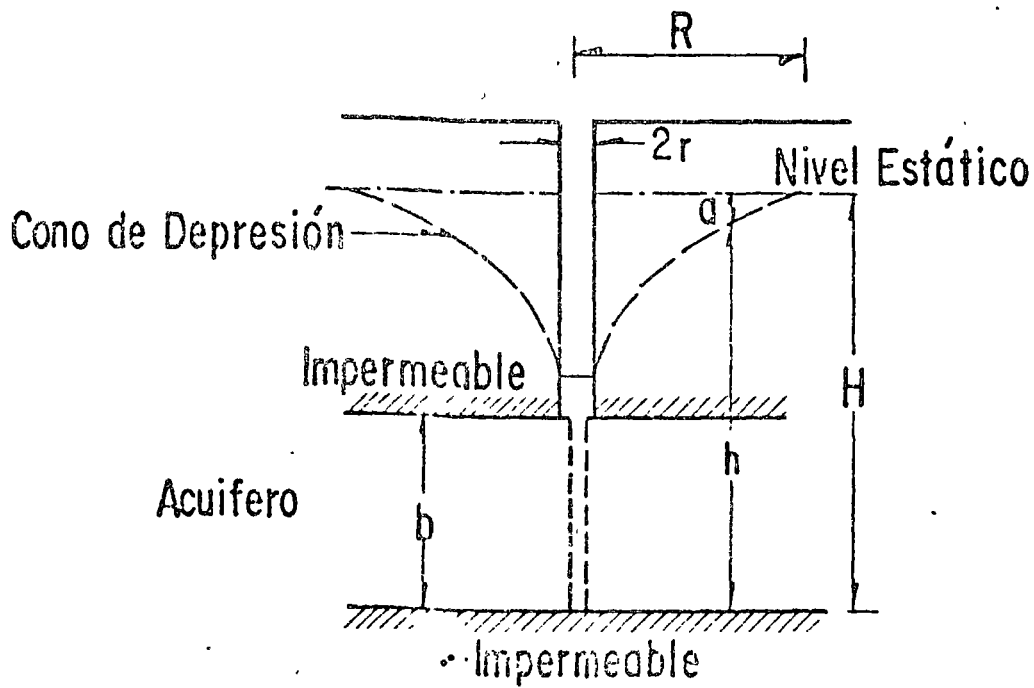
3.2.- POZOS EN ACUIFEROS CONFINADOS.

Pruebas en régimen de flujo establecido.-

Puede demostrarse que la solución de la ecuación diferencial

$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} = 0 \quad (1)$$

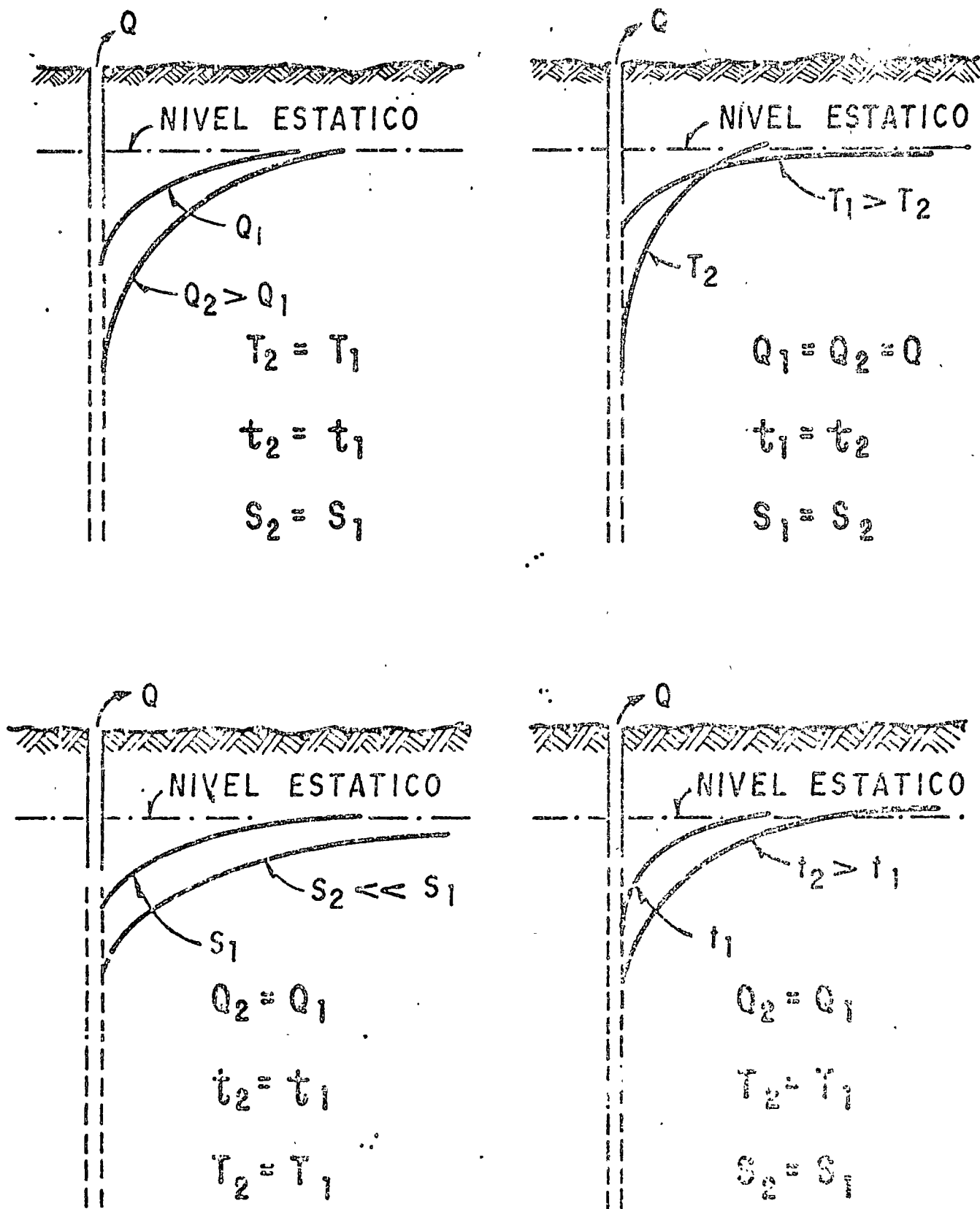
MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO



$$R_1 = 2 R_2 \quad A_1 = 2 A_2$$

$$V_2 = 2 V_1$$

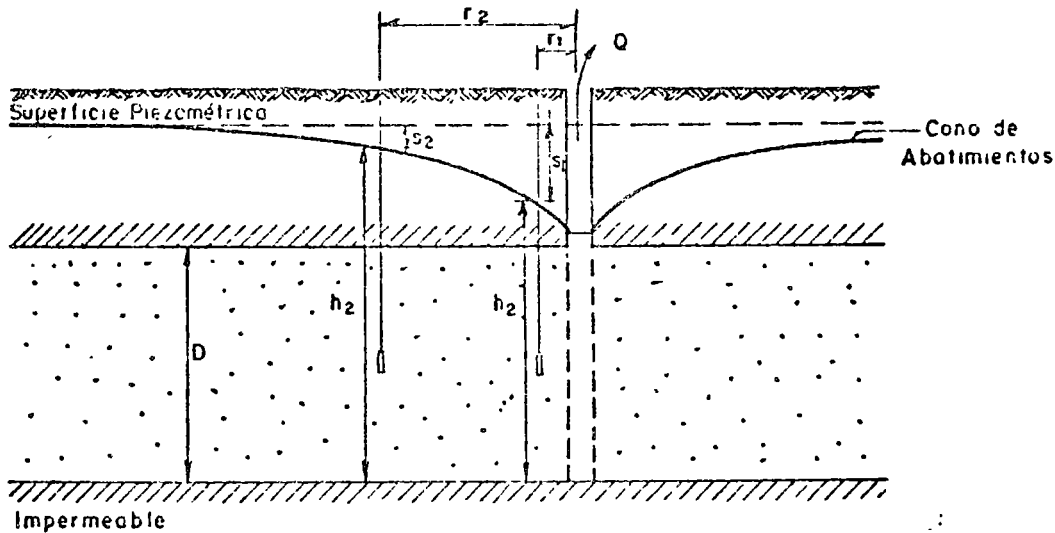
FIG. C.— INFLUENCIA DEL CAUDAL (Q) TIEMPO DE CONJUNTO (T), TRANSMISIVIDAD (T), ALMACENAMIENTO (S), EN LA FORMA Y DIMENSIONES DEL CONO DE DEPRESION:



sujeta a las condiciones de frontera correspondientes al sistema ilustrado en la figura, es:

$$h_1 - h_2 = \frac{Q}{2\pi Kb} L \frac{r_1}{r_2} \quad (2)$$

en la que: h_1 y h_2 son las elevaciones del nivel del agua a las distancias r_1 y r_2 del pozo de bombeo, respectivamente; Q , el caudal bombeado; K , la permeabilidad del acuífero, y b , su espesor saturado. Esta solución se basa en la hipótesis de que el flujo hacia el pozo se encuentra establecido, y en todas las antes señaladas.



La expresión anterior, llamada "Fórmula de Thiem", permite calcular la permeabilidad cuando se conoce la posición del nivel del agua en dos pozos de observación:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_2 - a_1)} L \frac{r_1}{r_2} \quad (3)$$

Cuando sólo se dispone de un pozo de observación, la permeabilidad se deduce mediante la ecuación:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_p - a_1)} L \frac{r_1}{r_p} \quad (4)$$

HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THIEM

- a). - ACUIFERO HOMOGENEO E ISOTROPO EN EL AREA AFECTADA POR EL BOMBEO.
- b). - EL ESPESOR DEL ACUIFERO ES CONSTANTE (ACUIFERO - CONFINADO) O EL ESPESOR SATURADO INICIAL ES CONS - TANTE ANTES DE INICIAR EL BOMBEO (ACUIFERO LIBRE).
- c). - EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE.
- d). - LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA O FREATICA ES HORIZON - TAL ANTES DE INICIARSE EL BOMBEO.
- e). - EL ABATIMIENTO EN LAS PROXIMIDADES DEL POZO NO VA - RIA EN EL TIEMPO.

en la que r_p es el radio del pozo de bombeo, y a_p es el abatimiento registrado en el mismo. Esta expresión debe utilizarse con reservas, porque el abatimiento medido en el pozo está influenciado por las pérdidas locales en el pozo de bombeo.

Aun cuando las fórmulas anteriores son aplicables a algunos casos prácticos, tienen dos limitaciones principales: no proporcionan información respecto al coeficiente de almacenamiento, ni permiten calcular los abatimientos en función del tiempo.

Pruebas de bombeo en régimen transitorio.-

En 1935, C. V. Theis inició el estudio de la hidráulica de pozos en régimen transitorio, al desarrollar la fórmula que lleva su nombre. Mediante ella pueden deducirse los valores de los coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento, a partir de los abatimientos registrados en uno o varios pozos de observación para diferentes tiempos de bombeo, con la ventaja de que no es necesario esperar la estabilización del cono de abatimientos, como en el caso anterior.

La solución desarrollada por Theis, es:

$$a = \frac{Q}{4W T} W(u) \quad (5)$$

donde: a es el abatimiento registrado a la distancia r del pozo de bombeo; Q , es el caudal; T , la transmisibilidad; $W(u)$, la función de pozo, y

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (6)$$

Con base en las expresiones (5) y (6), Theis desarrolló el método gráfico-numérico de solución para determinar los parámetros T y S , que a continuación se describe:

- a).- Trazar la curva tipo $W(u) - 1/u$ en papel con trazado doble logarítmico.
- b).- Construir la gráfica abatimiento-tiempo del pozo de observación en papel idéntico al utilizado en el inciso a).
- c).- Superponer las gráficas manteniendo los ejes paralelos, y buscar la coincidencia de la

HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THEIS

- a) - EL ACUIFERO ES HOMOGENEO E ISOTROPO.
- b) - EL ESPESOR SATURADO DEL ACUIFERO ES CONSTANTE.
- c) - EL ACUIFERO TIENE EXTENSION LATERAL INFINITA.
- d) - EL CAUDAL BOMBEADO PROCEDE DEL ALMACENAMIENTO DEL ACUIFERO.
- e) - EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE.
- f) - EL ACUIFERO LIBERA EL AGUA INSTANTANEAMENTE AL ABATIRSE LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA.

curva de campo y curva tipo.

- d).- Seleccionar un punto de ajuste y obtener sus coordenadas en los cuatro ejes.
- e).- Substituir los valores de las coordenadas en las ecuaciones (5) y (6), despejando los valores de T y S.

En la figura se muestra la curva tipo; la figura ilustra la interpretación de una prueba de bombeo.

En general, debe darse menor peso a los puntos correspondientes a los tiempos más cortos, pues en esta parte de la prueba pueden tenerse las mayores discrepancias entre las condiciones reales y las hipótesis establecidas para obtener la fórmula: hay cierto retraso entre el abatimiento de la superficie piezométrica y la liberación del agua, retraso que puede ser mayor en esta parte de la prueba, en la que los niveles se abaten rápidamente; el caudal puede variar apreciablemente por el incremento brusco de la carga de bombeo, etc. Para tiempos mayores de bombeo, estas discrepancias se van minimizando y se tiene un mejor ajuste entre la teoría y las condiciones reales.

Un método más sencillo para la interpretación de las pruebas, fué desarrollado por Jacob, quien observó -- que para tiempos largos ($t > 5Sr^2/T$), la ecuación (5) puede expresarse:

$$a = \frac{2.30 Q}{4 \pi r T} \log \frac{2.25 Tt}{r^2 S}$$

A partir de esta fórmula, desarrolló el método gráfico de interpretación que lleva su nombre, y que consiste en lo siguiente:

- a).- Construir la gráfica abatimiento (en escala aritmética) contra tiempo (en escala logarítmica).
- b).- Pasar una recta por los puntos que se alinean, y determinar su pendiente. Los puntos correspondientes a los primeros minutos de la prueba se apartan generalmente.

CURVA TIPO PARA INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS TOTALMENTE PENETRANTES EN ACUIFEROS CONFINANTES

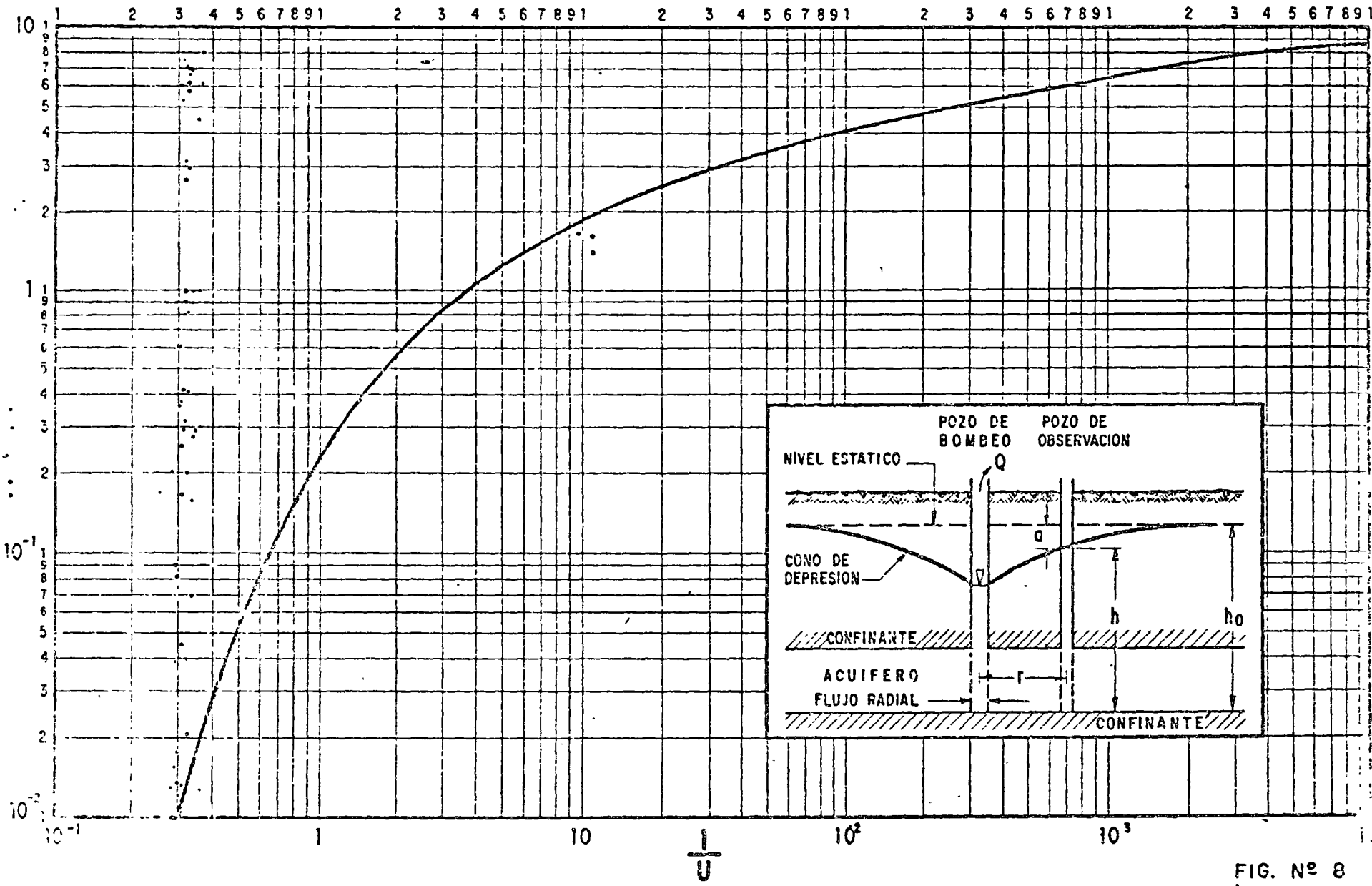


FIG. Nº 8

de la recta, debido a que corresponden a tiempos cortos ($t < 5r^2S/T$) para los cuales no es válida la fórmula de Jacob.

- c).- Si la pendiente de la recta de ajuste es $\frac{Q}{b}$ la transmisibilidad puede obtenerse de la expresión:

$$T = \frac{0.183 Q}{b}$$

- d).- Determinar el valor de t , t_e , para el cual la prolongación de la recta de ajuste interseca la línea de abatimiento nulo.

- e).- Calcular el coeficiente de almacenamiento mediante la expresión:

$$S = \frac{2.25 T t_e}{r^2}$$

El mismo método puede seguirse cuando se conocen los abatimientos en varios pozos de observación para un tiempo dado. En este caso se grafica el abatimiento contra la distancia (en escala logarítmica). Los coeficientes buscados se obtienen mediante las fórmulas:

$$T = \frac{0.366 Q}{b}$$

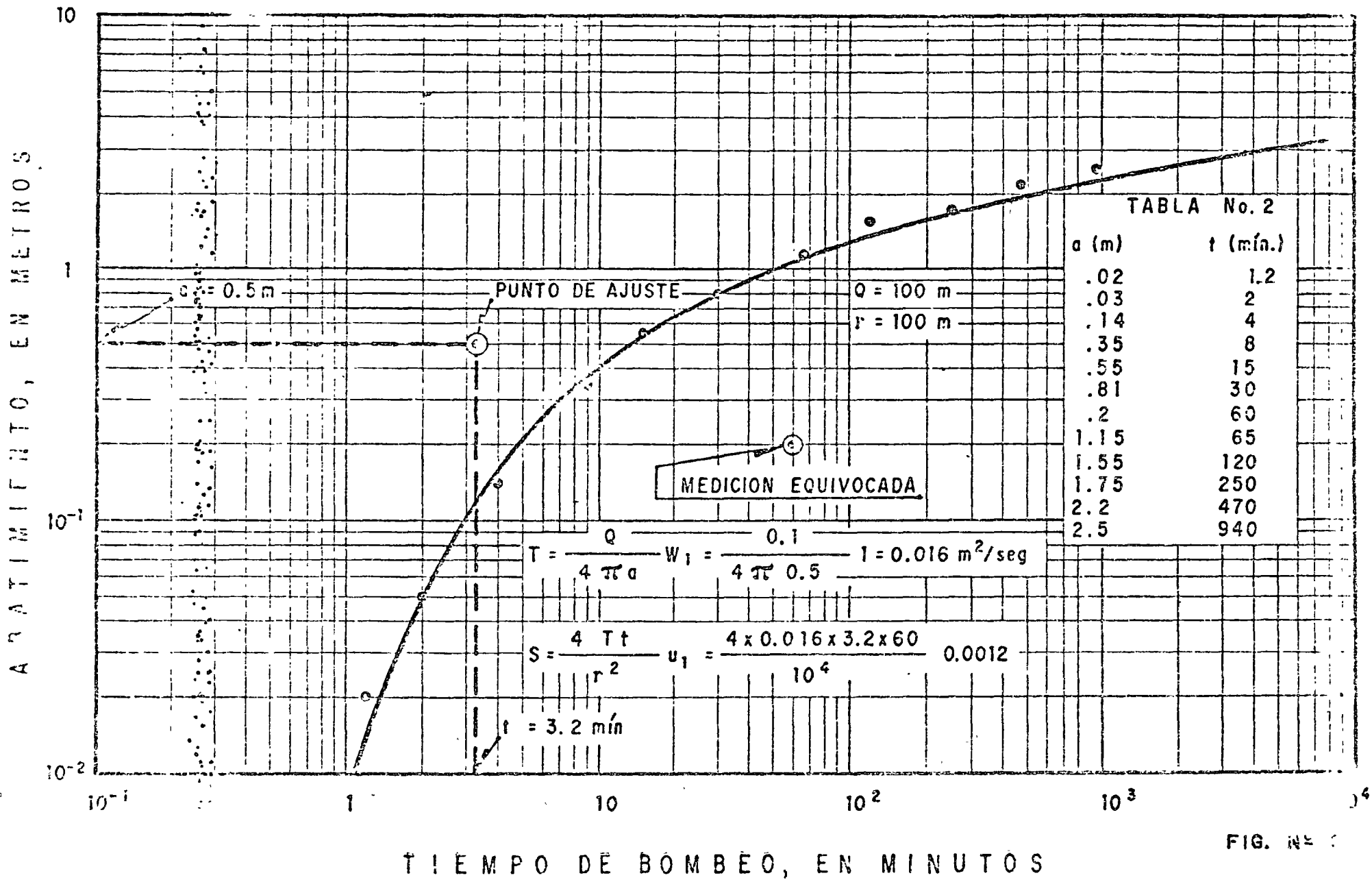
$$S = \frac{2.25 T t}{r_e^2}$$

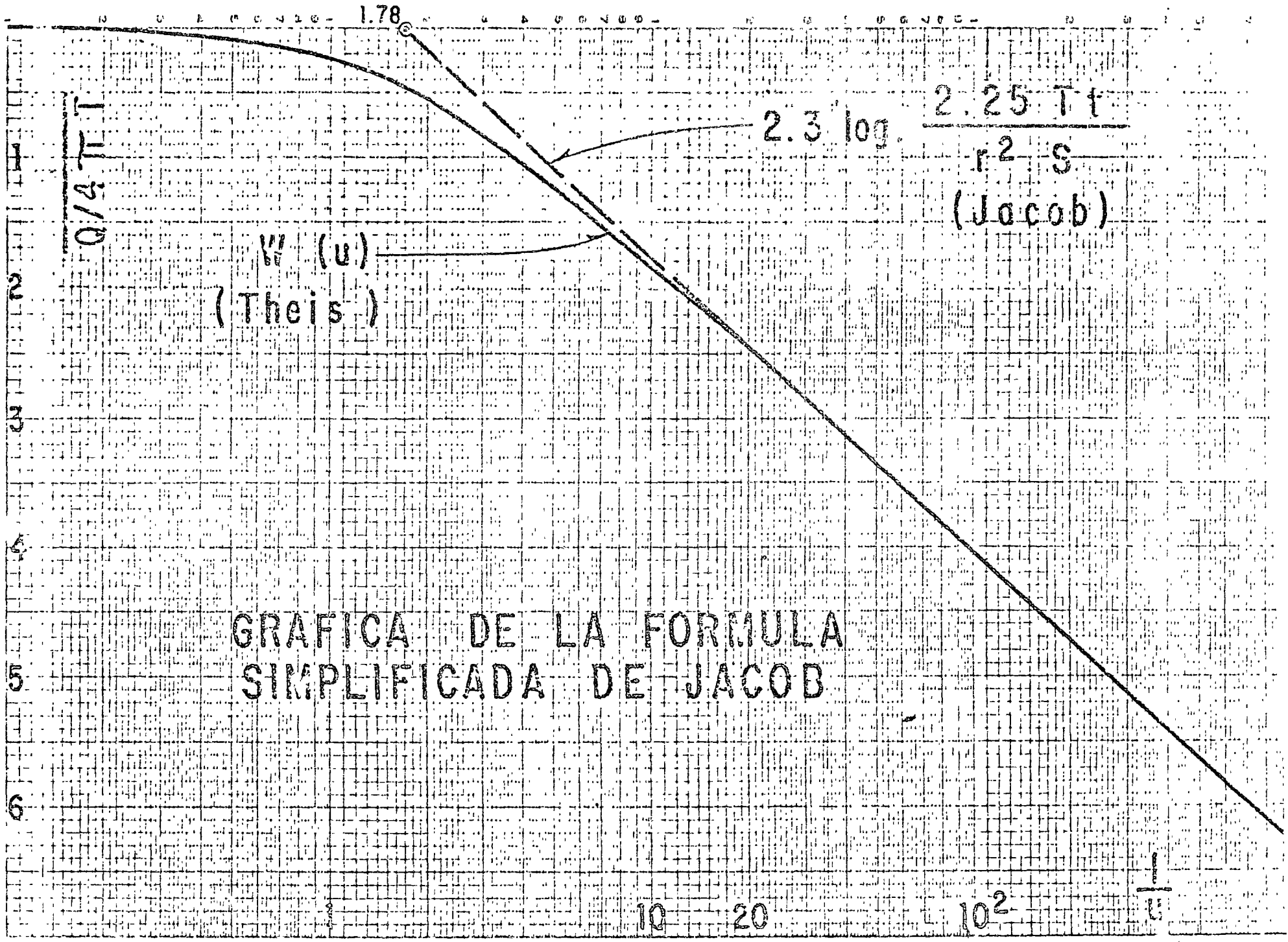
en que r_e es el valor de r para el cual la prolongación de la recta de ajuste interseca la línea de abatimiento nulo.

La forma más general del método se aplica cuando se tienen observaciones en varios pozos de observación para diferentes tiempos. En este caso, se llevan en el eje logarítmico los valores de la relación t/r^2 , y se sigue la secuela descrita anteriormente.

En la figura se compara la curva tipo de Theis con la aproximación de Jacob, en trazado semilogarítmico; en la figura se ejemplifica la aplicación del método.

INTERPRETACION DE UNA PRUEBA DE BOMBEO





GRAFICA DE LA FORMULA
 SIMPLIFICADA DE JACOB

FIG. Nº 1

TIEPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

$t_0 = 7.4 \text{ min.}$

LECTURA EQUIVOCADA

$p = 1.2 \text{ m/ciclo}$

INTERPRETACION DE PRUEBA DE BOMBEO POR EL METODO DE JACOB.

$$T = \frac{0.183 Q}{p} = 0.015 \text{ m}^2/\text{s.}$$

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} = 0.0015$$

$Q = 100 \text{ lps}$

$r = 100 \text{ m}$

ABAJAMIENTO, EN METROS

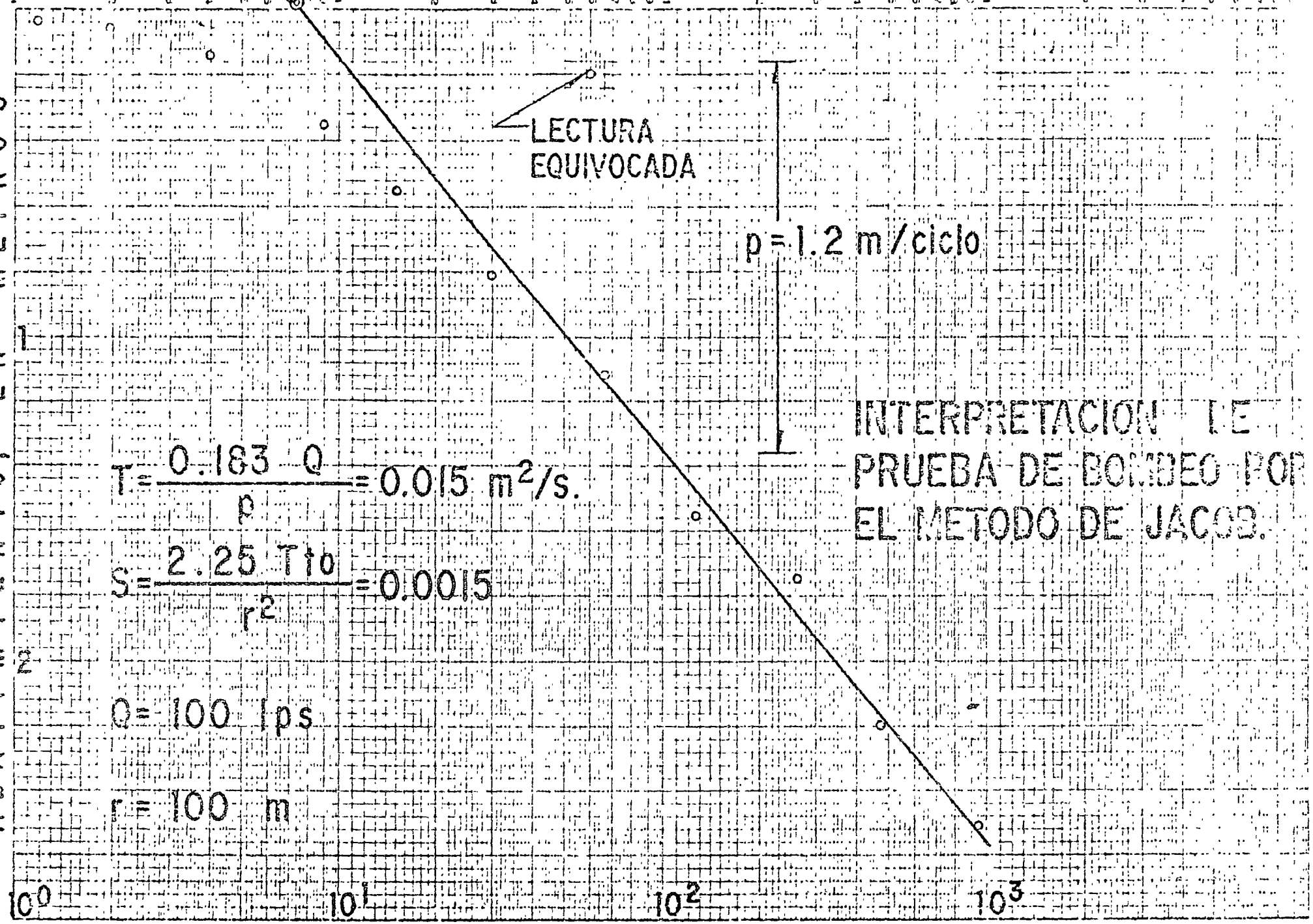
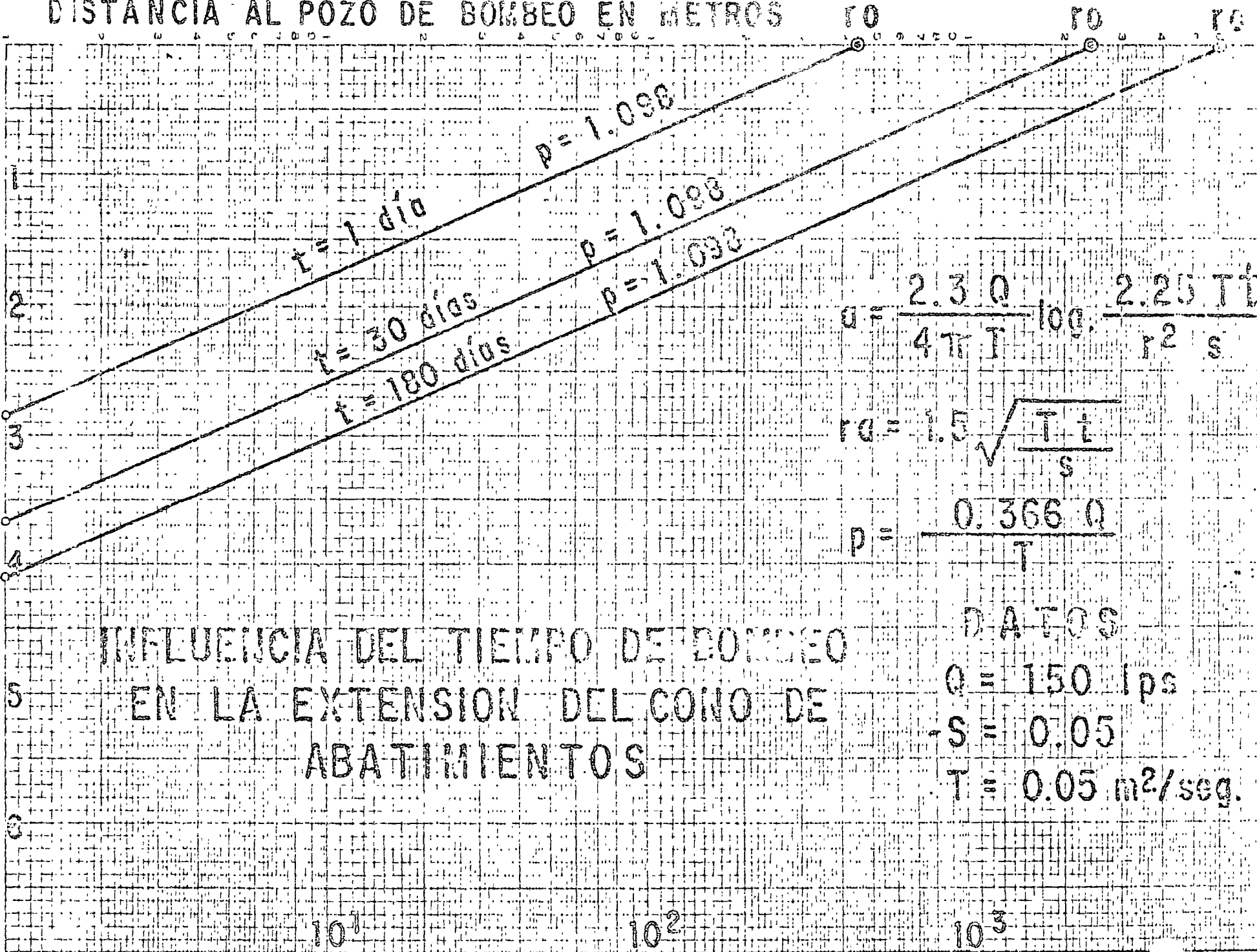


FIG. N° 11

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTO EN METROS



$$u = \frac{2.30}{4\pi T} \log \frac{2.25 Tt}{r^2 s}$$

$$r_0 = 1.5 \sqrt{\frac{Tt}{s}}$$

$$p = \frac{0.366 Q}{T}$$

INFLUENCIA DEL TIEMPO DE BOMBEO
EN LA EXTENSION DEL CONO DE
ABATIMIENTOS

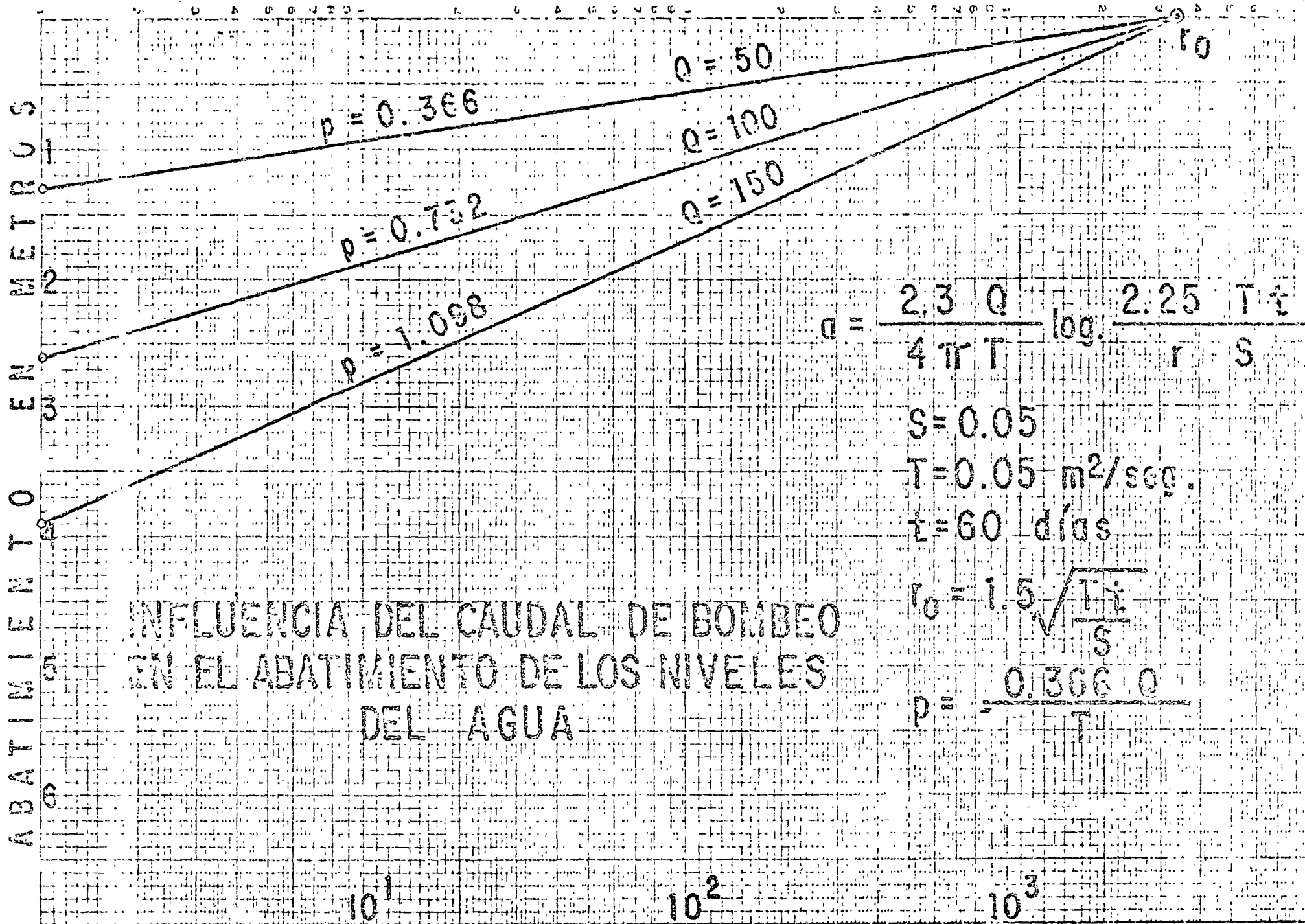
DATOS

Q = 150 lps

s = 0.05

T = 0.05 m²/seg.

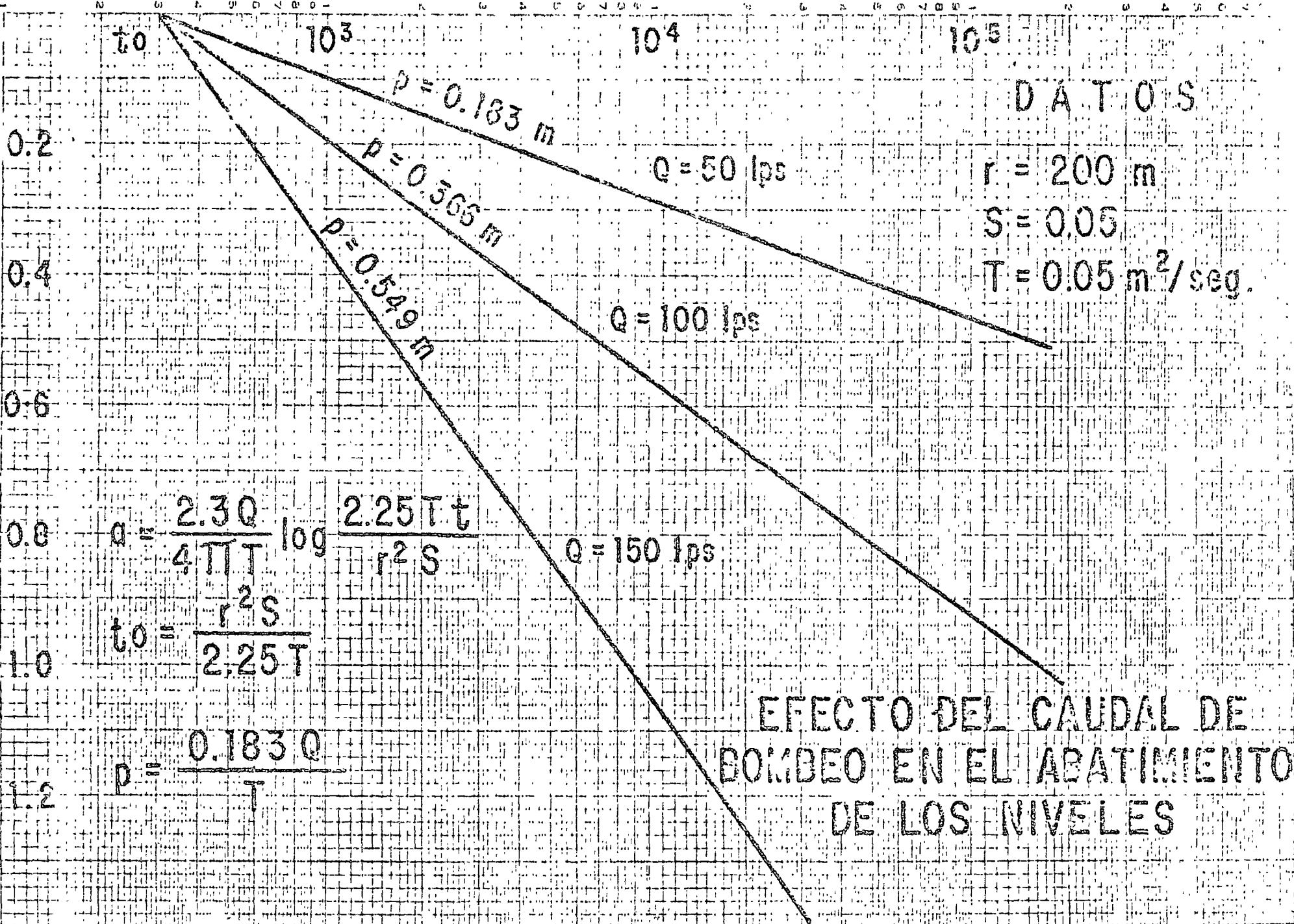
DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS



INFLUENCIA DEL CAUDAL DE BOMBEO
EN EL ABATIMIENTO DE LOS NIVELES
DEL AGUA

TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

ABATIMIENTO, EN METROS



DATOS

$r = 200 \text{ m}$
 $S = 0.05$
 $T = 0.05 \text{ m}^2/\text{seg.}$

$$s = \frac{2.30}{4TT} \log \frac{2.25Tt}{r^2 S}$$

$$t_0 = \frac{r^2 S}{2.25T}$$

$$p = \frac{0.183 Q}{T}$$

Q = 150 lps

Q = 100 lps

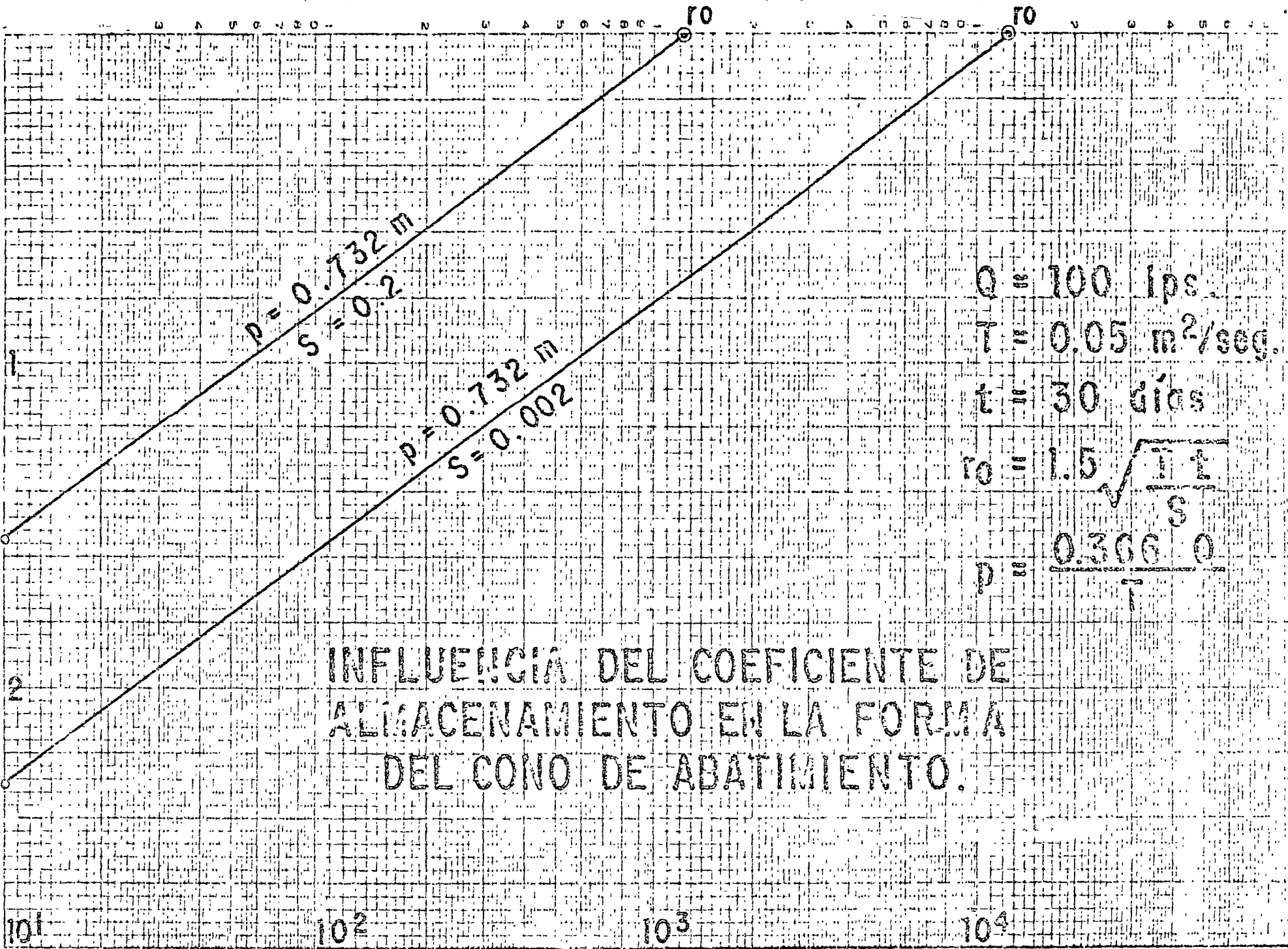
Q = 50 lps

$p = 0.183 \text{ m}$
 $p = 0.565 \text{ m}$
 $p = 0.549 \text{ m}$

EFECTO DEL CAUDAL DE BOMBEO EN EL ABATIMIENTO DE LOS NIVELES

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO L. METROS

ABATIMIENTO EN METROS



$Q = 100 \text{ lps.}$
 $T = 0.05 \text{ m}^2/\text{seg.}$
 $t = 30 \text{ días}$
 $r_0 = 1.5 \sqrt{\frac{Tt}{S}}$
 $p = \frac{0.366 Q}{T}$

INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO EN LA FORMA DEL CONO DE ABATIMIENTO.

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTO EN METROS



$Q = 150 \text{ lps.}$
 $S = 0.05$
 $t = 30 \text{ días}$
 $r_0 = 1.5 \sqrt{\frac{Tt}{S}}$
 $p = \frac{0.306 Q}{T}$

INFLUENCIA DE LA TRANSMISIBILIDAD EN LA FORMA DEL CONO DE ABATIMIENTOS.

Penetración Parcial.-

Cuando un pozo capta sólo una parte del espesor saturado de un acuífero, se le denomina "parcialmente penetrante"

En la porción de acuífero no penetrado por el pozo de bombeo el agua recorre trayectorias de mayor longitud para entrar al cedazo; por consiguiente, las pérdidas de carga en la formación son mayores en este sistema que en el de penetración total. En otras palabras: los abatimientos en un pozo parcialmente penetrante son mayores que los provocados en uno totalmente penetrante, para un mismo caudal de extracción, aumentando el abatimiento conforme disminuye la penetración del pozo.

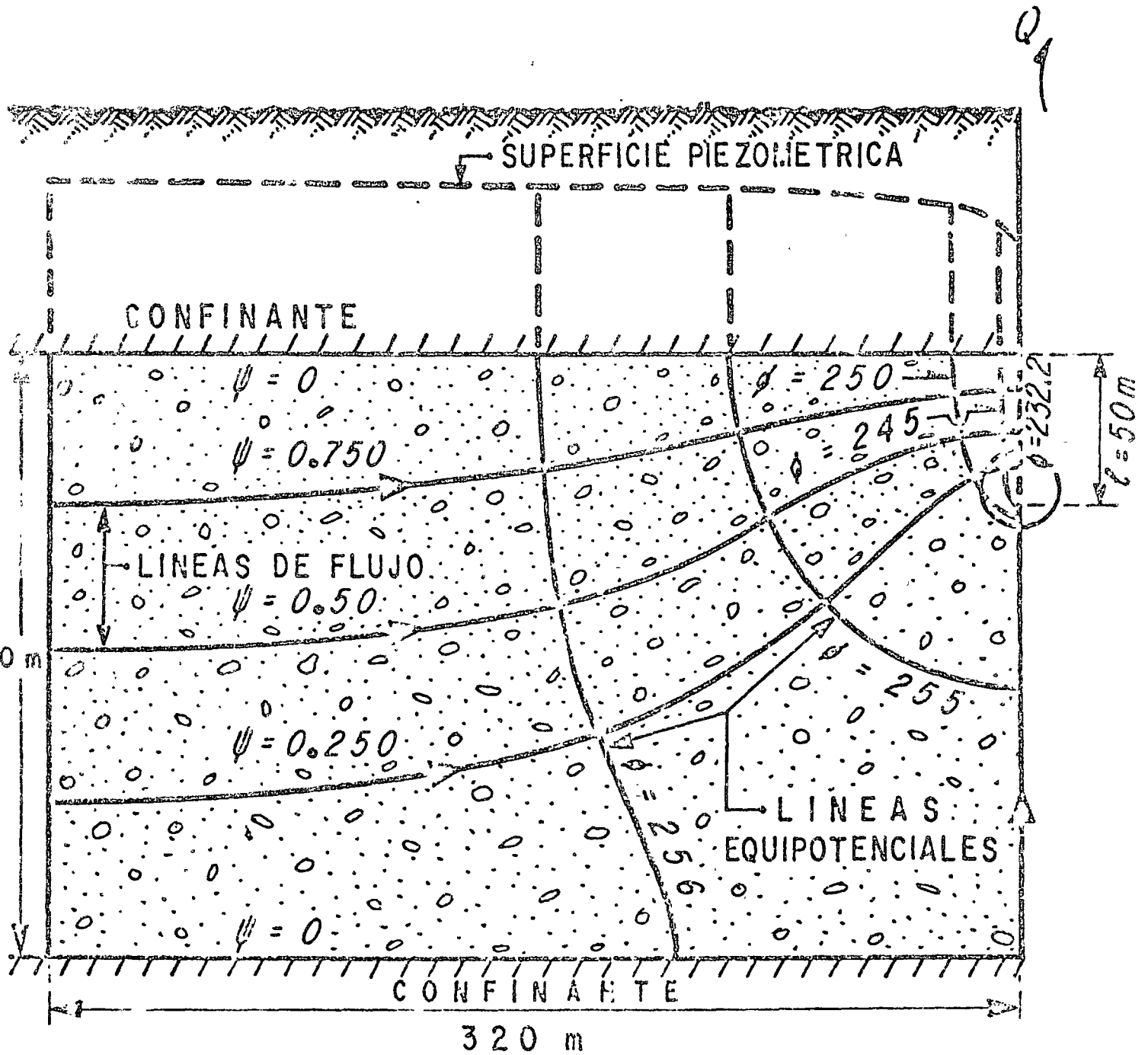
Para dar una idea aproximada de la disminución de la eficiencia hidráulica del pozo causada por la penetración parcial, considérese que si un pozo capta sólo la mitad del espesor saturado de un acuífero, el abatimiento provocado en él será algo menor que el doble del provocado en un pozo totalmente penetrante, para el mismo caudal de bombeo. Si se considera ahora un mismo abatimiento, el caudal que puede proporcionar un pozo es tanto menor cuanto menor es la penetración de su cedazo.

En las proximidades de estos pozos el flujo es tridimensional; por ello, el abatimiento registrado en el pozo de bombeo y en pozos de observación próximos a él, depende, -- entre otros factores, de la longitud y posición de los cedazos. Esto complica la interpretación de las pruebas de bombeo, ya que los abatimientos son función también de las características constructivas de los pozos. Para simplificar la interpretación es conveniente ubicar los pozos de observación a distancias equivalentes al espesor del acuífero, o mayores, para las cuales el efecto de penetración es mínimo o nulo.

El nivel del agua en un pozo de observación situado a tales distancias se comporta como si el pozo de bombeo fuera totalmente penetrante, y la prueba se interpreta en la forma ya indicada; lo mismo puede hacerse cuando el pozo de observación penetra totalmente al acuífero, independientemente de su ubicación con respecto al pozo de bombeo.

Fuera de estos dos casos, la interpretación es bastante laboriosa, pues hay que construir una curva tipo pa-

FLUJO HACIA UN POZO PARCIALMENTE PENETRANTE

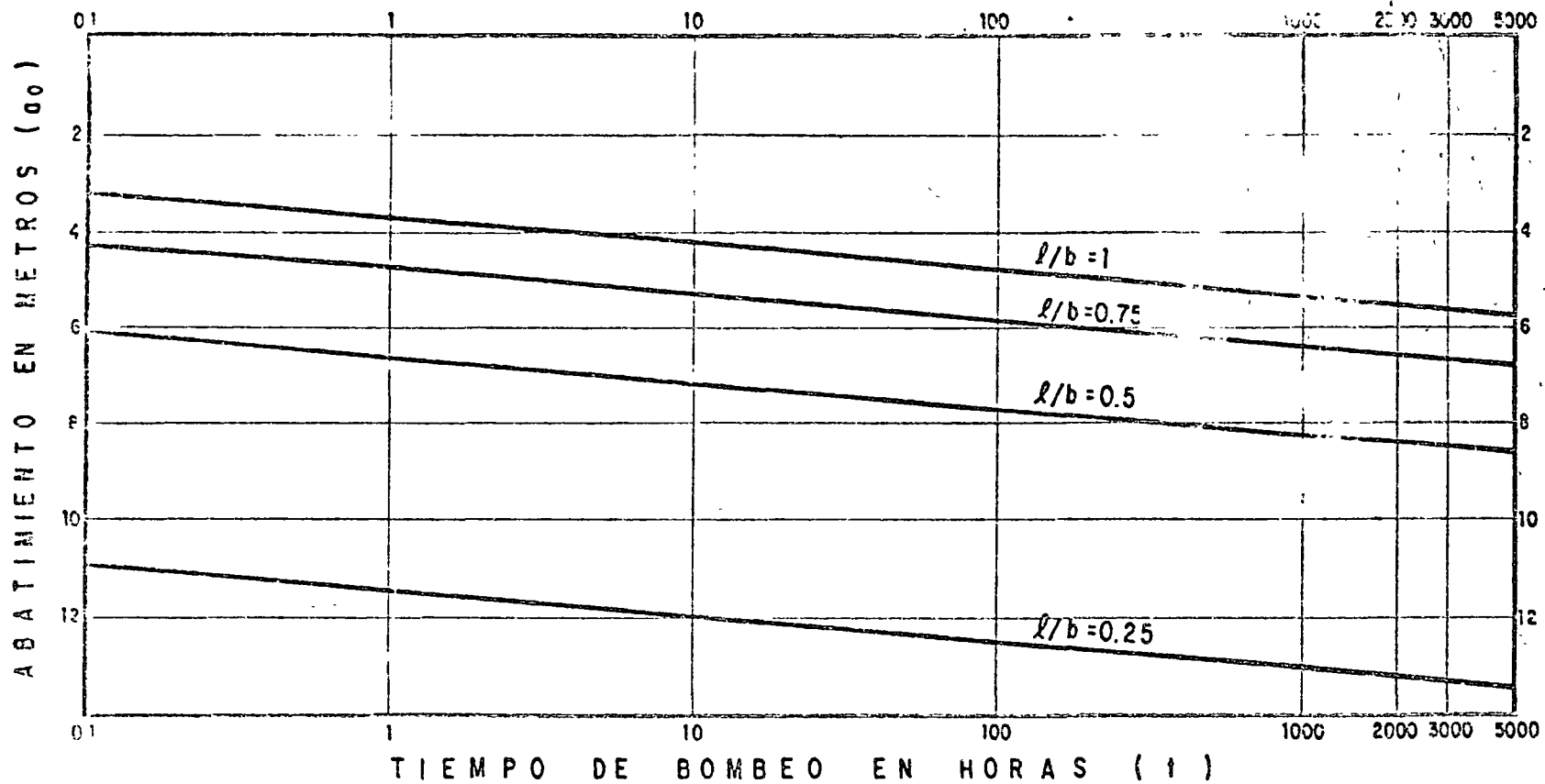


$Q = 150$ lps

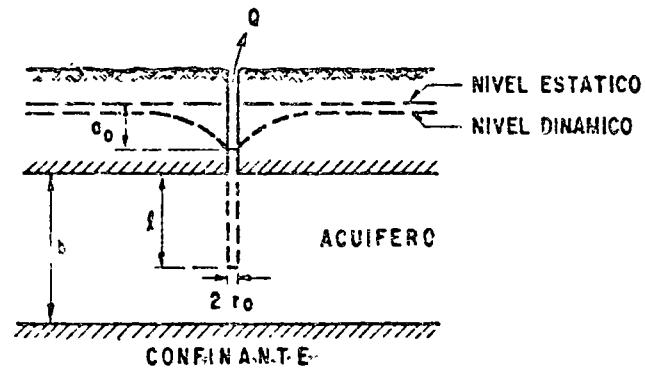
$t = 2000$ hrs

$T = 0.02$ m²/s

$S = 0.02$



$Q = 150$ lps.
 $T = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{seg.}$
 $S = 2 \times 10^{-3}$
 $b = 200$ m
 $r_0 = 0.2$ m

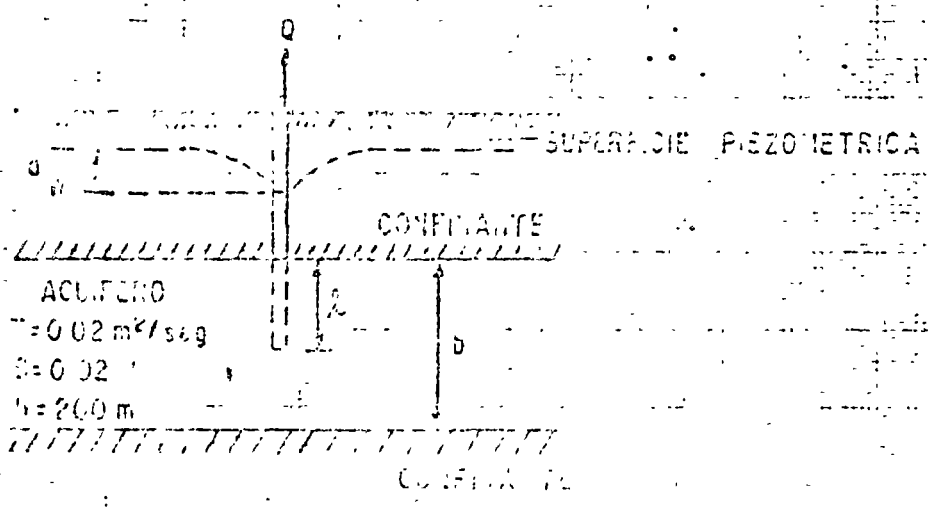


INFLUENCIA DE LA PENETRACION PARCIAL EN EL ABATIMIENTO DEL NIVEL DEL POZO DE BOMBEO
 FIGURA No 18

10-
20-
30-
40-
50-

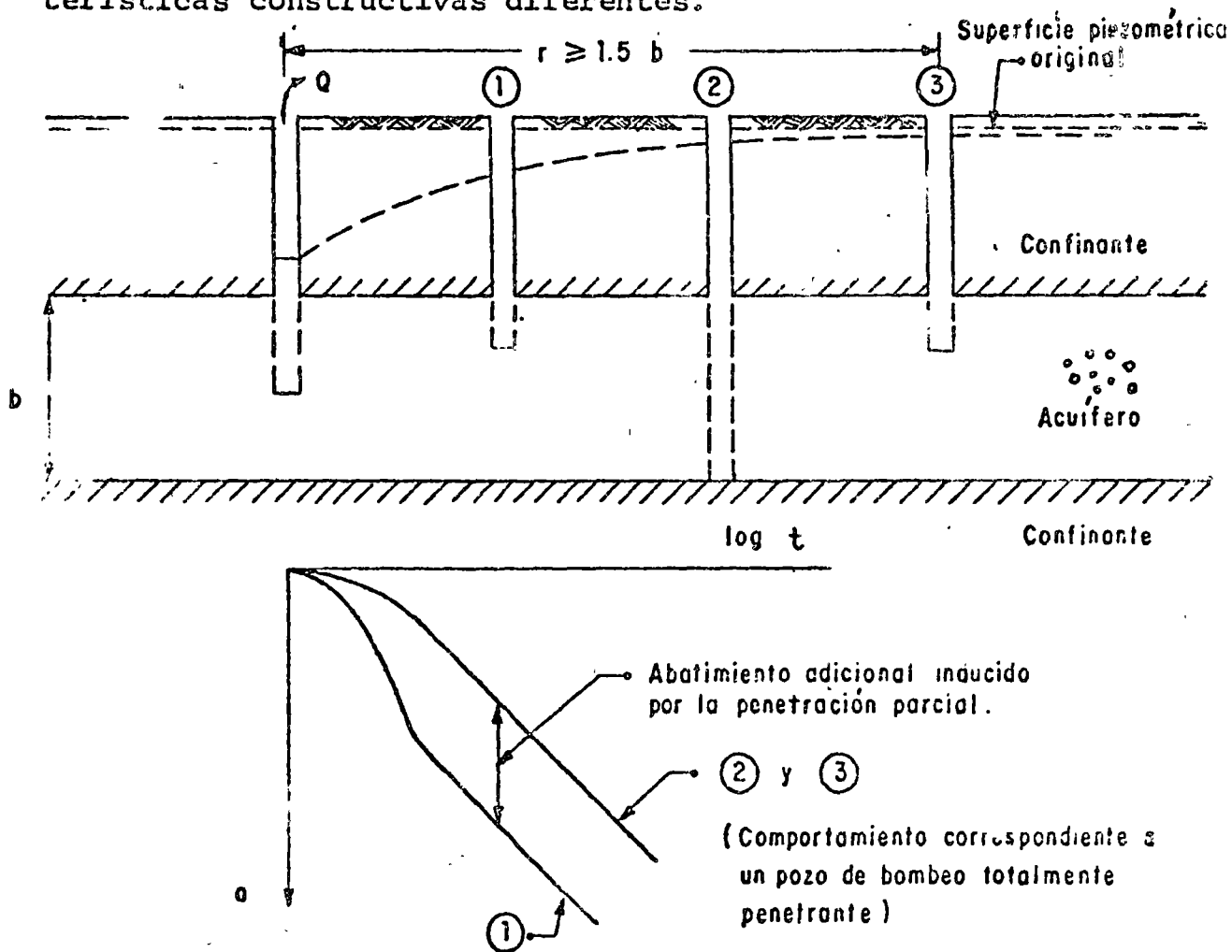
cm (ACORTAMIENTO EN METROS)

$B=1.0$
 $B=0.75$
 $B=0.5$
 $B=0.25$



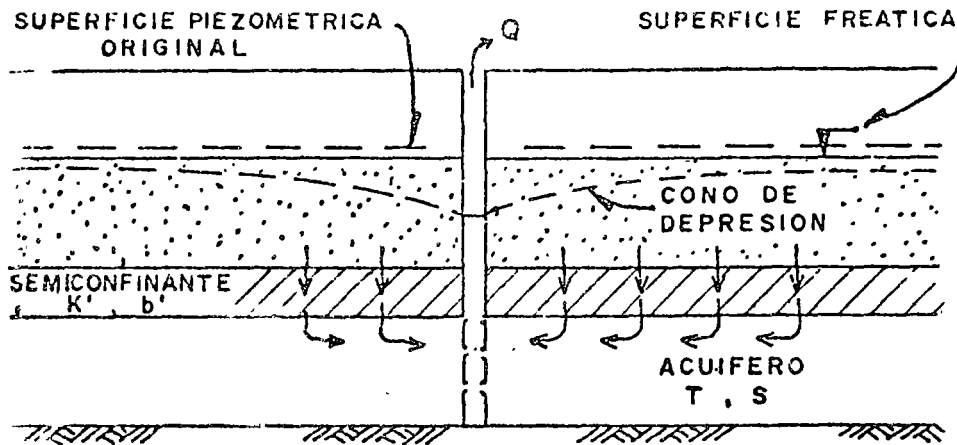
ra las características de los pozos utilizados en la prueba.

En la figura se ilustra el comportamiento del nivel del agua en pozos de observación a distancias y de características constructivas diferentes.



3.3.- POZOS EN ACUIFEROS SEMICONFINADOS.

Probablemente, el acuífero más común en la naturaleza es el de tipo semiconfinado: los rellenos siempre tienen cierta estratificación, alternándose estratos de granulometría variada. Cuando un estrato de material permeable queda limitado verticalmente por materiales, también saturados, de menor permeabilidad, se tiene un acuífero semiconfinado como el ilustrado en la figura



Al bombearse un acuífero de este tipo se provocan abatimientos de sus niveles piezométricos, generándose una diferencia vertical de cargas, que induce el flujo descendente del agua a través del semiconfinante. La cantidad de agua que circula a través de éste es directamente proporcional a la diferencia de cargas entre las superficies freática y piezométrica, e inversamente proporcional a la resistencia hidráulica del mismo estrato.

Puesto que en este sistema sólo una parte del volumen bombeado procede del acuífero, y el resto es aportado por el estrato adyacente al semiconfinante, el abatimiento de los niveles piezométricos es menor que en el caso del acuífero confinado. Como la aportación vertical aumenta con el tiempo, el abatimiento de los niveles piezométricos va decreciendo, hasta que la aportación vertical equilibra el caudal de extracción; y en ese momento, los niveles piezométricos se estabilizan.

La solución correspondiente a este sistema es la siguiente:

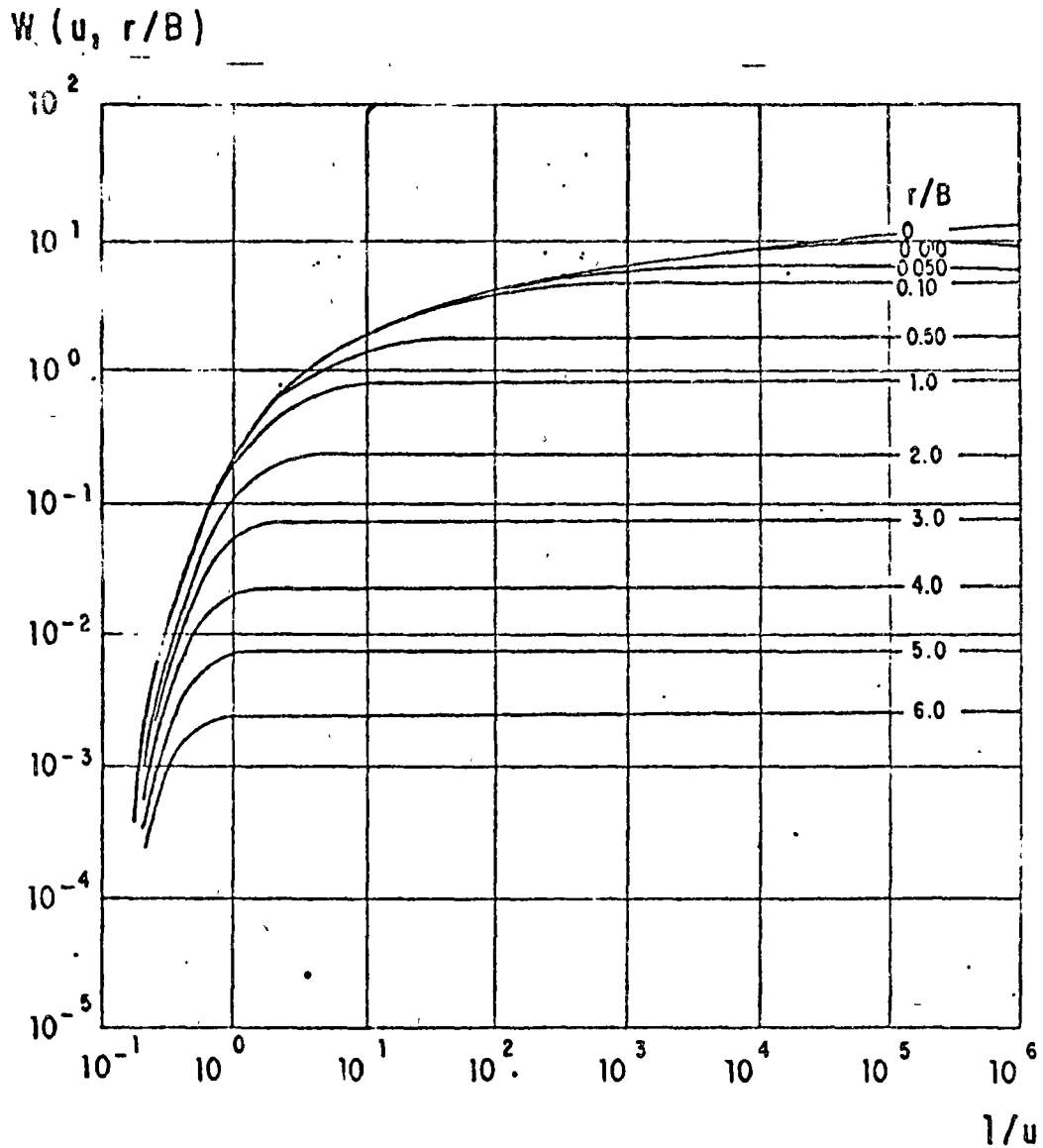
$$u = \frac{Q}{4 \pi T} W(\mu; r/B)$$

donde:

$$B = \sqrt{T b' / K'}$$

siendo k' y b' la permeabilidad vertical y el espesor del estrato semiconfinante, respectivamente.

Las curvas tipo correspondientes a esta solución se presentan en la figura , en la cual puede apreciarse el comportamiento arriba descrito.



El procedimiento de interpretación de las pruebas en este caso es semejante al seguido en el caso de los acuíferos confinados, con la diferencia de que ahora debe buscarse la coincidencia entre la curva de campo y una de las curvas tipo. Lograda la coincidencia, se selecciona un punto de ajuste, y se substituyen los valores de sus coordenadas en las ecuaciones correspondientes, para deducir los parámetros buscados.

3.4.- POZOS EN ACUIFEROS LIBRES.

Los acuíferos libres se caracterizan por estar limitados superiormente por una superficie freática; puesto que el espesor saturado del acuífero varía con las fluctuaciones de esta superficie, la transmisibilidad del acuífero es también variable en el área y en el tiempo. Si las fluctuaciones de los niveles son poco significativas con respecto al espesor del acuífero, la transmisibilidad puede suponerse constante, y la interpretación de las pruebas se efectúa como si se tratara de un acuífero confinado. En cambio, si dichas fluctuaciones son importantes -específicamente, mayores del 20% del espesor saturado del acuífero-, los abatimientos medidos se corrigen en la forma siguiente:

$$a_c = a - \frac{a^2}{2b}$$

siendo a_c el abatimiento corregido, y b , el espesor saturado inicial del acuífero. Los abatimientos así corregidos, se interpretan como si se tratara de un acuífero confinado.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA: FLUJO DE AGUA EN MATERIALES PERMEABLES.

PROF. ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN.

Marzo de 1978.

FLUJO DE AGUA EN MATERIALES PERMEABLES

Por el Ing. Rubén Chávez G.

I.- LA PERMEABILIDAD.

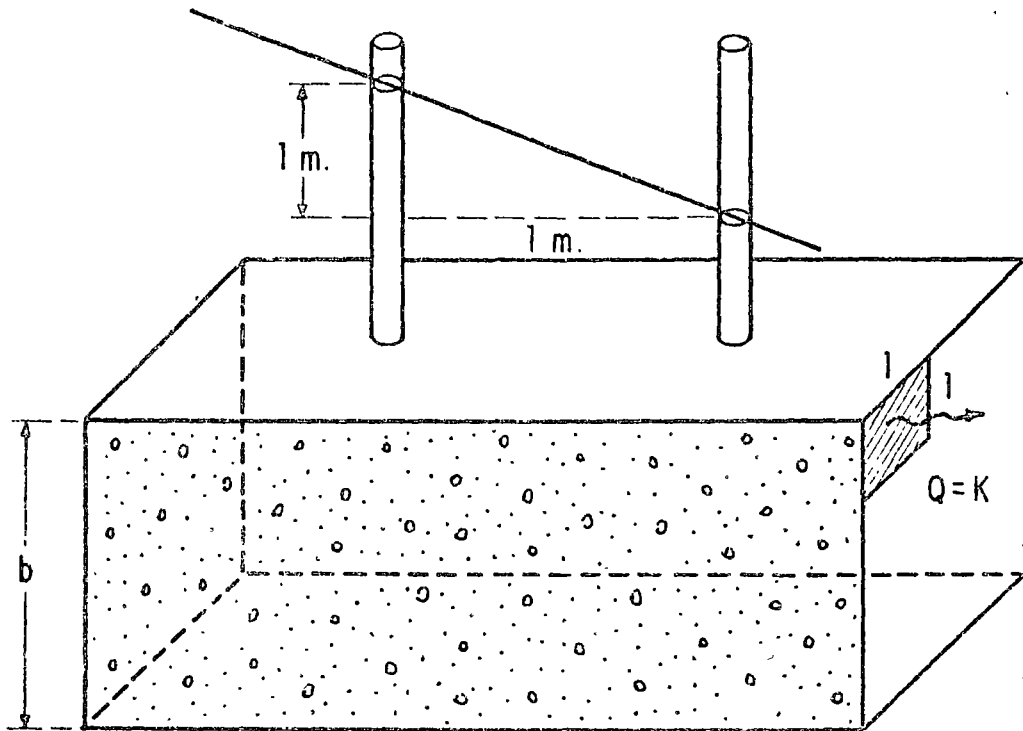
1.1.- INTRODUCCION.

La permeabilidad de un material es una de las características que mayor interés revisten para el ingeniero. Así, por ejemplo, en el campo de la Mecánica de Suelos la permeabilidad juega un papel muy importante en varios fenómenos, entre ellos el de la consolidación, y su conocimiento es indispensable para cuantificar el caudal de agua que circula a través del elemento permeable de una estructura o por debajo de ella. La característica en cuestión también interviene en forma preponderante en problemas agrológicos, tales como el diseño de sistemas de drenaje. En el campo de la Geohidrología la permeabilidad tiene importancia primordial: de ella depende fundamentalmente el rendimiento de las captaciones y la velocidad de circulación del agua subterránea; su conocimiento es esencial para cuantificar los caudales de flujo subterráneo y la velocidad de propagación de un contaminante en el subsuelo; así mismo, es uno de los datos básicos para simular el comportamiento de un acuífero. Y, probablemente, es en este campo donde su determinación plantea mayores dificultades.

1.2.- CONCEPTO DE PERMEABILIDAD.

Ley de Darcy.-

En 1856 Henri Darcy estudió experimentalmente el fenómeno del flujo a través de filtros de arena. Como resultado de sus observaciones estableció la ley que lleva su nombre, la cual constituye una de las bases de la Teoría del Flujo en Medios Porosos. De acuerdo con esta ley, la velocidad con que circula un fluido a través de un material poroso es directamente proporcional a la pérdida de carga hidráulica e inversamente proporcional a la longitud recorrida, esto es, directamente proporcional al gradiente hidráulico.



Matemáticamente, lo anterior puede expresarse:

$$v = K.i$$

siendo: v , la velocidad aparente de flujo; i , el gradiente - hidráulico, y K , el Coeficiente de Permeabilidad, también llamado Permeabilidad Efectiva y Conductividad Hidráulica.

De lo anterior resulta evidente que el coeficiente de permeabilidad tiene unidades de velocidad, ya que el gradiente es adimensional. Dicho coeficiente puede expresarse en diversas unidades consistentes; en el sistema métrico decimal generalmente se expresa en cm/seg. En la tabla siguiente se presentan los rangos de valores de la permeabilidad correspondientes a los materiales granulares más comunes.

Material	Coeficiente de Permeabilidad (cm/seg).	
Arcilla	10^{-6}	- 10^{-9}
Arenas finas. Mezcla de arena, limo y arcilla	10^{-3}	- 10^{-7}
Arena gruesa. Mezclas de grava y arena.	10^{-3}	- 1
Grava	1	- 10^2

Puesto que

$$Q = A \cdot v$$

se tiene

$$Q = A \cdot K \cdot i$$

de donde se desprende la siguiente definición de la característica de que se trata: la permeabilidad de un material poroso es la cantidad de fluido que pasa a través de una sección de área unitaria, transversal al flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario.

Factores que Influyen en el Valor de la Permeabilidad.-

El valor del coeficiente K depende tanto de las características del medio como de algunas características del fluido. Se ha demostrado que para considerar separadamente la influencia de ambos factores, dicho coeficiente puede expresarse:

$$K = k_i \cdot \frac{\gamma}{\mu}$$

siendo: k_i , la permeabilidad intrínseca o específica dependiente exclusivamente de las características del material; γ y μ , el peso específico y la viscosidad dinámica del fluido, respectivamente.

A su vez, k_i puede expresarse en función de una longitud característica, llamada "Radio Hidráulico" del medio.

$$k_i = cd^2$$

en que: d es el diámetro efectivo, y C, el llamado Factor de Forma, que toma en cuenta: forma y acomodo de los granos, estructura y estratificación, grado de compactación o cementación, presencia de agujeros o fisuras, etc.

Rango de Validez de la Ley de Darcy.-

Por analogía con el flujo en tuberías se define un "Número de Reynolds", Nr , para el medio poroso, como sigue:

$$Nr = v.d/\nu$$

en que: v es la velocidad aparente de flujo, dada por la Ley de Darcy; d , una longitud característica (diámetro medio o diámetro efectivo de los granos), y ν , la viscosidad cinemática del fluido.

Tal número es un indicador del régimen de flujo. Mediante experimentos de laboratorio diversos investigadores han demostrado que cuando Nr toma valores menores de 1, el régimen es laminar; para valores mayores de 10, es turbulento, y para valores entre 5 y 10 se presenta la transición entre ambos. Afortunadamente, en la gran mayoría de los casos el flujo a través de materiales granulares es laminar y, por tanto, la Ley de Darcy es aplicable.

1.3.- DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD.

Existen varios procedimientos para determinar la permeabilidad de un material. Algunos de ellos consisten en la utilización de aparatos específicamente diseñados para tal fin, como los permeámetros; otros, en cambio, permiten determinar el valor del coeficiente en cuestión mediante pruebas que persiguen otro objetivo, tales como la prueba de consolidación y la prueba horizontal de capilaridad.

Todos estos procedimientos fueron desarrollados en el campo de la Mecánica de Suelos y proporcionan valores muy precisos de la permeabilidad. En la mayoría de los problemas tratados por esta Disciplina, el medio puede suponerse, para efectos prácticos, homogéneo con respecto a sus características hidráulicas, puesto que éstas muchas veces son controladas artificialmente; por consiguiente, el valor de la permeabilidad obtenido a partir del análisis de una o varias muestras puede considerarse representativo de todo el medio.

Sin embargo, en el campo de la Geohidrología las condiciones son totalmente diferentes: en el subsuelo -

todas las formaciones geológicas presentan una mayor o menor heterogeneidad, por lo que un valor prácticamente puntual de la permeabilidad, por preciso que sea, obtenido mediante los métodos antes señalados, resulta de muy poca utilidad; y esto independientemente de la gran dificultad que existe para reproducir en el laboratorio las condiciones que el material tenía in situ. Por esta razón, dentro de esta Especialidad se han desarrollado pruebas de campo tendientes a determinar más bien un valor medio de la permeabilidad correspondiente a un cierto volumen de material. Tal es el objetivo de las llamadas "Pruebas de Bombeo".

II.- PRUEBAS DE BOMBEO.

2.1.- GENERALIDADES.

El conocimiento de las características físicas e hidráulicas del sistema acuífero es básico para el estudio de los problemas señalados.

Generalmente, un buen corte geológico derivado de la clasificación de las muestras de los materiales atravesados durante la perforación, proporciona una idea del tipo de sistema de que se trata. De la correlación de la litología de los materiales con los rangos de permeabilidad correspondientes, puede deducirse la transmisibilidad del acuífero; lógicamente, el valor así obtenido es sólo aproximado, ya que durante la perforación y el muestreo se alteran las condiciones que tiene el material in situ, especialmente por lo que se refiere al acomodo y grado de compactación, factores que tienen gran influencia en la permeabilidad.

2.2.- OBJETIVOS DE LA PRUEBA.

Sin embargo, la transmisibilidad deducida en esta forma es prácticamente puntual, y la respuesta de los niveles al bombeo depende más bien de la transmisibilidad media de la porción de acuífero afectada por el mismo. Por otra parte, dicha respuesta no sólo es función de la transmisibilidad, sino también de otras propiedades hidráulicas y de las condiciones de frontera particulares del sistema de que se trata. Es necesario, pues, efectuar una prueba que dé una idea del tipo de sistema, y proporcione valores de las características hidráulicas del acuífero en el área de influencia del bombeo. Tales son los objetivos de la llamada "prueba de bombeo".

La prueba consiste en observar los efectos provocados en la superficie freática o piezométrica de un acuífero por la extracción de un caudal conocido. Los efectos (abatimientos) son registrados en el pozo de bombeo y en pozos próximos a él.

2.3.- SELECCION DEL SITIO DE PRUEBA.

En ocasiones, el sitio de la prueba está obligado; por ejemplo, cuando se trata de un problema de carácter local o interesa conocer las características hidráulicas del acuífero en un sitio específico.

En estudios geohidrológicos de carácter regional, generalmente hay cierta flexibilidad para elegir el sitio de prueba. Habiendo disponibilidad presupuestal para construir pozos con este fin, la prueba puede llevarse a cabo en el sitio que más convenga; aunque lo más frecuente es que tengan que utilizarse pozos ya existentes. Si en el área de interés hay varios pozos utilizables para el propósito de que se trata, en la elección del más adecuado deben considerarse los aspectos siguientes:

- que el equipo de bombeo se encuentre en condiciones apropiadas para sostener un caudal constante durante la prueba.
- que la profundidad al nivel del agua sea fácilmente medible.
- que el caudal de extracción pueda ser fácilmente aforado.
- que el agua bombeada no se infiltre hasta el acuífero en las proximidades del pozo.
- que las características constructivas y el corte geológico del pozo sean conocidos, y
- que los pozos próximos no operen durante la prueba.

Puesto que no es fácil que se cumplan simultáneamente todos estos requisitos, en cada caso deberá juzgarse con cierto criterio, si el incumplimiento de uno o varios de ellos obstaculiza significativamente o no, el buen desarrollo y la interpretación de la prueba.

2.4.- POZOS DE OBSERVACION.

Para la interpretación completa de una prueba, lo ideal es contar con uno o varios pozos de observación -- dispuestos a diferentes distancias del pozo de bombeo. Cuando esto es posible las características deducidas son más -- confiables y representativas de un área mayor. Por ello, es muy recomendable disponer al menos de un pozo de observación.

Ubicación de los Pozos de Observación.

De gran importancia es la adecuada ubicación de los pozos de observación con respecto al de bombeo. No hay una regla fija que indique la distancia a que deben situarse, ya que ésta depende de las condiciones locales particulares de cada caso. En términos generales, el emplazamiento de los pozos de observación a distancias entre 30 y 100 m del pozo de bombeo, es adecuado en la mayoría de los casos; aunque para una ubicación más cuidadosa deben contemplarse los aspectos siguientes: el tipo y la transmisibilidad del acuífero, el caudal de descarga, la ubicación y longitud del cedazo del pozo de bombeo.

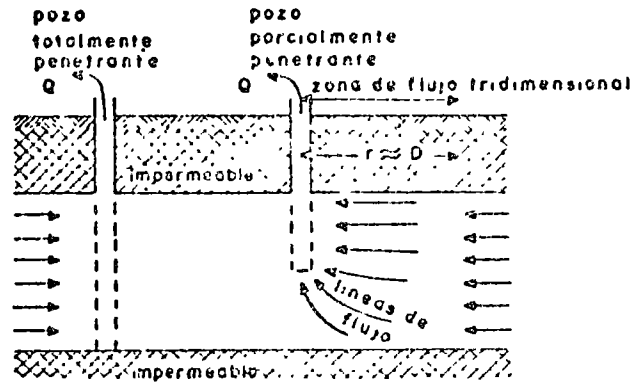
En acuíferos confinados la propagación de los efectos del bombeo es muy rápida y, por tanto, los abatimientos pueden ser medibles a distancias hasta de varios cientos de metros, incluso para tiempos cortos de bombeo. Por esta razón, en este tipo de acuíferos los pozos de observación pueden situarse bastante alejados del pozo de prueba. En cambio, en los acuíferos freáticos la propagación de los abatimientos es mucho más lenta; por consiguiente, los pozos de observación deben situarse más próximos al de bombeo, a fin de que los abatimientos sean medibles sin prolongar demasiado la prueba.

Mientras mayor es la transmisibilidad de un acuífero más extenso es el cono de abatimientos. Entonces, en un acuífero de alta transmisibilidad los pozos de observación pueden situarse más alejados del pozo de bombeo, que en un acuífero de transmisibilidad baja.

La magnitud de los abatimientos es directamente proporcional al caudal bombeado. Si éste es pequeño, los abatimientos provocados en pozos de observación relativamente alejados pueden no ser medibles, aun cuando la influencia del bombeo ya se haya extendido hasta ellos. Por tanto, mientras más bajo sea el caudal extraído, más próximos deben situarse los pozos de observación.

Cuando el cedazo del pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, el flujo es predominantemente lateral. En este caso, los pozos de observación registran el mismo abatimiento independientemente de la posición y de la ubicación de su cedazo. Por el contrario, si el cedazo

del pozo bombeado capta sólo una parte del espesor del acuífero, la distribución vertical de los abatimientos no es uniforme, debido a que el flujo es tridimensional en las proximidades del pozo; como consecuencia, los abatimientos registrados en un pozo de observación dependen de la ubicación y longitud de su cedazo, y la interpretación de la prueba resulta bastante más complicada. Por esta razón, en tal caso es preferible emplazar los pozos de observación a distancias mayores de 1.5 veces el espesor del acuífero, para las cuales el flujo es prácticamente horizontal.



Profundidad de los Pozos de Observación.-

Tan importante como su ubicación con respecto al pozo de bombeo, es la adecuada profundidad de los pozos de observación. Naturalmente, debe cuidarse que estos capturen el mismo acuífero que está siendo bombeado. Cuando el pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, y éste es más o menos homogéneo, no es necesario que los pozos de observación penetren totalmente al acuífero, siendo suficiente un cedazo de longitud reducida, de preferencia ubicado a la profundidad en que se encuentra la parte media del cedazo del pozo de bombeo.

Sin embargo, si el acuífero tiene intercalaciones de materiales arcillosos, es conveniente que el cedazo de los pozos de observación sea de mayor longitud o, todavía mejor, que se construyan pozos de observación que capturen cada estrato permeable, con el propósito de definir la intercon-

ción entre ellos. Así mismo, cuando se trata de acuíferos se miconfinados, es conveniente instalar también pozos de obser- vación en el estrato semiconfinante, con el objeto de regis- trar los abatimientos provocados en él, lo que permite un co- nocimiento más preciso de su permeabilidad vertical.

Limitaciones.-

Obviamente, el empleo de pozos de observación - enfrenta una gran dificultad: su construcción en la mayoría de los casos no es viable por limitaciones económicas. Por - otra parte, aun cuando dichas limitaciones no sean muy se- - rias, es frecuente que no se aprecie lo suficiente la utili- - zación de una prueba confiable, y que la construcción de los pozos "testigo" se considere un gasto inútil.

Al respecto, cabe aclarar que el costo de tales pozos no es muy significativo, ya que su diámetro puede ser - muy reducido y, por lo general, no se requiere que penetren - totalmente al acuífero; por el otro lado, el mejor conocimien- to del tipo de sistema y de sus características hidráulicas, que se logra cuando se dispone de ellos, es invaluable en el estudio de diversos problemas de agua subterránea.

Cuando no se dispone de medios económicos para construirlos, pero se tiene cierta libertad para elegir el em- plazamiento del pozo de bombeo, éste puede ubicarse en las - proximidades de pozos existentes para utilizarlos en la prue- ba, siempre y cuando las características de ellos sean adecu- das para tal fin. Lo más común, sin embargo, es que no se - disponga de pozos de observación, y que la prueba se limite a observar los abatimientos en el pozo de bombeo. Debido a que en su interior y en su vecindad inmediata se presentan efectos locales complejos, difíciles de tomar en cuenta en las solu- - ciones teóricas (concentraciones de flujo; influencia del fil- tro de grava; pérdidas por entrada, fluctuaciones, cambios de dirección; turbulencias . . .), la interpretación de las prue- bas en este caso es aún muy dudosa y, por lo mismo, los resul- tados de ella deben tomarse con ciertas reservas.

2.5.- DURACION DE LA PRUEBA.

La duración recomendable de una prueba de bombeo depende de las características del sistema acuífero estudiado y de la precisión con que se desea conocer sus característi- cas hidráulicas; desde luego, en la práctica está sujeta a la

disponibilidad de los pozos (cuando se utilizan pozos particulares) y a limitaciones económicas. Una prueba de larga duración tiene varias ventajas: las características deducidas de su interpretación son representativas de una área mayor, ya que los efectos del bombeo se propagan a mayor distancia; en ocasiones, revela la presencia de fronteras laterales; en algunos casos, se alcanza la estabilización del cono de abatimiento, facilitando la interpretación de la prueba.

La duración recomendable varía entre varias - - horas y varios días, siendo conveniente prolongarla tanto como sea posible, sobre todo cuando se cuenta con pozos de observación; en caso contrario, no se justifica realizar pruebas largas y, en general, son suficientes unas cuantas horas de bombeo. En todo caso, el graficado, en el sitio de prueba, del comportamiento de los niveles del agua proporciona elementos de juicio para continuar o suspender la prueba, como se indica más adelante.

Para verificar los resultados deducidos mediante la llamada "etapa de bombeo" ó "etapa de abatimiento", se lleva a cabo la llamada "etapa de recuperación", que consiste en observar el comportamiento de los niveles al suspender el bombeo durante un cierto tiempo; la duración de esta etapa es, generalmente, semejante a la de la etapa anterior.

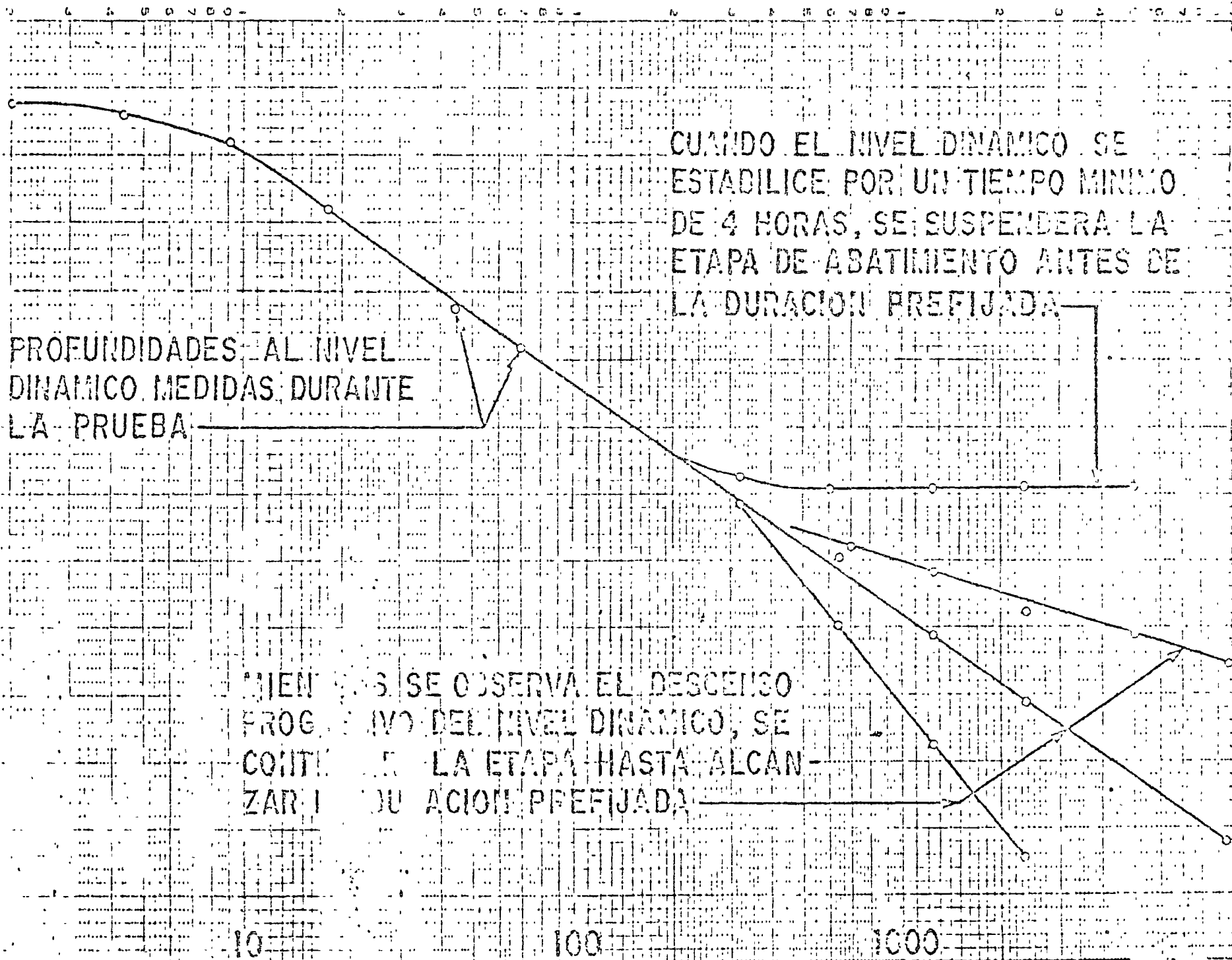
2.6.- EJECUCION DE LA PRUEBA.

Antes de iniciar la prueba, se revisará el equipo a utilizar (cronómetros, sondas, cintas métricas, escuadra para aforo, etc.), para verificar su correcto funcionamiento. El cable de las sondas deberá ser previamente calibrado. Cuando se cuente con varias sondas, se procurará, en lo posible, que todas las observaciones en un pozo se efectúen con la misma sonda.

Seguidamente, se llevarán a cabo las actividades siguientes:

a).- Inmediatamente antes de iniciar el bombeo, se medirá la profundidad al nivel estático en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación. Se anotará la hora de iniciación de la prueba y las lecturas iniciales con el nombre de los pozos a que corresponden.

TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS



b).- Se iniciará el bombeo, procurando mantener un caudal constante, y se procederá a medir la profundidad al nivel del agua en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación, con la secuela de tiempos que se indica a continuación:

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA INICIACION DEL BOMBEO
1	Inmediatamente antes de iniciar el bombeo.
2	15 Segundos
3	30 Segundos
4	1 Minuto
5	2 Minutos
6	4 Minutos
7	8 Minutos
8	15 Minutos
9	30 Minutos
10	1 Hora
11	2 Horas
12	4 Horas
13	8 Horas
14	16 Horas
15	24 Horas
16	32 Horas
17	40 Horas
18	48 Horas

c).- A intervalos de tiempo seleccionados, se harán las observaciones o lecturas necesarias para cuantificar el caudal de bombeo.

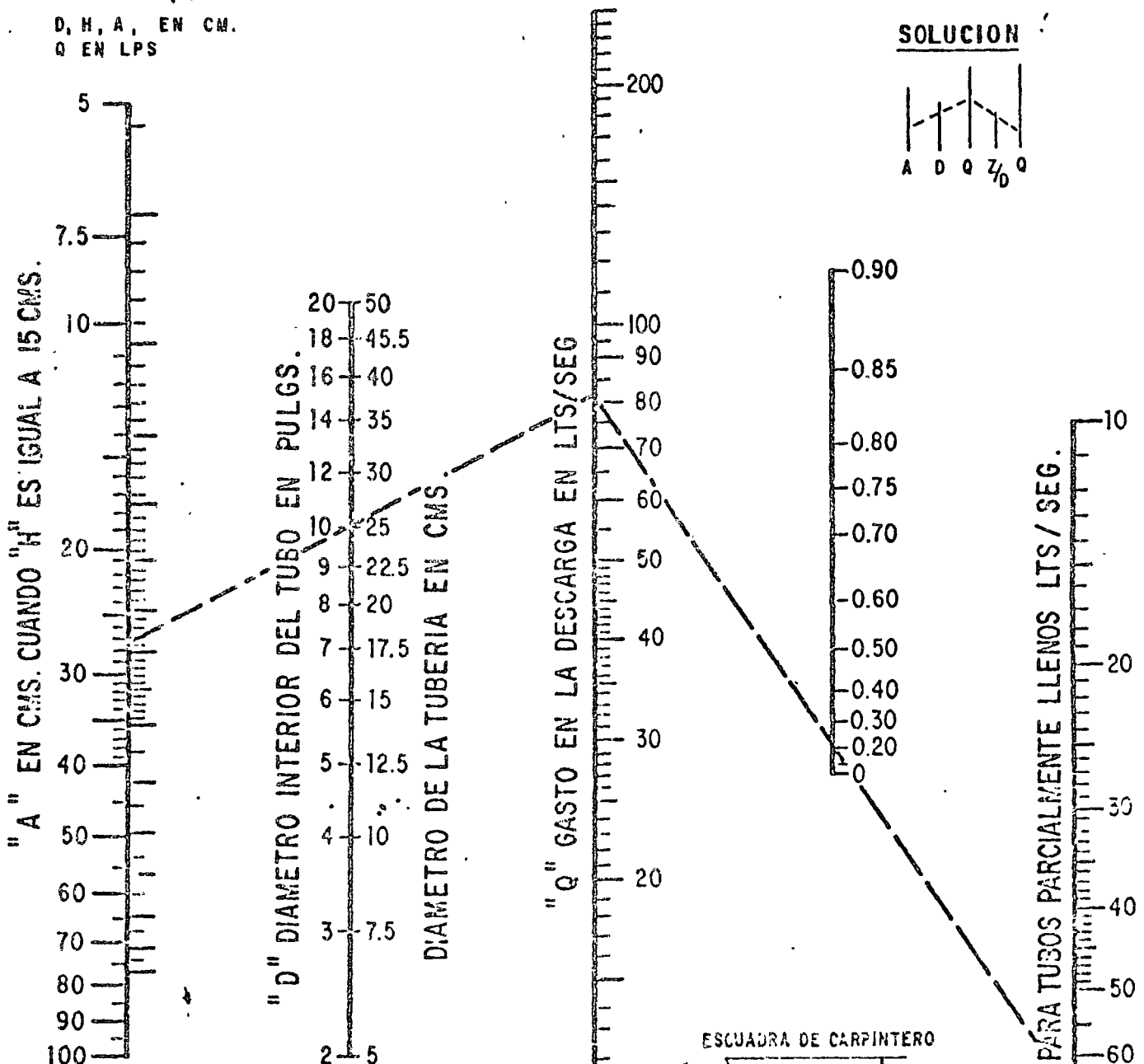
d).- Con las observaciones realizadas, se construirá, en el sitio de prueba, la gráfica de variación del nivel dinámico en el tiempo, para el pozo de bombeo y para cada uno de los pozos de observación. En la graficación podrá utilizarse papel con trazado aritmético o semilogarítmico (los tiempos se llevarán en la escala logarítmica). Estas gráficas son útiles para juzgar el correcto desarrollo de la prueba: permiten detectar errores de medición, variaciones sensibles de caudal y otras anomalías causadas por factores externos, y constituyen un elemento de juicio para continuar o suspender una prueba.

NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO A TRAVES DE UN TUBO

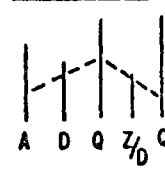
FORMULA RESUELTA

$$Q = 0.0174 \frac{A D^2}{\sqrt{H}}$$

D, H, A, EN CM.
Q EN LPS

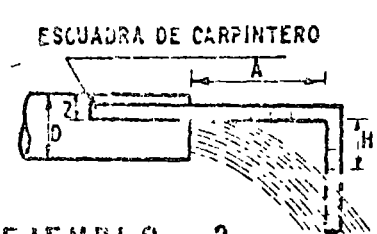


SOLUCION



EJEMPLO 1
TUBO LLENO

-) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
-) "A" = 27.5 cm.
-) "H" = 15 cm.
-) "Q" = 81 LTS./SEG.



EJEMPLO 2
TUBO PARCIALMENTE LLENO

-) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
-) "A" = 27.5 cm.
-) "H" = 15 cm.
-) "Z" = 5 cm.
- $Z/D = \frac{\text{FALTANTE}}{\text{DIAMETRO}} = \frac{5}{25} = \frac{1}{5} = 0.20$
- Q = 81 LTS./SEG.

VALORES DEL COEFICIENTE
DE
DESCARGA K' EN TUBERIAS

DIAMETRO DE ORIFICIO (")	DIAMETRO DE DESCARGA EN PULGADAS							
	3	4	5	6	7	8	10	12
2	0.639	0.453	0.552	0.553				
2 1/4	0.892	0.950	0.716	0.705	0.697			
2 1/2	1.243	0.973	0.901	0.881	0.870	0.859		
2 3/4		1.256	1.117	1.074	1.057	1.048		
3		1.862	1.355	1.295	1.276	1.253	1.231	
3 1/4		2.405	1.655	1.553	1.503	1.452	1.461	
3 1/2			2.014	1.845	1.767	1.735	1.706	
3 3/4			2.305	2.165	2.061	2.005	1.963	1.939
4			3.097	2.545	2.357	2.305	2.248	2.220
4 1/4				2.979	2.759	2.643	2.558	2.513
4 1/2				3.575	3.172	3.021	2.890	2.830
4 3/4				4.205	3.615	3.420	3.240	3.162
5				4.973	4.177	3.954	3.705	3.531
5 1/4					4.852	4.350	4.024	3.904
5 1/2					5.259	4.589	4.170	4.310
5 3/4					6.572	5.545	4.954	4.749
6						6.355	5.479	5.192
6 1/4						7.280	6.019	5.591
6 1/2						8.299	6.650	6.213
6 3/4							7.303	6.794
7							8.042	7.506
7 1/4							8.833	8.008
7 1/2							9.931	8.635
7 3/4							11.047	9.405
8							12.334	10.145
8 1/4							13.533	10.995
8 1/2								11.930
8 3/4								13.015
9								14.301
9 1/4								15.523
9 1/2								17.454
9 3/4								18.667
10								19.893

$$Q = K' \sqrt{h}$$

Q en lps

h en cm.

e).- La duración de la etapa de bombeo, fijada inicialmente como se indicó en (2.5) podrá modificarse con el criterio siguiente:

- Si el caudal de bombeo varía apreciablemente, en forma continua e incontrolable, se suspenderá la prueba.
- Cuando en la gráfica nivel dinámico-tiempo, del pozo bombeado (en trazado semilogarítmico o aritmético) se observe una estabilización del nivel dinámico por un tiempo mínimo de 4 hs, podrá suspenderse la etapa de bombeo antes de alcanzar la duración prefijada, (ver gráfica anexa).

f).- Una vez concluida la etapa de bombeo, se iniciará la de recuperación, en la que se efectuarán observaciones en los tiempos indicados a continuación:

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA SUSPENSION DEL BOMBEO
1	Inmediatamente antes de suspender el bombeo.
2	15 Segundos
3	30 Segundos
4	1 Minuto
5	2 Minutos
6	4 Minutos
7	8 Minutos
8	15 Minutos
9	30 Minutos
10	1 Hora
11	2 Horas
12	4 Horas
13	8 Horas
14	16 Horas
15	24 Horas
16	32 Horas
17	40 Horas
18	48 Horas

g).- Los tiempos indicados en los incisos b) y f) son una guía de la frecuencia con la que deben realizarse las observaciones. Si, por cualquier causa, no puede hacer-

se contacto con el nivel dinámico en el tiempo señalado, se hará la medición y se indicará el tiempo real a que corresponde.

2.7.- COMENTARIOS GENERALES.

De todo lo expuesto se desprende que una prueba de bombeo requiere una cuidadosa programación e implica un cierto gasto más o menos significativo. Desde luego, la duración del bombeo y el número de pozos de observación recomendables en cada caso particular, depende del tipo de problema de que se trate. En muchos casos no se justifica una prueba larga, ni la construcción de pozos "testigo"; por ejemplo, cuando se trata de problemas de carácter muy local. En cambio, cuando se trata de problemas más complejos o de carácter regional, como el cálculo de la disponibilidad de agua subterránea de una zona, o el diseño de un campo de pozos o de un sistema de drenaje agrícola, se justifica plenamente el gasto que implica la ejecución de una prueba completa, ya que un conocimiento insuficiente o equivocado de las características del sistema, se puede traducir en graves perjuicios económicos.

III.- ANALISIS DE LAS PRUEBAS.

La interpretación de las pruebas de bombeo en acuíferos granulares, se basa en soluciones teóricas deducidas resolviendo la ecuación diferencial de flujo, para las condiciones de frontera representativas de diversos sistemas. Dichas soluciones expresan matemáticamente el comportamiento de los niveles piezométricos en el área estudiada por el bombeo.

Al realizar una prueba, la gráfica de las observaciones sugiere el tipo de sistema de que se trata. Mediante consideraciones geológicas, hidrológicas y topográficas, basadas en la información complementaria disponible (cortes geológicos, registros eléctricos, geología superficial, presencia de canales o ríos, pendiente topográfica, etc.), se confirma, modifica o descarta la suposición hecha inicialmente. Una vez identificado el sistema, a partir de las ecuaciones correspondientes pueden deducirse las características hidráulicas buscadas.

Naturalmente, para que el problema sea atacable analíticamente, es necesario simplificar los sistemas conside

rados, introduciendo algunas hipótesis. Las más comunes son:

- el acuífero tiene extensión lateral infinita.
- el acuífero es homogéneo, isótropo y de espesor uniforme en el área afectada por el bombeo.
- la superficie piezométrica o la superficie freática, según el caso, es aproximadamente horizontal en el área de influencia del bombeo, antes de iniciarse la prueba.
- el caudal de descarga es constante.
- el pozo capta totalmente el espesor del acuífero.

Aparentemente, estas hipótesis limitan seriamente la aplicabilidad de las soluciones a casos reales; sin embargo, no deben considerarse en forma rigurosa sino con un enfoque práctico. Es claro que las condiciones naturales siempre diferirán en cierta medida de las condiciones teóricas; pero en muchos casos tales desviaciones no son significativas desde el punto de vista práctico.

Conviene aclarar, sobre todo, que las hipótesis señaladas deben cumplirse, exclusivamente, en el área afectada por el bombeo, la cual no es de extensión muy considerable. Este hecho hace a las hipótesis más "razonables". En efecto, las características hidráulicas y el espesor medio de un acuífero, generalmente no presentan variaciones importantes en el área comprendida por el cono de abatimientos; en condiciones naturales la superficie freática o la superficie piezométrica tienen gradientes muy pequeños, por lo que pueden suponerse prácticamente horizontales; en cuanto a la homogeneidad, la presencia de intercalaciones de materiales de litología y permeabilidad diferentes a las del acuífero, sólo afectan localmente la distribución de abatimientos, pero no influyen significativamente en el comportamiento de conjunto del acuífero.

Obviamente, cuando las condiciones reales se apartan notablemente de las establecidas en las hipótesis, las soluciones basadas en éstas dejan de ser aplicables, y es ne-

cesario utilizar otras soluciones cuyas hipótesis se ajusten razonablemente a la situación real.

3.1.- MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO.

'' Cuando un pozo es bombeado, la superficie freática (o piezométrica) del acuífero es abatida en sus alrededores. El abatimiento provocado es máximo en el pozo de bombeo y decrece conforme aumenta la distancia al pozo, hasta ser prácticamente nulo. Como el abatimiento a cierta distancia del pozo es el mismo en todas direcciones, el área de influencia del bombeo es un círculo (si el acuífero es relativamente homogéneo e isótropo) cuyo radio depende de las características hidráulicas y del tiempo de bombeo, entre otros factores.

Daño que la presión mínima se tiene en el pozo de bombeo, el agua fluye hacia él desde todas direcciones. Si el flujo es horizontal, conforme el agua se acerca al pozo, se mueve a través de superficies cilíndricas de área cada vez menor; como consecuencia, la velocidad del agua va incrementando conforme ésta se acerca al pozo. Puesto que la velocidad es proporcional al gradiente hidráulico, de acuerdo con la ley de Darcy, la pendiente de la superficie piezométrica incrementa gradualmente hacia el pozo, lo que da a dicha superficie una forma aproximadamente cónica. Por ello, a la depresión piezométrica provocada por el bombeo, se le acostumbra llamar "cono de depresión".

El agua bombeada por el pozo es tomada del almacenamiento del acuífero. Si no hay recarga vertical en el área afectada por el bombeo, la depresión piezométrica se va expandiendo afectando un área cada vez mayor. Al crecer el área afectada, los abatimientos necesarios para mantener la extracción del pozo son cada vez menores, alcanzándose un momento en el que la superficie piezométrica se estabiliza en las proximidades del pozo. En estas condiciones se dice que el flujo está establecido.

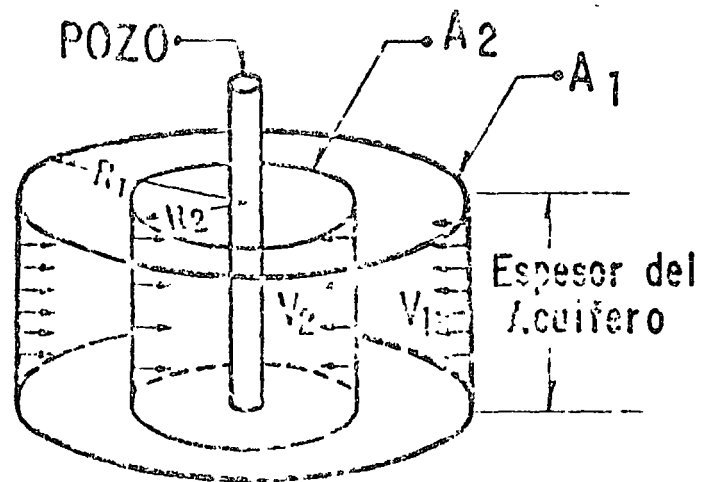
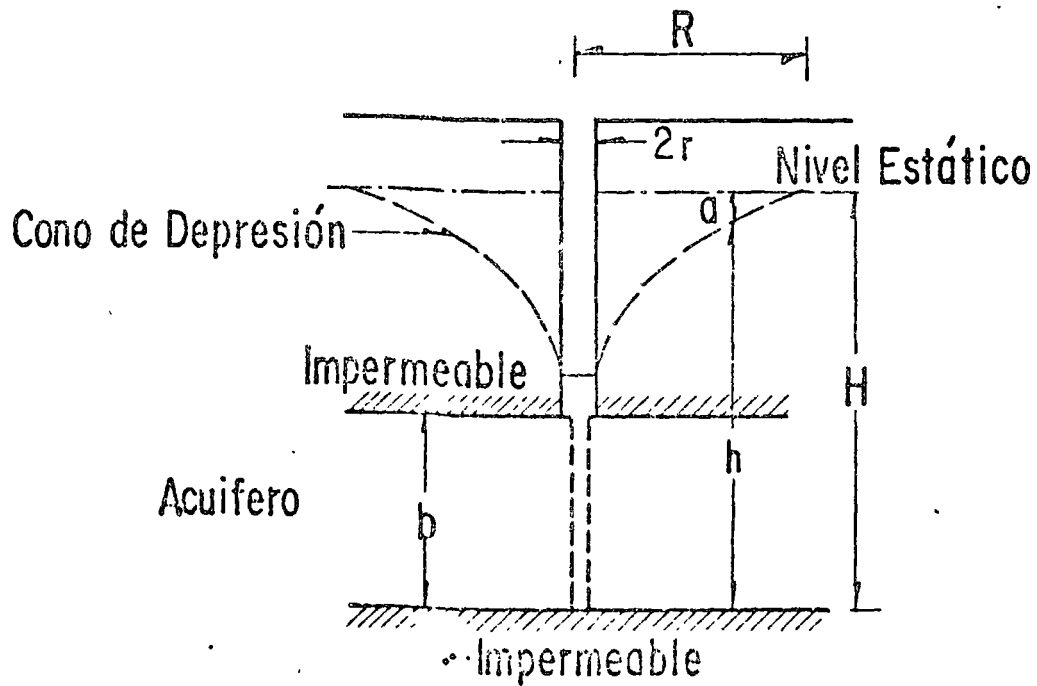
3.2.- POZOS EN ACUIFEROS CONFINADOS.

Pruelas en régimen de flujo establecido.-

Puede demostrarse que la solución de la ecuación diferencial

$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} = 0 \quad (1)$$

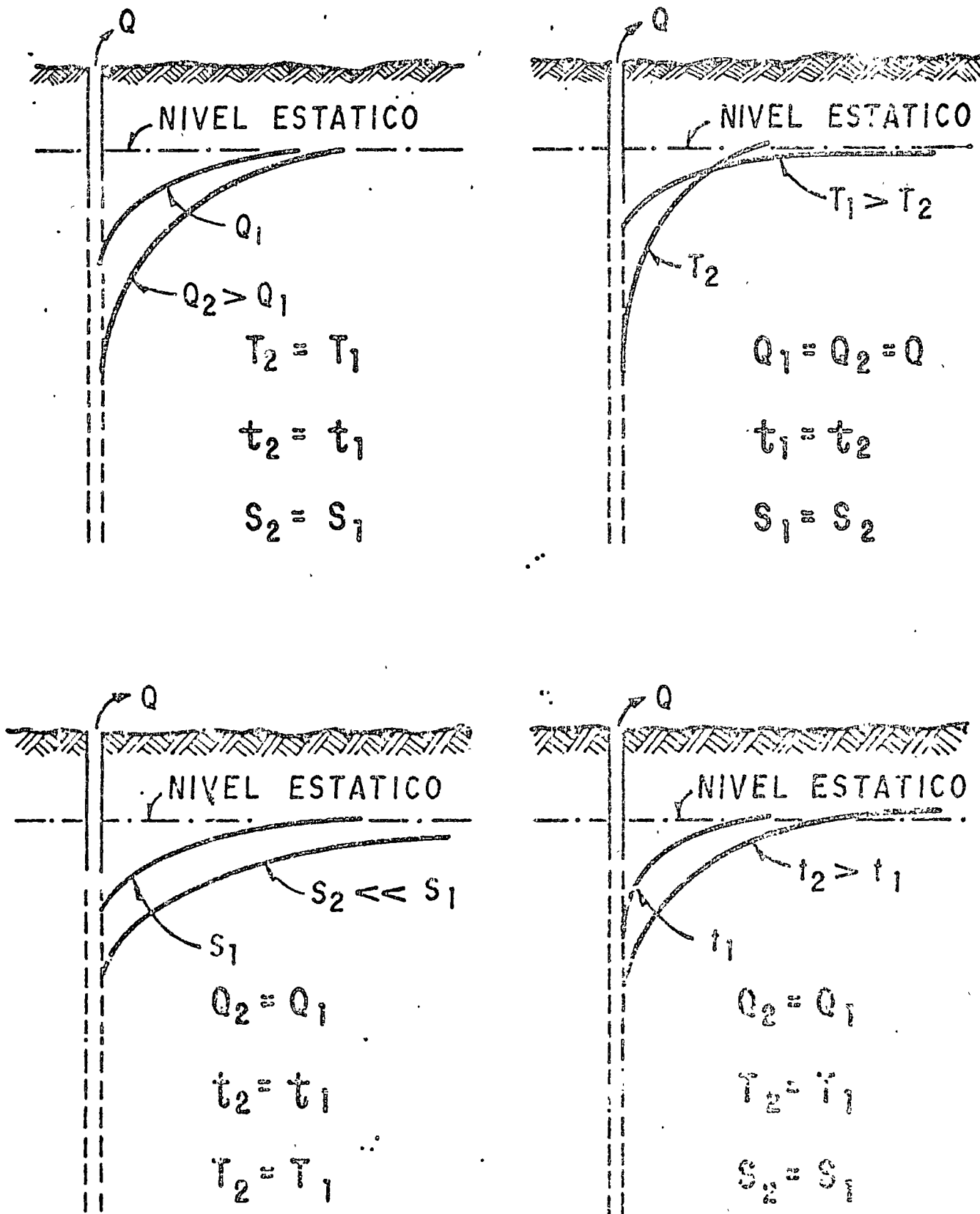
MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO



$$R_1 = 2 R_2 \quad A_1 = 2 A_2$$

$$V_2 = 2 V_1$$

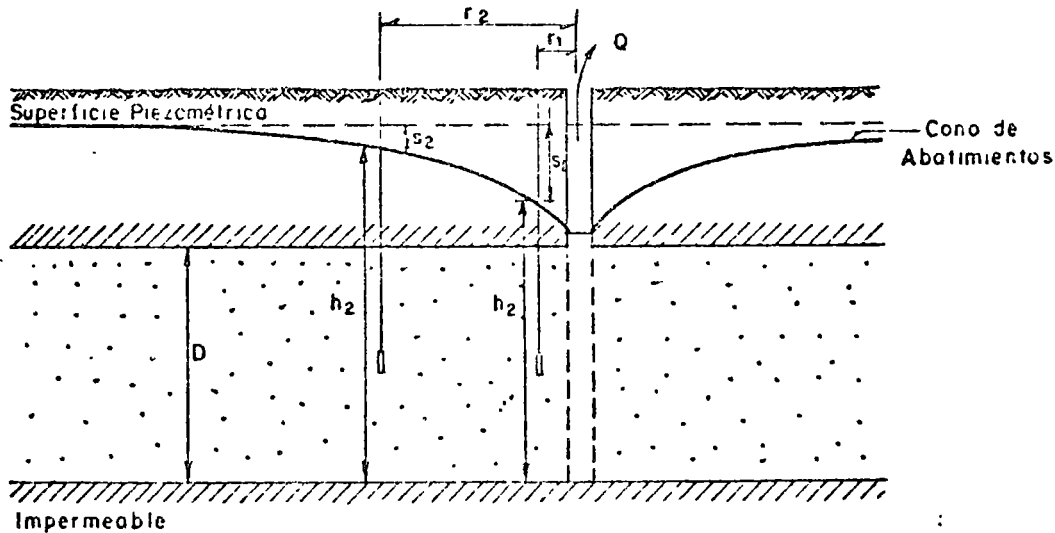
FIG. C.- INFLUENCIA DEL CAUDAL (Q) TIEMPO DE BOMBEO (T), TRANSMISIVIDAD (T), ALMACENAMIENTO (S), EN LA FORMA Y DIMENSIONES DEL CONO DE DEPRESION:



sujeta a las condiciones de frontera correspondientes al sistema ilustrado en la figura, es:

$$h_1 - h_2 = \frac{Q}{2\pi Kb} L \frac{r_1}{r_2} \quad (2)$$

en la que: h_1 y h_2 son las elevaciones del nivel del agua a las distancias r_1 y r_2 del pozo de bombeo, respectivamente; Q , el caudal bombeado; K , la permeabilidad del acuífero, y b , su espesor saturado. Esta solución se basa en la hipótesis de que el flujo hacia el pozo se encuentra establecido, y en todas las -- antes señaladas.



La expresión anterior, llamada "Fórmula de - - Thiem", permite calcular la permeabilidad cuando se conoce la posición del nivel del agua en dos pozos de observación:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_2 - a_1)} L \frac{r_1}{r_2} \quad (3)$$

Cuando sólo se dispone de un pozo de observación, la permeabilidad se deduce mediante la ecuación:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_p - a_1)} L \frac{r_1}{r_p} \quad (4)$$

HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THIEB

- a). - ACUIFERO HOMOGENEO E ISOTROPO EN EL AREA AFECTADA POR EL BOMBEO.
- b). - EL ESPESOR DEL ACUIFERO ES CONSTANTE (ACUIFERO - CONFINADO) O EL ESPESOR SATURADO INICIAL ES CONS - TANTE ANTES DE INICIAR EL BOMBEO (ACUIFERO LIBRE).
- c). - EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE.
- d). - LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA O FREATICA ES HORIZON - TAL ANTES DE INICIARSE EL BOMBEO.
- e). - EL ABATIMIENTO EN LAS PROXIMIDADES DEL POZO NO VA - RIA EN EL TIEMPO.

en la que r_p es el radio del pozo de bombeo, y a_p es el abatimiento registrado en el mismo. Esta expresión debe utilizarse con reservas, porque el abatimiento medido en el pozo está influenciado por las pérdidas locales en el pozo de bombeo.

Aun cuando las fórmulas anteriores son aplicables a algunos casos prácticos, tienen dos limitaciones principales: no proporcionan información respecto al coeficiente de almacenamiento, ni permiten calcular los abatimientos en función del tiempo.

Pruebas de bombeo en régimen transitorio.-

En 1935, C. V. Theis inició el estudio de la hidráulica de pozos en régimen transitorio, al desarrollar la fórmula que lleva su nombre. Mediante ella pueden deducirse los valores de los coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento, a partir de los abatimientos registrados en uno o varios pozos de observación para diferentes tiempos de bombeo, con la ventaja de que no es necesario esperar la estabilización del cono de abatimientos, como en el caso anterior.

La solución desarrollada por Theis, es:

$$a = \frac{Q}{4 \pi T} W(u) \quad (5)$$

donde: a es el abatimiento registrado a la distancia r del pozo de bombeo; Q , es el caudal; T , la transmisibilidad; $W(u)$, la función de pozo, y

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (6)$$

Con base en las expresiones (5) y (6), Theis desarrolló el método gráfico-numérico de solución para determinar los parámetros T y S , que a continuación se describe:

- a).- Trazar la curva tipo $W(u) - 1/u$ en papel con trazado doble logarítmico.
- b).- Construir la gráfica abatimiento-tiempo del pozo de observación en papel idéntico al utilizado en el inciso a).
- c).- Superponer las gráficas manteniendo los ejes paralelos, y buscar la coincidencia de la --

HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THEIS

- a) :- EL ACUIFERO ES HOMOGENEO E ISOTROPO.
- b) :- EL ESPESOR SATURADO DEL ACUIFERO ES CONSTANTE.
- c) :- EL ACUIFERO TIENE EXTENSION LATERAL INFINITA.
- d) :- EL CAUDAL BOMBEADO PROCEDE DEL ALMACENAMIENTO DEL ACUIFERO.
- e) :- EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE.
- f) :- EL ACUIFERO LIBERA EL AGUA INSTANTANEAMENTE AL ABATIRSE LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA.

curva de campo y curva tipo.

- d).- Seleccionar un punto de ajuste y obtener sus coordenadas en los cuatro ejes.
- e).- Substituir los valores de las coordenadas en las ecuaciones (5) y (6), despejando los valores de T y S.

En la figura se muestra la curva tipo; la figura ilustra la interpretación de una prueba de bombeo.

En general, debe darse menor peso a los puntos correspondientes a los tiempos más cortos, pues en esta parte de la prueba pueden tenerse las mayores discrepancias entre las condiciones reales y las hipótesis establecidas para obtener la fórmula: hay cierto retraso entre el abatimiento de la superficie piezométrica y la liberación del agua, retraso que puede ser mayor en esta parte de la prueba, en la que los niveles se abaten rápidamente; el caudal puede variar apreciablemente por el incremento brusco de la carga de bombeo, etc. Para tiempos mayores de bombeo, estas discrepancias se van minimizando y se tiene un mejor ajuste entre la teoría y las condiciones reales.

Un método más sencillo para la interpretación de las pruebas, fué desarrollado por Jacob, quien observó -- que para tiempos largos ($t > 5Sr^2/T$), la ecuación (5) puede expresarse:

$$a = \frac{2.30 Q}{4 \pi r T} \log \frac{2.25 Tt}{r^2 S}$$

A partir de esta fórmula, desarrolló el método gráfico de interpretación que lleva su nombre, y que consiste en lo siguiente:

- a).- Construir la gráfica abatimiento (en escala aritmética) contra tiempo (en escala logarítmica).
- b).- Pasar una recta por los puntos que se alinean, y determinar su pendiente. Los puntos correspondientes a los primeros minutos de la prueba se apartan generalmente.

CURVA TIPO PARA INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS TOTALMENTE PENETRANTES EN ACUIFEROS CONFINANTES

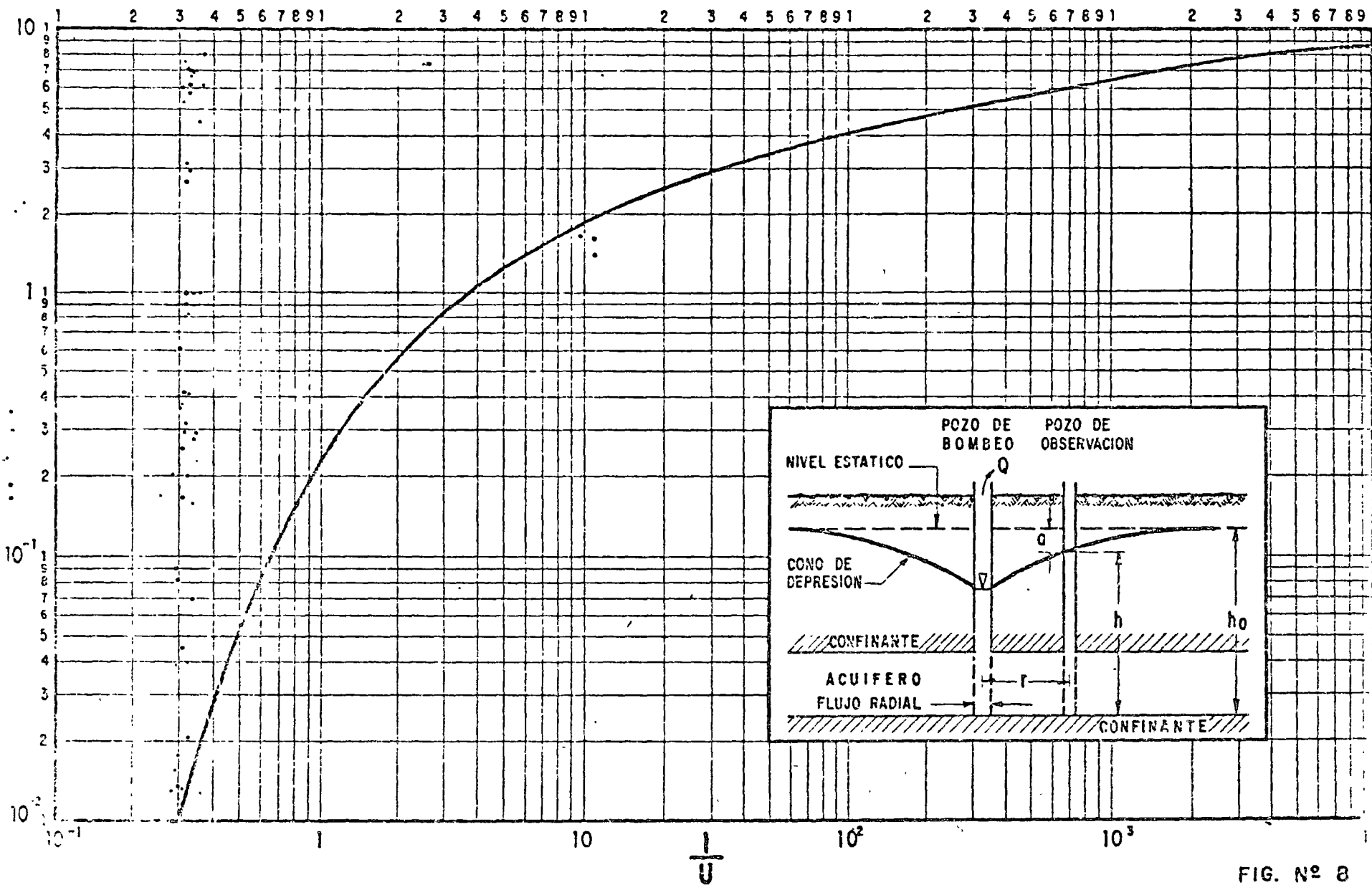


FIG. N° 8

de la recta, debido a que corresponden a tiempos cortos ($t < 5r^2S/T$) para los cuales no es válida la fórmula de Jacob.

- c).- Si la pendiente de la recta de ajuste es b la transmisibilidad puede obtenerse de la expresión:

$$T = \frac{0.183 Q}{b}$$

- d).- Determinar el valor de t , t_e , para el cual la prolongación de la recta de ajuste interseca la línea de abatimiento nulo.

- e).- Calcular el coeficiente de almacenamiento mediante la expresión:

$$S = \frac{2.25 T t_e}{r^2}$$

El mismo método puede seguirse cuando se conocen los abatimientos en varios pozos de observación para un tiempo dado. En este caso se grafica el abatimiento contra la distancia (en escala logarítmica). Los coeficientes buscados se obtienen mediante las fórmulas:

$$T = \frac{0.366 Q}{b}$$

$$S = \frac{2.25 T t}{r_e^2}$$

en que r_e es el valor de r para el cual la prolongación de la recta de ajuste interseca la línea de abatimiento nulo.

La forma más general del método se aplica cuando se tienen observaciones en varios pozos de observación para diferentes tiempos. En este caso, se llevan en el eje logarítmico los valores de la relación t/r^2 , y se sigue la secuela descrita anteriormente.

En la figura se compara la curva tipo de Theis con la aproximación de Jacob, en trazado semilogarítmico; en la figura se ejemplifica la aplicación del método.

INTERPRETACION DE UNA PRUEBA DE BOMBEO

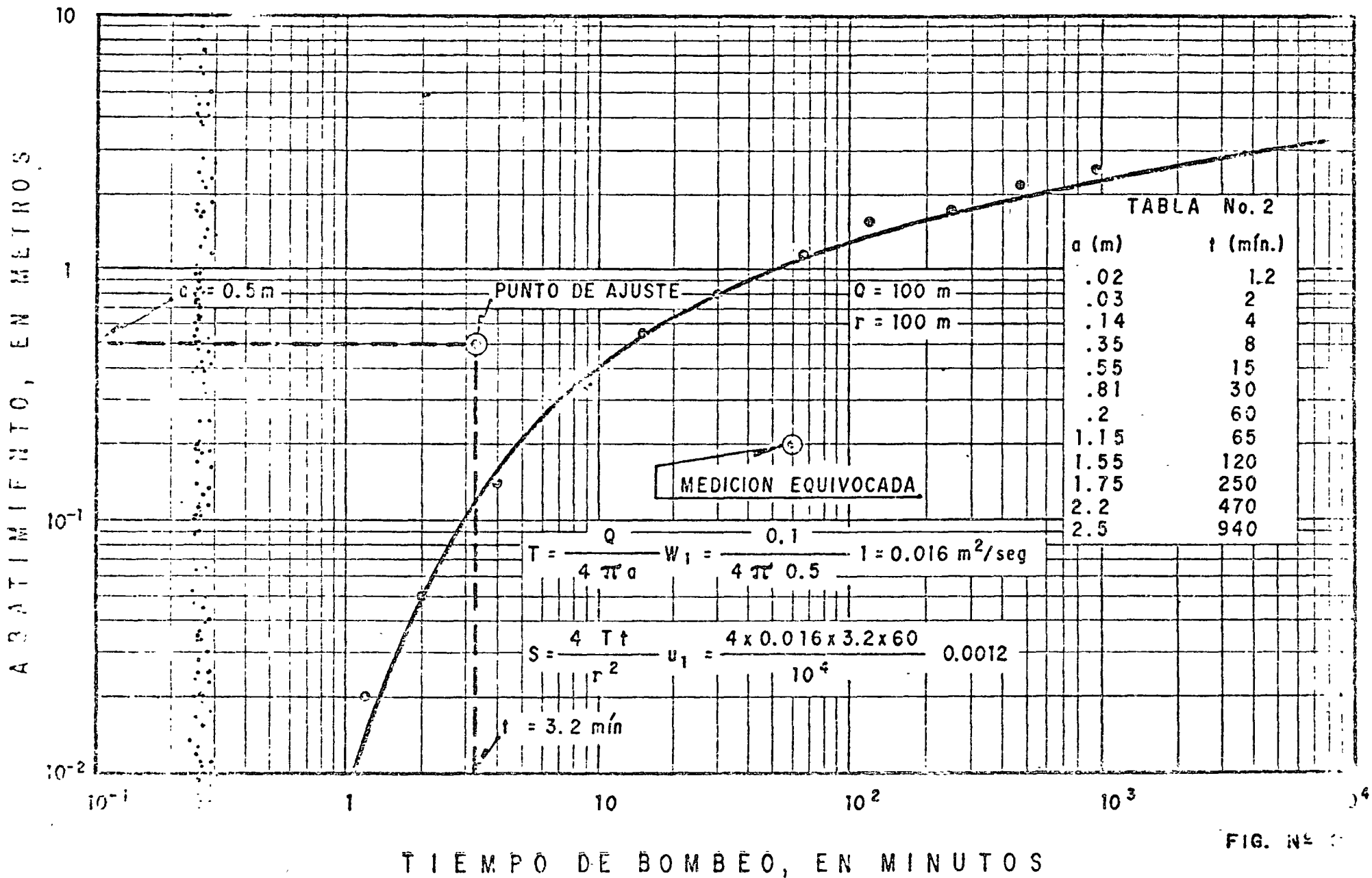
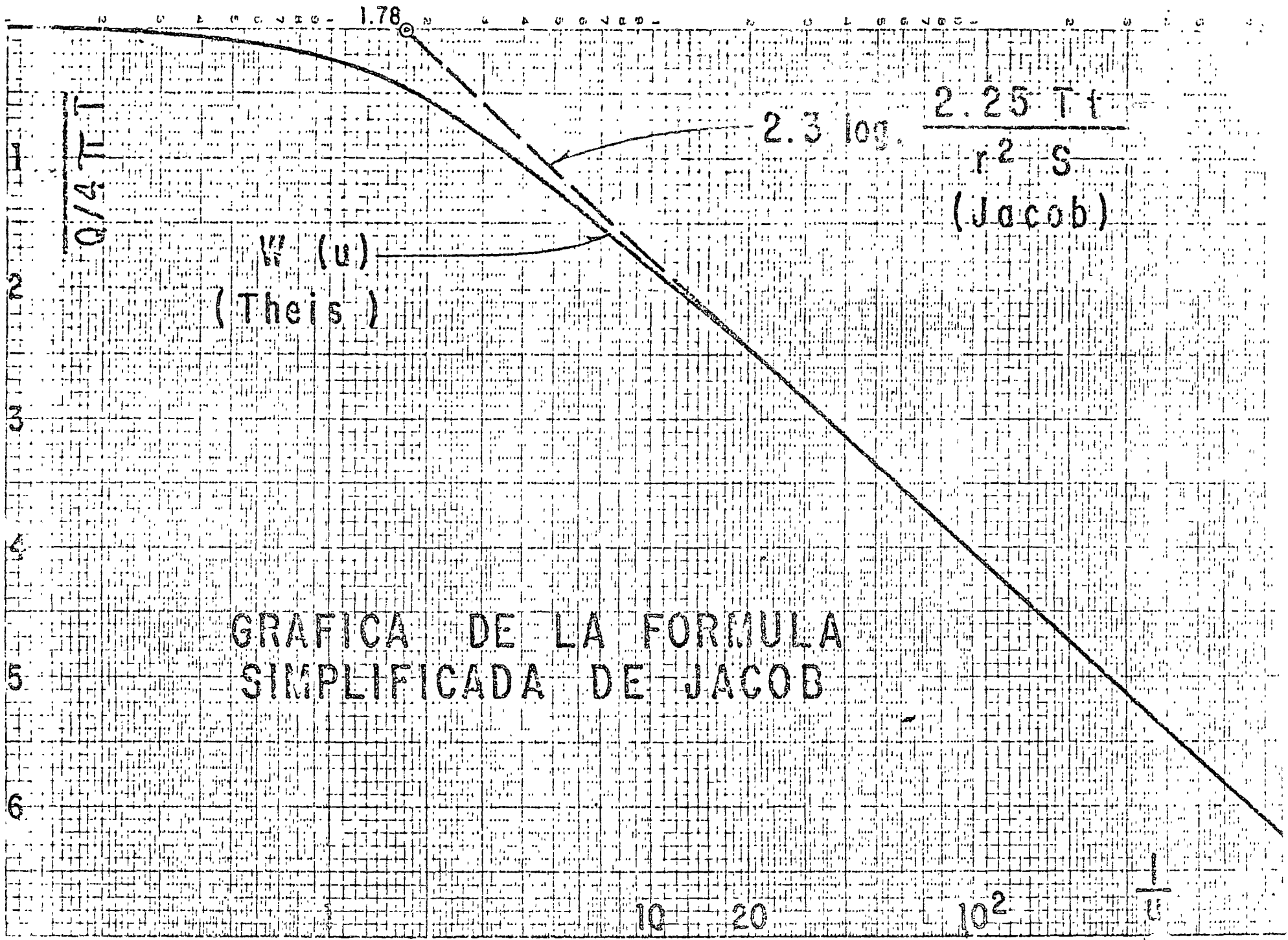


FIG. No. 1



GRAFICA DE LA FORMULA
 SIMPLIFICADA DE JACOB

TIPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

$t_0 = 7.4 \text{ min.}$

ABAJIMIENTOS, EN METROS

LECTURA EQUIVOCADA

$p = 1.2 \text{ m/ciclo}$

$$T = \frac{0.183 Q}{p} = 0.015 \text{ m}^2/\text{s.}$$

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} = 0.0015$$

$Q = 100 \text{ lps}$

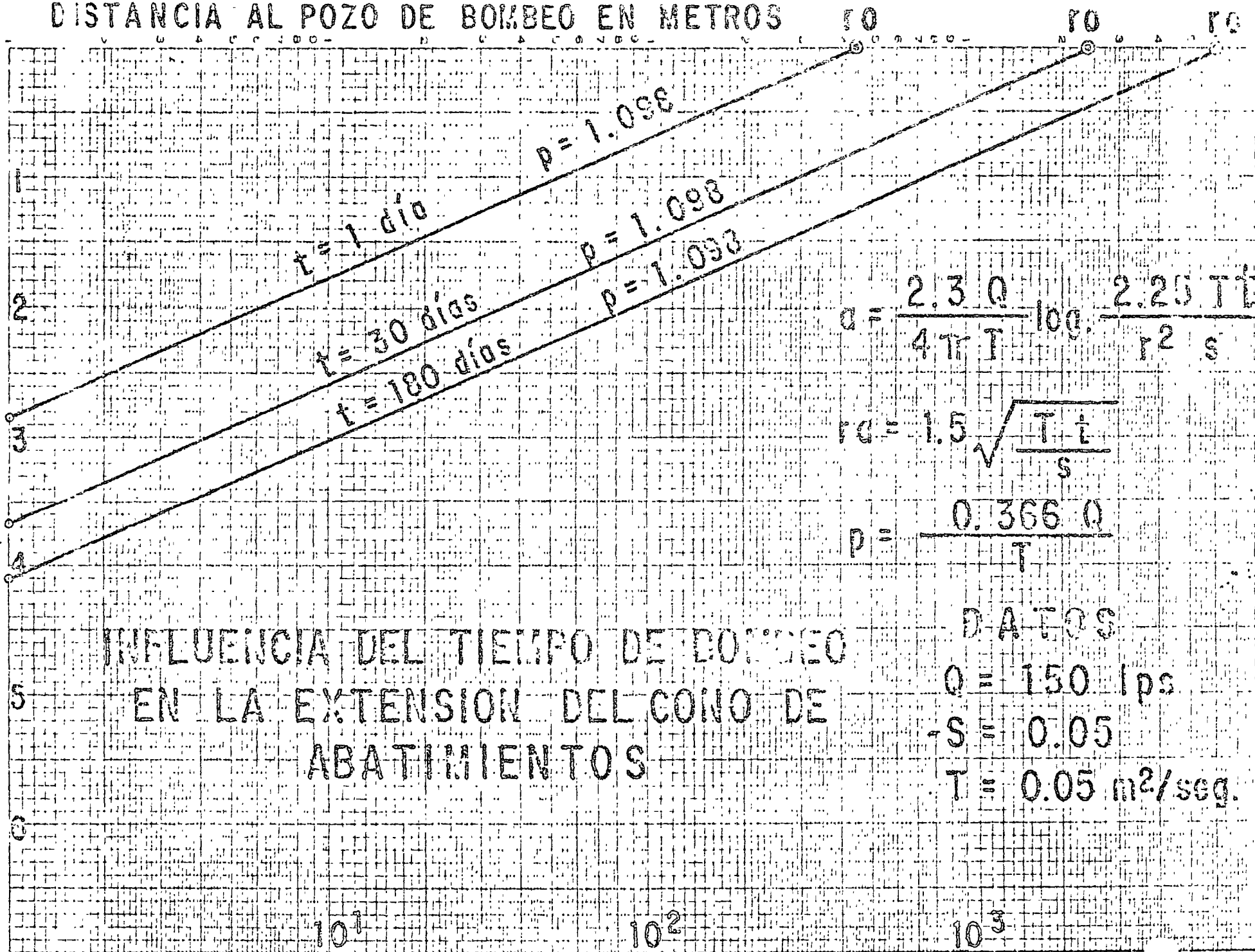
$r = 100 \text{ m}$

INTERPRETACION DE PRUEBA DE BOMBEO POR EL METODO DE JACOB.

100 10¹ 10² 10³

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTO EN METROS



$$a = \frac{2.3 Q}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

$$r_0 = 1.5 \sqrt{\frac{T t}{S}}$$

$$p = \frac{0.366 Q}{T}$$

INFLUENCIA DEL TIEMPO DE BOMBEO
EN LA EXTENSION DEL CONO DE
ABATIMIENTOS

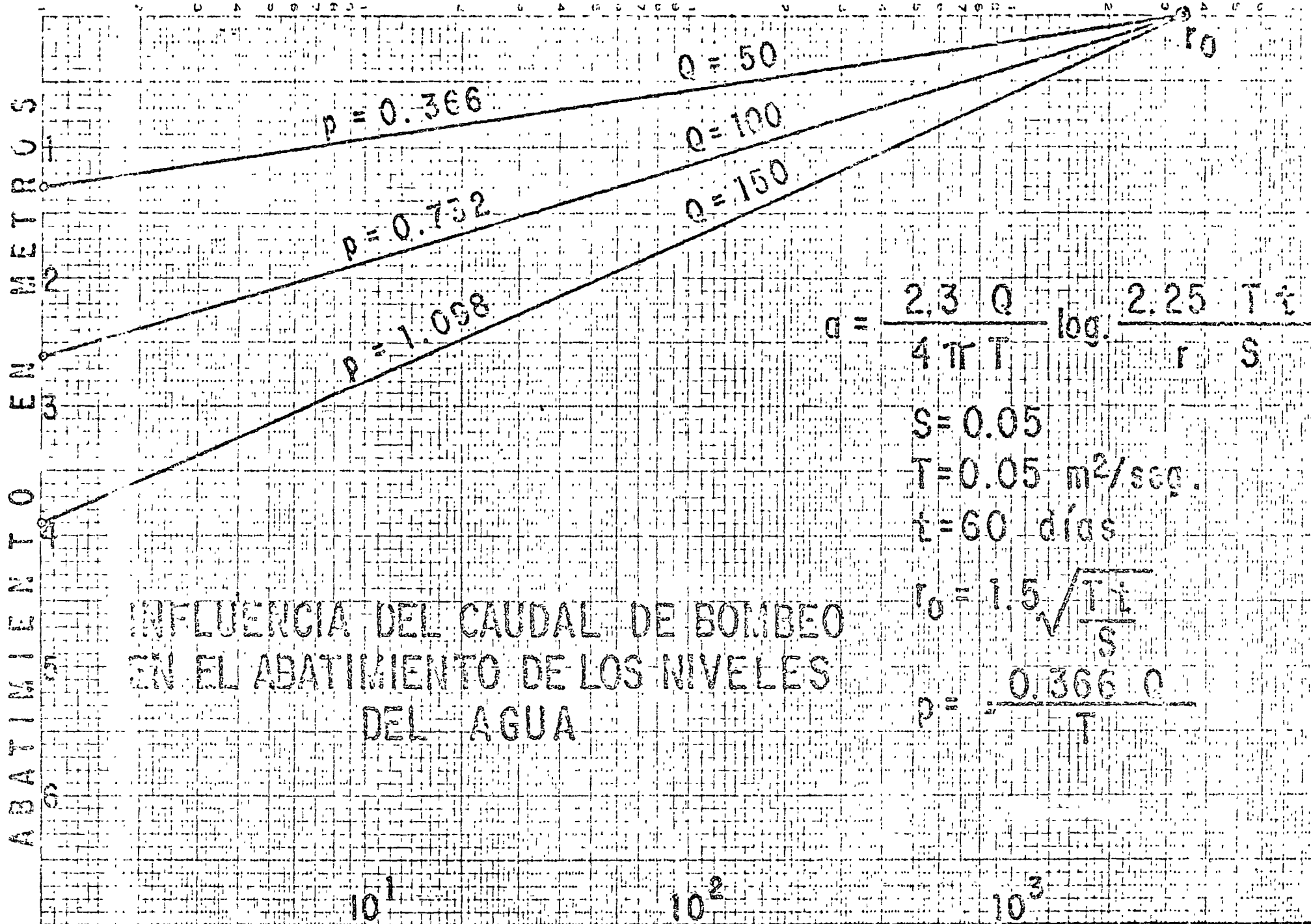
DATOS

$Q = 150 \text{ lps}$

$S = 0.05$

$T = 0.05 \text{ m}^2/\text{seg.}$

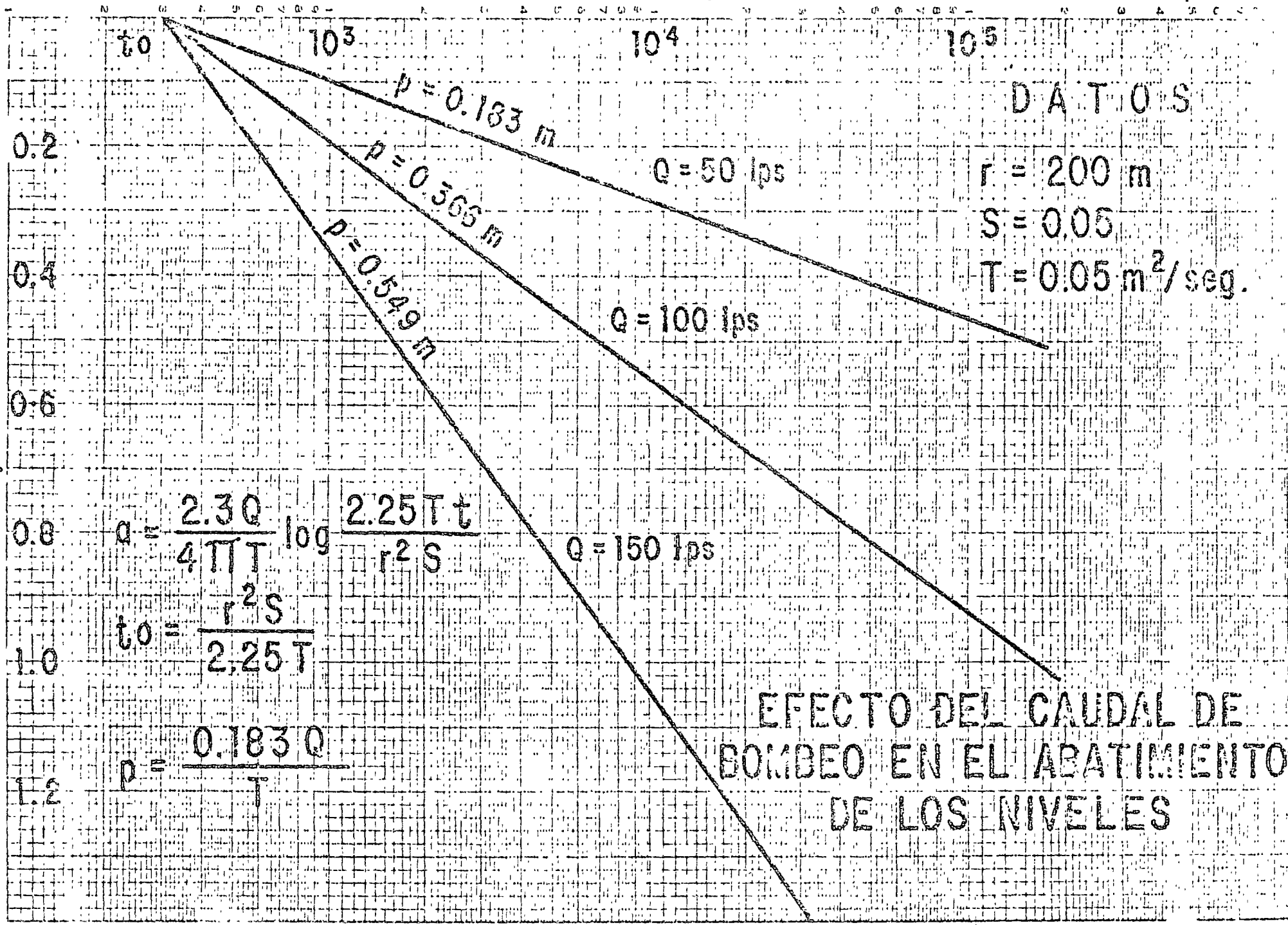
DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS



INFLUENCIA DEL CAUDAL DE BOMBEO
EN EL ABATIMIENTO DE LOS NIVELES
DEL AGUA

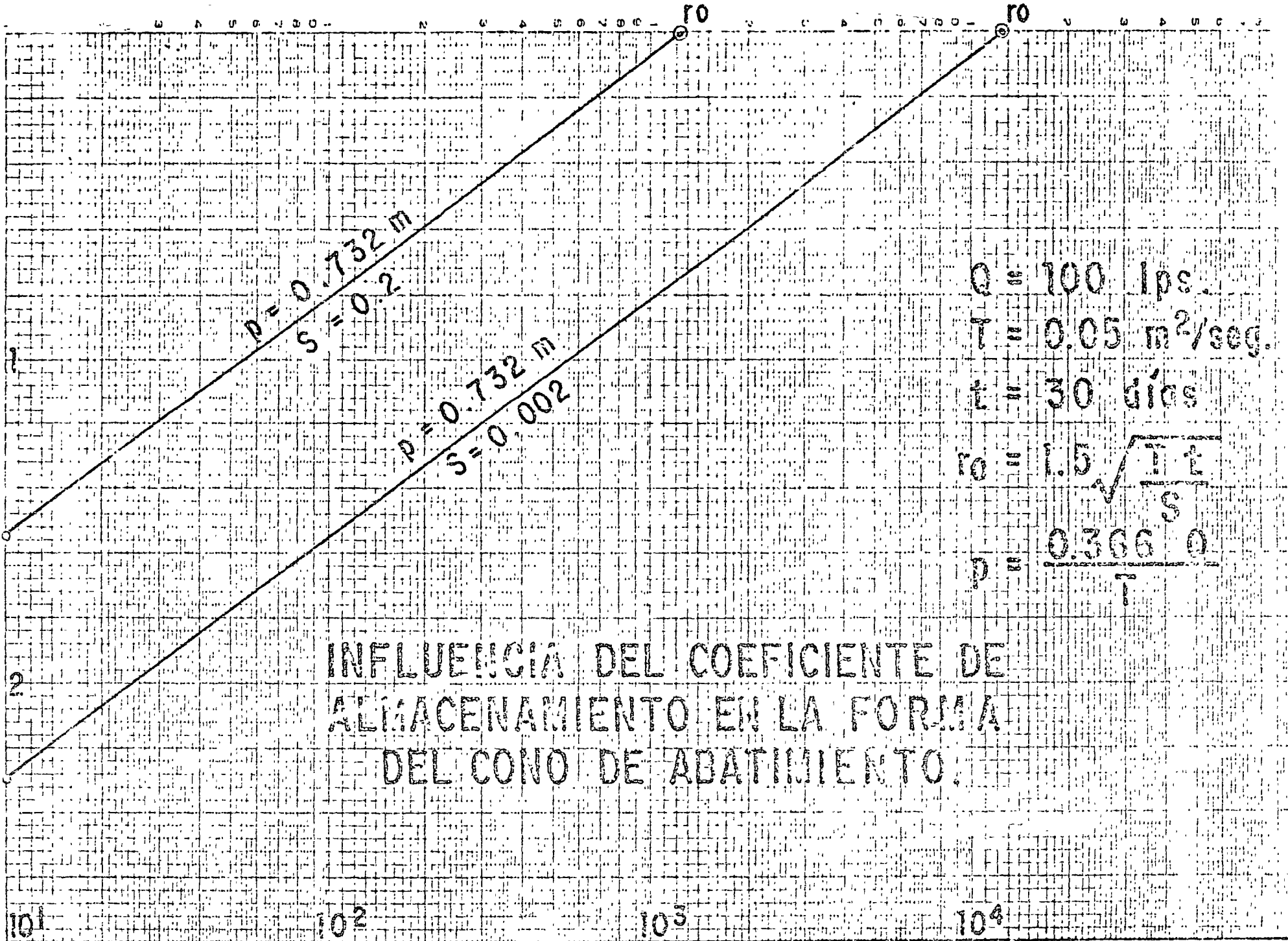
TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

ABATIMIENTO, EN METROS



DISTANCIA AL POZ DE BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTO EN METROS



DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTO EN METROS

$T = 0.2$

$T = 0.02$

$Q = 150 \text{ lps.}$

$S = 0.05$

$t = 30 \text{ días}$

$r_0 = 1.5 \sqrt{\frac{T t}{S}}$

$p = \frac{0.366 Q}{T}$

INFLUENCIA DE LA TRANSMISIBILIDAD EN LA FORMA DEL CONO DE ABATIMIENTOS.

10^1

10^2

10^3

Penetración Parcial.-

Quando un pozo capta sólo una parte del espesor saturado de un acuífero, se le denomina "parcialmente penetrante"

En la porción de acuífero no penetrado por el pozo de bombeo el agua recorre trayectorias de mayor longitud para entrar al cedazo; por consiguiente, las pérdidas de carga en la formación son mayores en este sistema que en el de penetración total. En otras palabras: los abatimientos en un pozo parcialmente penetrante son mayores que los provocados en uno totalmente penetrante, para un mismo caudal de extracción, aumentando el abatimiento conforme disminuye la penetración del pozo.

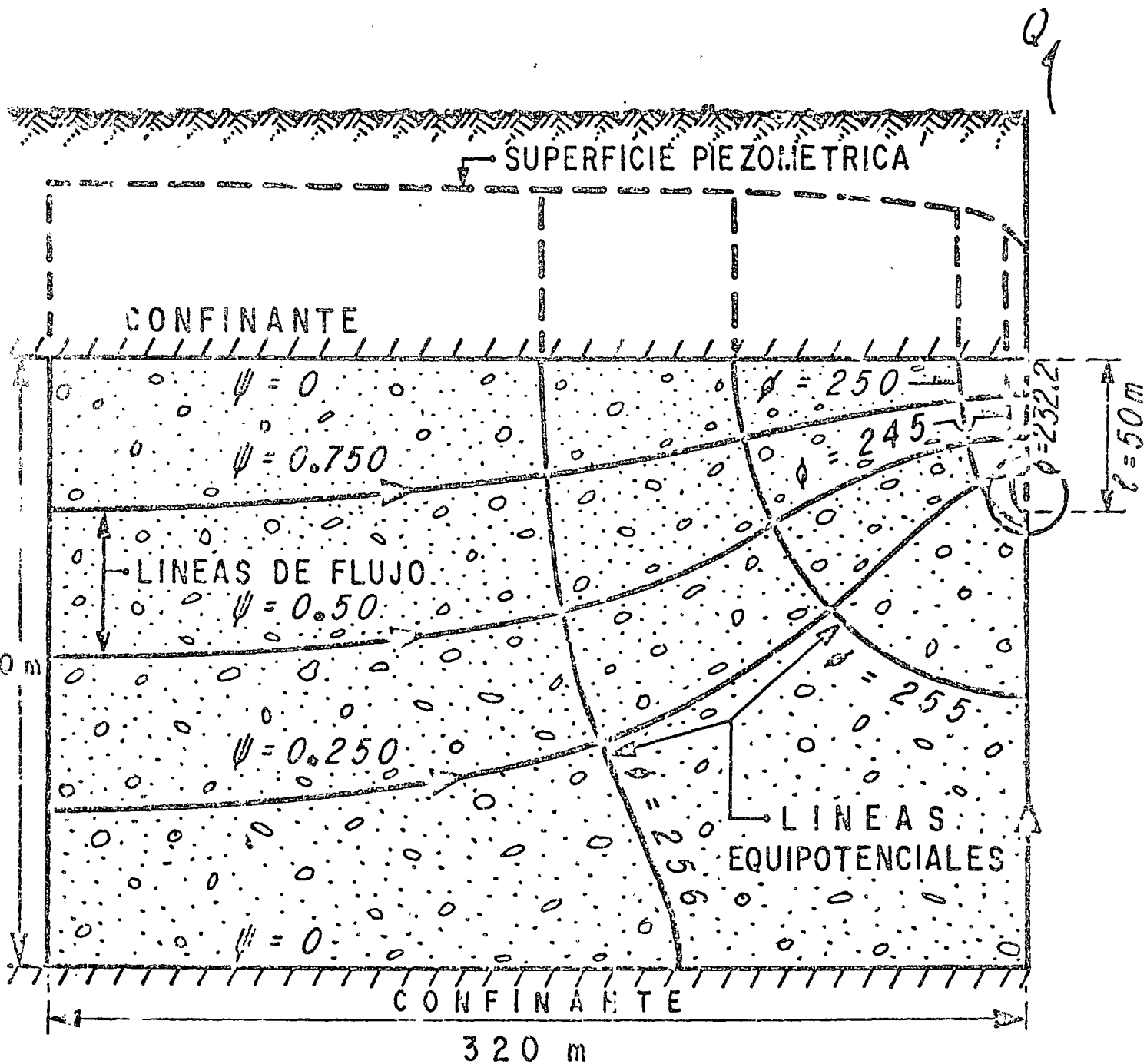
Para dar una idea aproximada de la disminución de la eficiencia hidráulica del pozo causada por la penetración parcial, considérese que si un pozo capta sólo la mitad del espesor saturado de un acuífero, el abatimiento provocado en él será algo menor que el doble del provocado en un pozo totalmente penetrante, para el mismo caudal de bombeo. Si se considera ahora un mismo abatimiento, el caudal que puede proporcionar un pozo es tanto menor cuanto menor es la penetración de su cedazo.

En las proximidades de estos pozos el flujo es tridimensional; por ello, el abatimiento registrado en el pozo de bombeo y en pozos de observación próximos a él, depende, -- entre otros factores, de la longitud y posición de los cedazos. Esto complica la interpretación de las pruebas de bombeo, ya que los abatimientos son función también de las características constructivas de los pozos. Para simplificar la interpretación es conveniente ubicar los pozos de observación a distancias equivalentes al espesor del acuífero, o mayores, para las cuales el efecto de penetración es mínimo o nulo.

El nivel del agua en un pozo de observación situado a tales distancias se comporta como si el pozo de bombeo fuera totalmente penetrante, y la prueba se interpreta en la forma ya indicada; lo mismo puede hacerse cuando el pozo de observación penetra totalmente al acuífero, independientemente de su ubicación con respecto al pozo de bombeo.

Fuera de estos dos casos, la interpretación es bastante laboriosa, pues hay que construir una curva tipo pa-

FLUJO HACIA UN POZO PARCIALMENTE PENETRANTE

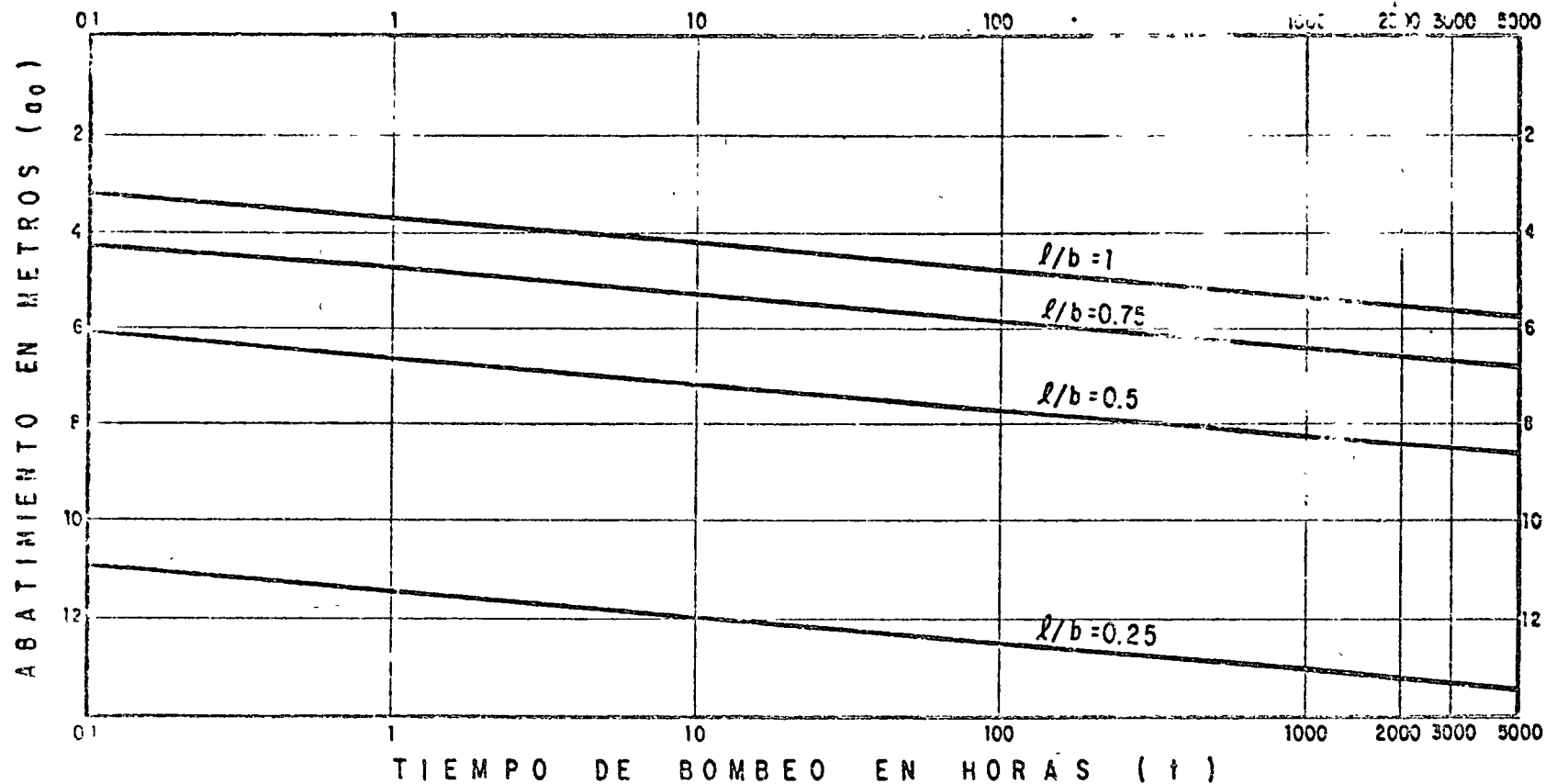


$$Q = 150 \text{ lps}$$

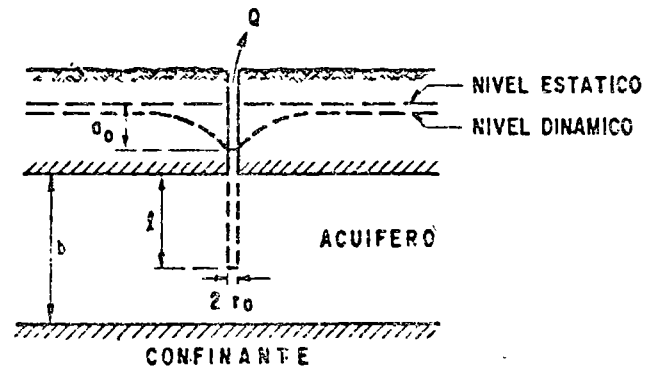
$$t = 2000 \text{ hrs}$$

$$T = 0.02 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = 0.02$$



$Q = 150$ ips.
 $T = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{seg.}$
 $S = 2 \times 10^{-3}$
 $b = 200$ m
 $r_0 = 0.2$ m

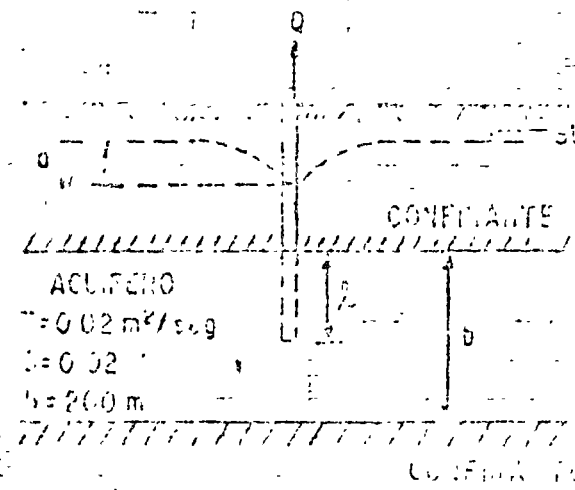


INFLUENCIA DE LA PENETRACION PARCIAL EN EL ABATIMIENTO DEL NIVEL DEL POZO DE BOMBEO
 FIGURA No 18

10
20
30
40
50

CM (AGUJERO EN METROS)

$\beta = 1.00$
 $\beta = 0.75$
 $\beta = 0.5$
 $\beta = 0.25$



TOTAL

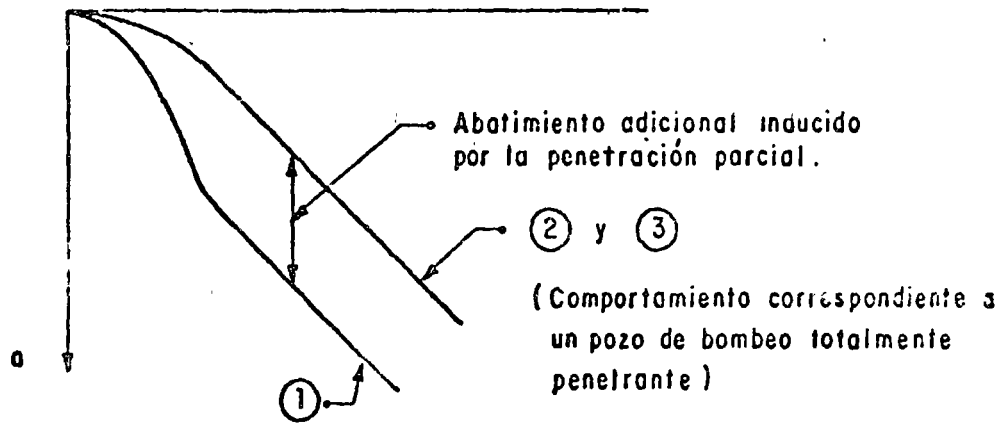
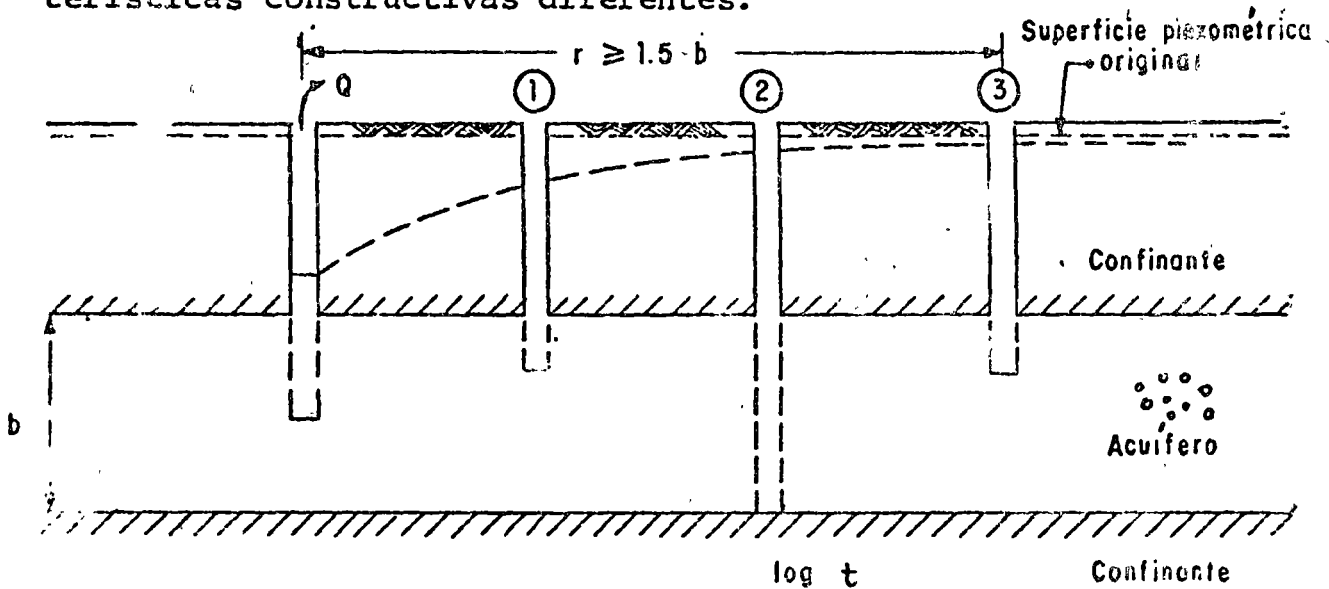
CONFINANTE

ACUÍFERO

CONFINANTE

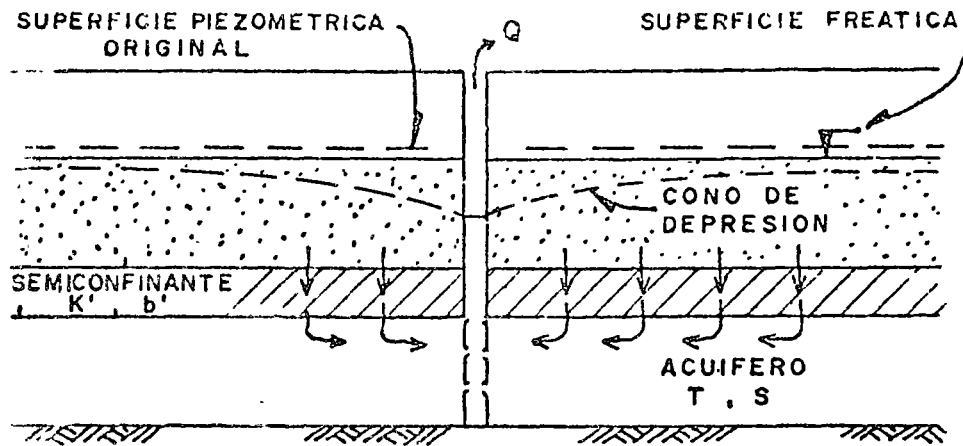
ra las características de los pozos utilizados en la prueba.

En la figura se ilustra el comportamiento del nivel del agua en pozos de observación a distancias y de características constructivas diferentes.



3.3.- POZOS EN ACUIFEROS SEMICONFINADOS.

Probablemente, el acuífero más común en la naturaleza es el de tipo semiconfinado: los rellenos siempre tienen cierta estratificación, alternándose estratos de granulometría variada. Cuando un estrato de material permeable queda limitado verticalmente por materiales, también saturados, de menor permeabilidad, se tiene un acuífero semiconfinado como el ilustrado en la figura



Al bombearse un acuifero de este tipo se provocan abatimientos de sus niveles piezométricos, generándose una diferencia vertical de cargas, que induce el flujo descendente del agua a través del semiconfinante. La cantidad de agua que circula a través de éste es directamente proporcional a la diferencia de cargas entre las superficies freática y piezométrica, e inversamente proporcional a la resistencia hidráulica del mismo estrato.

Puesto que en este sistema sólo una parte del volumen bombeado procede del acuifero, y el resto es aportado por el estrato adyacente al semiconfinante, el abatimiento de los niveles piezométricos es menor que en el caso del acuifero confinado. Como la aportación vertical aumenta con el tiempo, el abatimiento de los niveles piezométricos va decreciendo, hasta que la aportación vertical equilibra el caudal de extracción; y en ese momento, los niveles piezométricos se estabilizan.

La solución correspondiente a este sistema es la siguiente:

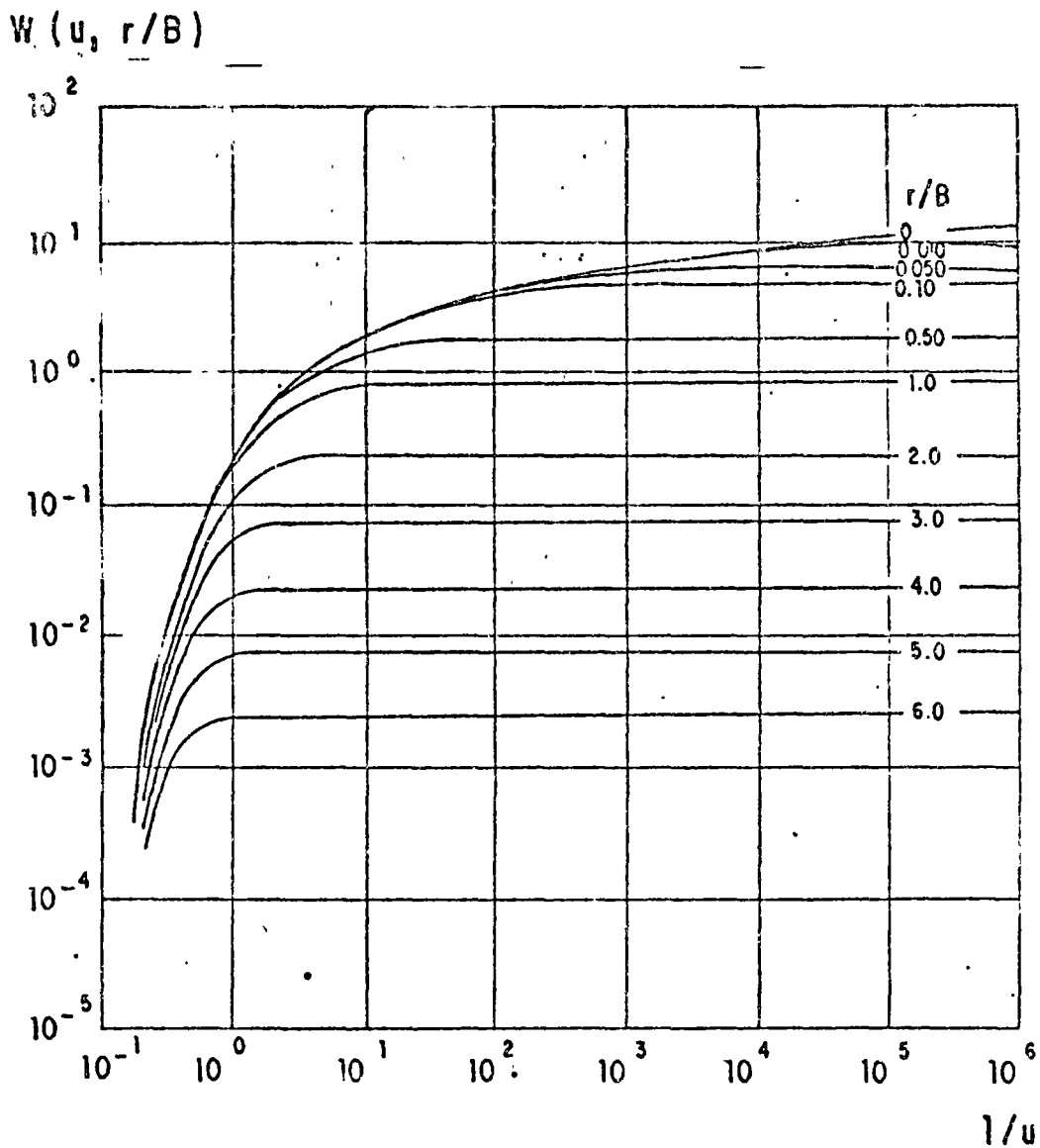
$$q = \frac{Q}{4 \pi r} W(u; r/B)$$

donde:

$$B = \sqrt{T b' / k'}$$

siendo k' y b' la permeabilidad vertical y el espesor del estrato semiconfinante, respectivamente.

Las curvas tipo correspondientes a esta solución se presentan en la figura , en la cual puede apreciarse el comportamiento arriba descrito.



El procedimiento de interpretación de las pruebas en este caso es semejante al seguido en el caso de los -- acuíferos confinados, con la diferencia de que ahora debe buscarse la coincidencia entre la curva de campo y una de las curvas tipo. Lograda la coincidencia, se selecciona un punto de ajuste, y se substituyen los valores de sus coordenadas en las ecuaciones correspondientes, para deducir los parámetros buscados.

3.4.- POZOS EN ACUIFEROS LIBRES.

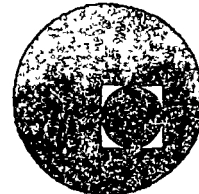
Los acuíferos libres se caracterizan por estar limitados superiormente por una superficie freática; puesto que el espesor saturado del acuífero varía con las fluctuaciones de esta superficie, la transmisibilidad del acuífero es también variable en el área y en el tiempo. Si las fluctuaciones de los niveles son poco significativas con respecto al espesor del acuífero, la transmisibilidad puede suponerse constante, y la interpretación de las pruebas se efectúa como si se tratara de un acuífero confinado. En cambio, si dichas fluctuaciones son importantes -específicamente, mayores del 20% del espesor saturado del acuífero-, los abatimientos medidos se corrigen en la forma siguiente:

$$a_c = a - \frac{a^2}{2b}$$

siendo a_c el abatimiento corregido, y b , el espesor saturado inicial del acuífero. Los abatimientos así corregidos, se interpretan como si se tratara de un acuífero confinado.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA: B O M B A S

PROBLEMAS DE APLICACION.

PROF. ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO.

Marzo, 1978.

TIPO	DIAM	DIAM	DIAM.	ESPEJOR	DIAM INT. AL	AREA SECC.	AREA SECC.	MOMENTO	MODULO DE	RADIO	PESO TUBO	PESO TUBO
	NOM. PLG.	EXTERIOR M.M.	INTERIOR M.M.	PARED M.M.	CUADRADO CM ²	METALICA CM ²	TRANSV INT. CM ²	DE INERCIA CM ⁴	SECCION CM ³	DE GIRO CM.	SIN ROSCA KG/M L	LLENO AGUA KGS/M L.
C E D U L A 4 0	1/8	10.3	6.8	1.73	0.46	0.465	0.363	0.0443	0.0861	0.31	0.357	0.394
	1/4	13.7	9.2	2.24	0.85	0.806	0.665	0.1379	0.2010	0.41	0.625	0.692
	3/8	17.1	12.5	2.31	1.56	1.077	1.228	0.3035	0.3540	0.53	0.848	0.972
	1/2	21.3	15.8	2.77	2.50	1.613	1.960	0.7113	0.6668	0.66	1.265	1.461
	3/4	26.3	20.9	2.87	4.36	2.148	3.431	1.5417	1.1561	0.85	1.682	2.027
	1	33.4	26.6	3.38	7.08	3.187	5.557	3.6354	2.1768	1.07	2.500	3.057
	1 1/4	42.2	35.1	3.56	12.32	4.316	9.289	8.1040	3.8441	1.37	3.378	4.344
	1 1/2	48.3	40.9	3.68	16.73	5.155	13.14	12.8990	5.3456	1.58	4.048	5.361
	2	60.3	52.5	3.91	27.50	6.936	21.65	27.7210	9.1906	2.00	5.432	7.596
	2 1/2	73.0	62.7	5.16	39.31	10.994	30.88	63.6834	17.44	2.41	8.616	11.701
	3	88.9	77.9	5.49	60.68	14.374	47.66	125.5770	28.25	2.96	11.280	16.044
	3 1/2	101.6	90.1	5.74	81.18	17.290	63.76	199.29	39.23	3.40	13.557	19.937
	4	114.3	102.3	6.02	104.65	20.471	82.19	301.06	52.68	3.84	16.057	24.266
	5	141.3	128.2	6.55	164.35	27.768	129.08	631.01	89.31	4.77	21.757	34.665
	6	168.3	154.1	7.11	237.47	36.026	186.51	1171.28	139.21	5.70	28.230	46.862
	8	219.1	202.7	8.18	410.87	54.168	322.70	3017.26	275.45	7.47	38.022	70.285
	10	273.1	254.5	9.27	647.70	76.774	508.71	6688.84	489.94	9.33	60.241	111.077
	12	323.9	303.2	10.31	919.32	101.742	722.02	12499.43	771.93	11.08	79.661	151.937
	14	355.6	333.4	11.10	1111.56	120.065	873.02	17860.49	1004.53	12.20	94.305	181.571
	16	406.4	381.1	12.70	1452.37	157.097	1140.69	30463.98	1499.21	13.93	123.175	237.138
	18	457.2	428.7	14.27	1837.84	198.646	1443.44	48782.32	2133.96	15.67	155.885	300.132
	20	508.0	477.9	15.06	2283.88	233.226	1793.76	70884.21	2790.72	17.43	182.910	362.174
	24	609.6	574.7	17.45	3302.80	324.582	2594.02	142517.64	4675.78	20.95	254.728	514.010
	C E D U L A 8 0	1/8	10.3	5.5	2.41	0.30	0.600	0.23	0.0506	0.0984	0.29	0.461
1/4		13.7	7.7	3.02	0.59	1.013	0.46	0.1568	0.2286	0.39	0.804	0.850
3/8		17.1	10.7	3.20	1.15	1.400	0.91	0.3588	0.4185	0.51	1.101	1.192
1/2		21.3	13.9	3.73	1.92	2.065	1.51	0.8358	0.7835	0.64	1.622	1.773
3/4		26.7	18.8	3.91	3.55	2.794	2.79	1.8643	1.3981	0.82	2.188	2.467
1		33.4	24.3	4.55	5.91	4.123	4.64	4.3954	2.6319	1.03	3.229	3.692
1 1/4		42.2	32.5	4.85	10.54	5.684	8.28	10.0645	4.7740	1.33	4.464	5.290
1 1/2		48.3	38.1	5.08	14.52	6.890	11.40	16.2830	6.7480	1.54	5.402	6.540
2		60.3	49.3	5.54	24.26	9.529	19.05	36.1247	11.98	1.95	7.471	9.374
2 1/2		73.0	59.0	7.01	34.81	14.542	27.34	80.0829	21.93	2.35	11.399	14.128
3		88.9	73.7	7.62	54.26	19.458	42.61	162.08	36.46	2.89	15.254	19.509
3 1/2		101.6	85.4	8.08	73.03	23.729	57.36	261.39	51.46	3.34	18.617	24.342
4		114.3	97.2	8.56	94.45	28.432	74.19	400.00	69.99	3.75	22.293	29.968
5		141.3	124.8	9.53	149.42	39.432	117.36	860.35	121.78	4.67	30.924	42.643
6		168.3	146.3	10.97	214.13	54.226	168.19	1685.32	200.31	5.57	42.517	59.318
8		219.1	193.7	12.70	375.10	82.323	294.58	4399.57	401.65	7.31	64.571	94.022
10		273.1	242.9	15.06	590.13	122.065	463.49	10189.35	746.34	9.14	95.733	142.059
12		323.9	289.0	17.45	834.91	167.936	655.74	19775.16	1221.25	10.85	131.717	197.256
14		355.6	317.5	19.05	1008.07	201.420	791.74	28607.59	1608.98	11.92	157.938	237.078
16		406.4	363.6	21.41	1321.87	258.968	1038.20	48116.35	2367.93	13.63	203.074	306.843
18		457.2	409.6	23.80	1677.75	324.065	1317.68	76295.22	3337.50	15.35	254.103	385.805
20		508.0	455.6	26.19	2075.94	396.388	1630.46	115379.35	4542.49	17.06	310.832	473.800
24		609.6	547.7	30.94	3000.07	562.589	2356.26	236086.47	7745.62	20.49	441.031	676.547

S A C M A G
 CONSULTORES
 MEXICO
 DIMENSIONES Y PROPIEDADES
 DE TUBOS DE ACERO
 ESPECIFICACION ASA-B36.10
 ASTM-A-53 TIPO EYS GRADO B
 N O R M A
 5101
 O
 REV

DIMENSIONES Y PESOS TEORICOS DEL TUBO DE COBRE

DIAMETROS NOMINALES		Diam. Exterior mm (1)	Superficie Exterior m ² /m	T I P O K			T I P O L			T I P O M		
Pulg Amer.	m m. metrico			Espesor mm	Diám Inter mm	Peso Teór. Kg/m (2)	Espesor mm	Diám. Inter. mm	Peso Teór. Kg/m (2)	Espesor mm	Diám. Inter. mm	Peso Teór. Kg/m (2)
1/8	3	6.350	0.0199	0.813	4.724	0.126	0.635	5.080	0.102	0.635	5.008	0.012
1/4	6	9.525	0.0299	0.813	7.899	0.199	0.762	8.001	0.188	0.635	8.255	0.159
3/8	10	12.700	0.0399	1.245	10.210	0.400	0.889	10.922	0.925	0.635	11.430	0.215
1/2	13	15.875	0.0499	1.245	13.385	0.511	1.016	13.843	0.424	0.711	14.453	0.303
5/8	16	19.050	0.0598	1.245	16.560	0.622	1.067	16.916	0.539	0.762	17.526	0.391
3/4	20	22.225	0.0698	1.651	18.923	0.954	1.143	19.939	0.677	0.813	20.599	0.489
1	25	28.575	0.0898	1.651	25.273	1.248	1.270	26.035	0.974	0.889	26.797	0.691
1 1/4	32	34.925	0.1097	1.651	31.623	1.543	1.397	32.131	1.316	1.967	32.791	1.014
1 1/2	40	41.275	0.1297	1.829	37.617	2.026	1.524	38.227	1.701	1.245	38.785	1.399
2	50	53.975	0.1696	2.108	49.759	3.071	1.778	50.419	2.607	1.473	51.029	2.172
2 1/2	60	66.675	0.2095	2.413	61.849	4.355	2.032	62.611	3.689	1.651	63.373	3.015
3	80	79.375	0.2494	2.769	73.837	5.957	2.286	74.803	4.949	1.829	75.717	3.983
3 1/2	90	92.075	0.2893	3.048	85.979	7.621	2.540	86.995	6.387	2.108	87.859	5.327
4	100	104.775	0.3292	3.404	97.967	9.690	2.794	99.187	8.003	2.413	99.949	6.937
5	125	130.175	0.4090	4.064	122.047	14.394	3.175	123.825	11.325	2.769	124.637	9.907
6	150	155.575	0.4888	4.877	145.821	20.641	3.556	148.463	15.183	3.099	149.377	13.207
8	200	206.375	0.6483	6.883	192.609	38.567	5.080	196.215	28.720	4.318	197.739	24.504
10	250	257.175	0.8079	8.585	240.005	59.941	6.350	244.475	44.733	5.385	246.405	38.080
12	300	307.975	0.9675	10.287	287.401	86.008	7.112	293.751	60.096	6.452	295.071	54.636

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

TUBO DE COBRE

HOJA
5103
N O R M A
REV

DIAMETRO INTERIOR		A-5						A-7						A-10						A-14					
		DIAMETRO EXTERIOR		PESO				DIAMETRO EXTERIOR		PESO				DIAMETRO EXTERIOR		PESO				DIAMETRO EXTERIOR		PESO			
PULGADAS	MILIMETROS	TORNEADO EN MM. d _e	EN BRUTO EN MM. d _b	TUBO KG/M.L.	COPE KG.	JUEGO DE 3 ANILLOS KG.	TUBO CON JUNTA KGS./M.L.	TORNEADO EN MM. d _e	EN BRUTO EN MM. d _b	TUBO KG/M.L.	COPE KG.	JUEGO DE 3 ANILLOS KG.	TUBO CON JUNTA KGS/M.L.	TORNEADO EN MM. d _e	EN BRUTO EN MM. d _b	TUBO KG/M.L.	COPE KG.	JUEGO DE 3 ANILLOS KG.	TUBO CON JUNTA KGS/M.L.	TORNEADO EN MM. d _e	EN BRUTO EN MM. d _b	TUBO KG/M.L.	COPE KG.	JUEGO DE 3 ANILLOS KG.	TUBO CON JUNTA KGS./M.L.
3	73	81	95	4.30	200	0.15	485	93	97	5.20	2.20	0.15	5.78	97	101	6.60	2.60	0.15	7.27	105	109	9.40	3.50	0.15	10.25
4	100	116	122	6.90	260	0.24	756	120	124	7.60	2.80	0.24	8.40	124	128	9.30	3.30	0.24	10.20	132	137	13.10	4.40	0.24	14.22
6	180	172	176	12.00	410	0.30	1312	174	178	13.80	4.40	0.30	14.68	176	182	16.00	5.00	0.30	17.30	190	194	23.90	6.70	0.30	25.94
8	200	224	229	18.00	550	0.38	1948	226	231	19.00	5.90	0.38	20.56	232	237	24.00	7.00	0.38	25.78	246	251	36.60	10.50	0.38	38.00
10	250	278	283	26.00	750	0.53	2803	284	289	31.00	9.00	0.53	33.33	288	303	46.00	12.80	0.53	48.05	310	315	58.30	15.50	0.53	62.43
12	300	332	337	35.00	950	0.60	3750	338	343	42.00	11.50	0.60	44.60	354	359	61.00	16.00	0.60	64.80	368	373	76.30	20.50	0.60	84.25
14	350	388	393	38.80	1340	0.90	4330	395	401	49.00	16.20	0.90	53.14	414	419	71.30	22.50	0.90	76.70	430	435	109.00	27.80	0.90	115.46
16	400	442	447	51.00	1550	1.05	6518	450	455	74.00	18.50	1.05	78.75	470	475	105.00	26.00	1.05	111.25	480	485	153.40	34.20	1.05	147.29
18	450	496	502	55.50	20.80	1.20	7086	508	512	83.00	25.40	1.20	94.26	526	532	120.30	34.50	1.20	128.40	552	558	177.50	42.90	1.20	187.28
20	500	552	558	95.00	23.00	1.35	100.95	562	568	115.00	29.00	1.35	121.95	580	592	160.00	40.00	1.35	168.35	614	620	221.50	54.50	1.35	233.75
24	600	658	664	127.00	30.00	2.25	105.25	668	674	150.00	36.00	2.25	159.45	696	702	215.00	50.00	2.25	225.25	730	736	305.00	70.70	2.25	321.39
30	750	816	822	178.00	51.00	4.50	192.70	830	836	218.00	62.00	4.50	234.90												
36	900	980	986	265.00	60.20	5.25	282.25	1000	1006	332.00	74.40	8.25	382.13												

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

PESO Y DIMENSIONES DE
TUBERIA CON JUNTA BIFLEX
ASBESTO-CEMENTO

N O R M A
5 1 1 5
HOJA 1 DE 1
REV.

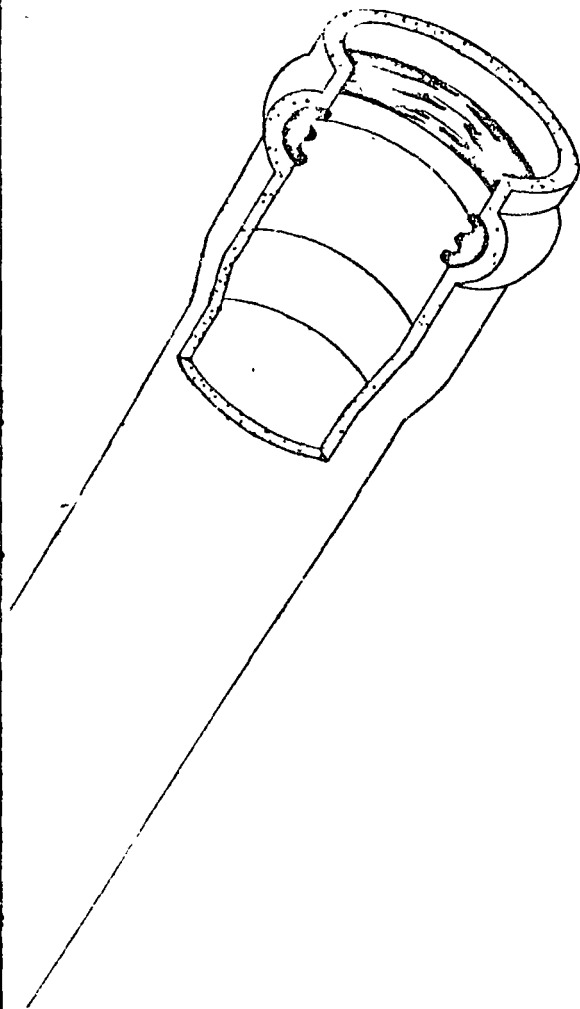
P R E S I O N E S

CLASE DE LA TUBERIA	DE TRABAJO		D E P R U E B A			
			E N F A B R I C A		E N O B R A	
	KGS /CM 2	LBS. /PG.2	KGS./CM2	LBS /PG.2	KGS./CM.2	LBS./PG 2
A - 5	5	7 5	1 7 . 5	2 5 0	8 . 5	1 2 5
A - 7	7	1 0 0	2 4 5	3 5 0	1 0 . 5	1 5 0
A - 10	10	1 5 0	3 5 . 0	5 0 0	1 3 . 5	2 0 0
A - 14	14	2 0 0	4 9 . 0	7 0 0	1 7 . 5	2 5 0

P R U E B A D E I M P E R M E A B I L I D A D

P R E S I O N D E P R U E B A		FUGAS PERMISIBLES EN LTS. POR CM. DE DIAMETRO POR KM. DE TUBERIA POR HORA
K G S / C M . 2	L B S . / P G . 2	
1 0 . 5	1 5 0	3 . 8 7 5
8 . 5	1 2 5	3 . 5 4 2
7 . 0	1 0 0	3 . 1 6 6
5 . 0	7 5	2 . 7 0 8
3 . 5	5 0	2 . 2 5 0

tubo P.V.C. HIDRAULICA con campana integral "Anger"



diámetro mm.	nominal pulg.	rd	diámetro exterior mm.	espesor
25	1	26	32.3	1.5
32	1 1/4	26	42.2	1.6
38	1 1/2	26	48.3	1.9
50	2	26	60.3	2.3
60	2 1/2	26	73.0	2.8
60	2 1/2	32.5	73.0	2.2
75	3	26	88.9	3.4
75	3	32.5	88.9	2.7
90	3 1/2	41	101.6	2.5
100	4	26	114.3	4.4
100	4	41	114.3	2.8
125	5	41	141.3	3.5
150	6	26	168.3	6.5
150	6	41	168.3	4.1
200	8	26	219.1	8.4
200	8	41	219.1	5.3

presión de trabajo a 23° C		
RD-26	11.2	kg/cm ²
RD-32.5	9.0	kg/cm ²
RD-41	7.1	kg/cm ²

longitud util de suministro 6. M. L.

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

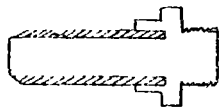
DIMENSIONES Y PRESIONES
EN TUBERIAS. DE P.V.C.

N O R M A REV

5 1 2 0

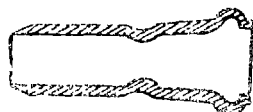
HOJA DE

adaptador espiga



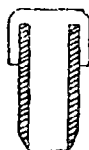
diámetro	
mm	pulg.
25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4

adaptador ac/pvc



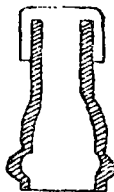
50	2
60	2 1/2
75	3
100	4

tapón espiga



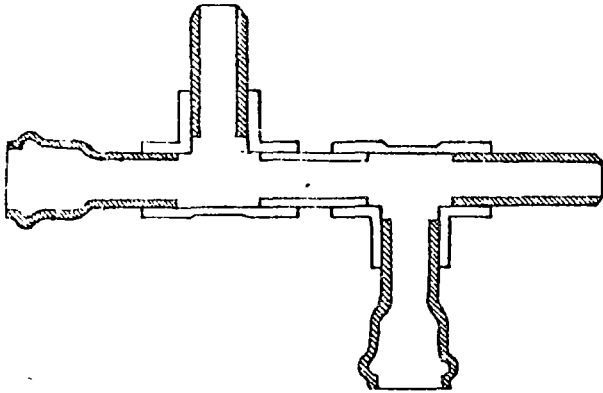
25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
125	5
150	6

tapón campana



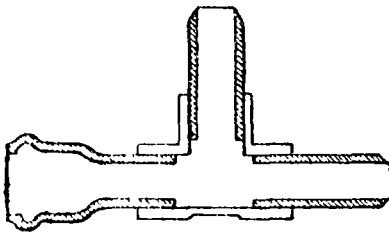
25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
125	5
150	6

CRUZ



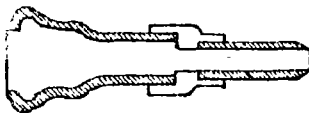
mm.	diametro	pulg.
25 X 25	1 X 1	
38 X 25	1 1/2 X 1	
38 X 38	1 1/2 X 1 1/2	
60 X 38	2 X 1 1/2	
50 X 50	2 X 2	
60 X 50	2 1/2 X 2	
50 X 60	2 1/2 X 2 1/2	
75 X 50	3 X 2	
75 X 60	3 X 2 1/2	
75 X 75	3 X 3	
90 X 60	3 1/2 X 2	
90 X 60	3 1/2 X 2 1/2	
90 X 75	3 1/2 X 3	
90 X 90	3 1/2 X 3 1/2	
100 X 50	4 X 2	
100 X 60	4 X 2 1/2	
100 X 75	4 X 3	
100 X 90	4 X 3 1/2	
100 X 100	4 X 4	

te



mm.	diametro	pulg.
25 X 25	1 X 1	
32 X 32	1 1/4 X 1 1/4	
38 X 25	1 1/2 X 1	
38 X 38	1 1/2 X 1 1/2	
50 X 38	2 X 1 1/2	
50 X 50	2 X 2	
60 X 50	2 1/2 X 2	
60 X 60	2 1/2 X 2 1/2	
75 X 50	3 X 2	
75 X 60	3 X 2 1/2	
75 X 75	3 X 3	
90 X 50	3 1/2 X 2	
90 X 60	3 1/2 X 2 1/2	
90 X 75	3 1/2 X 3	
90 X 90	3 1/2 X 3 1/2	
100 X 50	4 X 2	
100 X 60	4 X 2 1/2	
100 X 75	4 X 3	
100 X 90	4 X 3 1/2	
100 X 100	4 X 4	

reducción campana



mm.	diametro	pulg.
32 X 25	1 1/4 X 1	
38 X 25	1 1/2 X 1	
38 X 32	1 1/2 X 1 1/4	
50 X 38	3 X 2	
60 X 50	2 1/2 X 2	
75 X 50	3 X 2	
75 X 60	3 X 2 1/2	
90 X 50	3 1/2 X 2	
90 X 60	3 1/2 X 2 1/2	
90 X 75	3 1/2 X 3	
100 X 50	4 X 2	
100 X 60	4 X 2 1/2	
100 X 75	4 X 3	
100 X 90	4 X 3 1/2	
125 X 100	5 X 4	
150 X 100	6 X 4	
150 X 125	6 X 5	

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

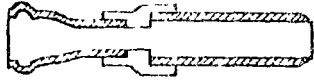
PIEZAS DE PVC

N O R M A REV

5121

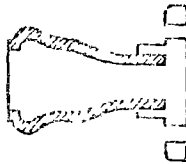
HOJA 2 DE 5

reducción espiga



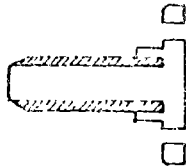
diámetro	
mm.	pulg.
32 x 25	1 1/4 x 1
58 x 25	1 1/2 x 1
38 x 32	1 1/2 x 1 1/4
50 x 38	2 x 1 1/2
60 x 50	2 1/2 x 2
75 x 50	3 x 2
75 x 60	3 x 2 1/2
90 x 50	3 1/2 x 2
90 x 60	3 1/2 x 2 1/2
90 x 75	3 1/2 x 3
100 x 50	4 x 2
100 x 60	4 x 2 1/2
100 x 75	4 x 3
100 x 90	4 x 3 1/2
125 x 100	5 x 4
150 x 100	6 x 4
150 x 125	6 x 5

extremidad campana



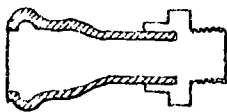
25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
125	5
150	6
200	8

extremidad espiga



25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
125	5
150	6
200	8

adaptador campana



25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

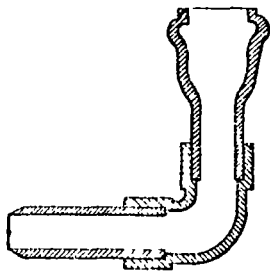
PIEZAS DE PVC

N O R M A R E V

5121

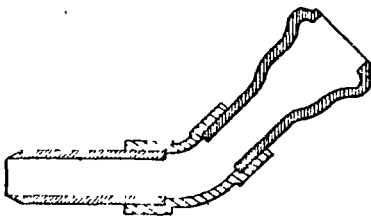
HOJA 3 DE 5

codo 90°



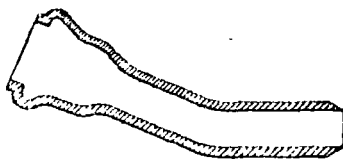
Diámetro	
mm.	pulg.
25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
125	5
150	6

codo 45°



Diámetro	
mm.	pulg.
25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
125	5
150	6

codo 22°



Diámetro	
mm.	pulg.
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
125	5
150	6

SACMAG
CONSULTORES
MEXICO

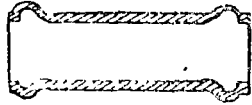
PIEZAS DE PVC

NORMA REV.

5121

HOJA 4 DE 5

cople de reparación



diámetro	
mm.	pulg.
25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
25	5
150	6
200	8

anillos



25	1
32	1 1/4
38	1 1/2
50	2
60	2 1/2
75	3
90	3 1/2
100	4
125	5
150	6
200	8

SACMAG
CONSULTORES
MEXICO

PIEZAS DE PVC

N O R M A REV

5121

HOJA 5 DE 5

SIGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES

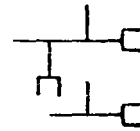
Válvula reductora de presión	
Válvula de altitud	
Valvula aliviadora de presión	
Válvula para expulsión de aire	
Válvula de flotador	
Válvula de retención (check) de fofo con brida	
Válvula de seccionamiento de fofo con brida	
Cruz de fofo con brida	
Te de fofo con brida	
Codo de 90° de fofo con brida	
Codo de 45° de fofo con brida	
Codo de 22°30' de fofo con brida	
Reducción de fofo con brida	
Carrete de fofo con brida (corto y largo)	
Extremidad de fofo con brida	
Tapa con cuerda	
Tapa ciega de fofo	
Junta Gibault	

PIEZAS ESPECIALES G.P.B.

Válvula Valflex J J. (con 2 juntas universales G P B)	
Válvula Valflex B J (con una brida y una junta universal)	
Válvula reducción Valflex B J (con una brida y una junta universal)	
Junta Universal G P B.	
Terminal G P B.	
Reduccion G P B - B B (con 2 bridas planas)	
Reducción G P B - B J. (con una brida y una junta universal)	

NOTAS: Los signos convencionales para piezas de extremos lisos o con cuerda, serán los mismos pero sin dibujar el patín que indica la brida - Estas piezas se emplearán en forma eventual ya que corresponden a tuberías con diámetros menores a 60 mm (2 1/2"Ø)

CRUZ



CE



EXTREMIDAD CAMPANA



EXTREMIDAD ESPIGA



REDUCCION CAMPANA



REDUCCION ESPIGA



COLLE DOBLE



ADAPTADOR CAMPANA



ADAPTADOR ESPIGA



TAPON CAMPANA



TAPON ESPIGA



CODO DE 90°




CODO DE 45°




CODO DE 22° 30'



Notas: 1- El signo  que tienen indicado las piezas de Cloruro de Polivinilo (PVC) representa la campana o acoplamiento con anillo de hule

2- Las piezas de PVC, se fabrican para diametros de 38,50,60,75 y 100mm de Ø y algunas hasta 150mm de Ø

3- El signo  significa rosca

SACMAG
CONSULTORES
MEXICO

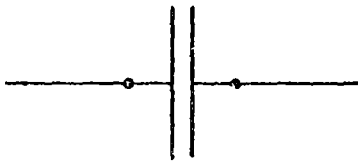
SIGNOS CONVENCIONALES
PARA P. V. C.

N	C	R	M	A	REV
5403					
HOJA			DE		

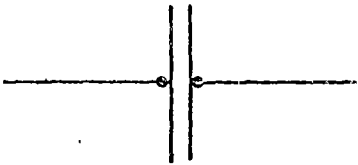
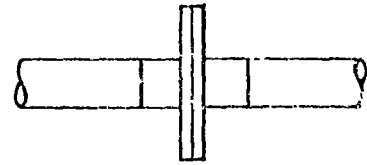
B R I D A S

U N I F I L A R

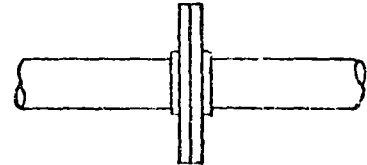
L I N E A D O B L E



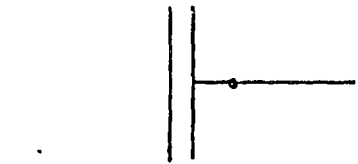
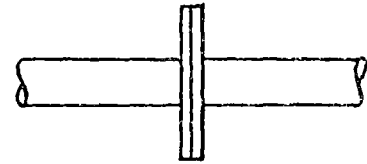
CUELLO SOLDABLE



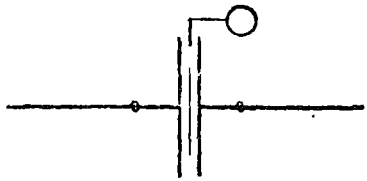
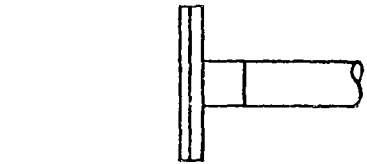
DEZLIZABLE



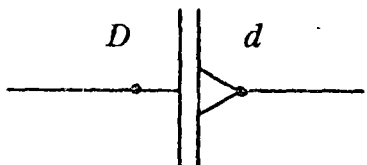
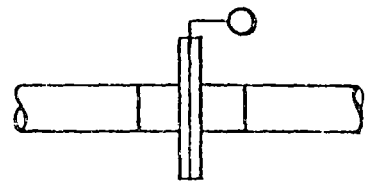
ROSCADA



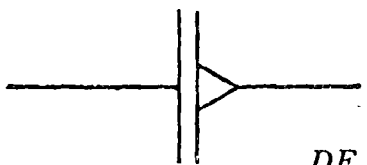
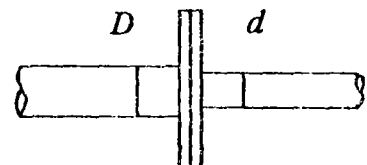
CIEGA



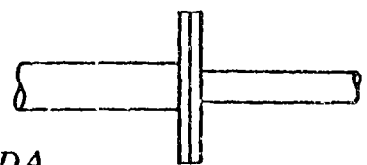
DE ORIFICIO



DE REDUCCION SOLDABLE



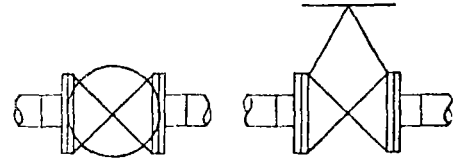
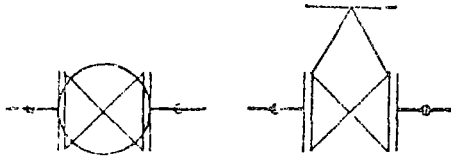
DE REDUCCION ROSCADA



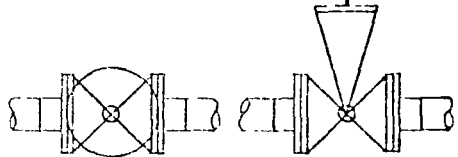
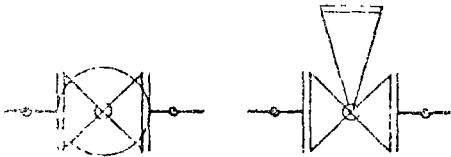
V A L V U L A S

U N I F I L A R

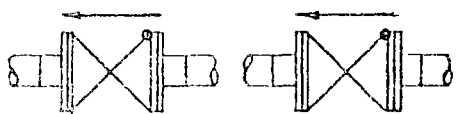
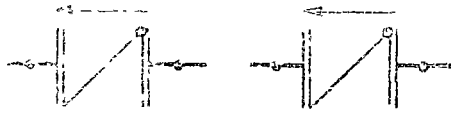
L I N E A D O B L E



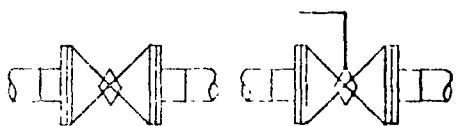
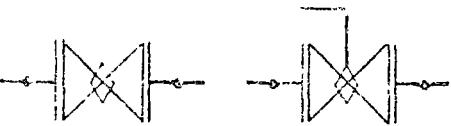
COMPUERTA



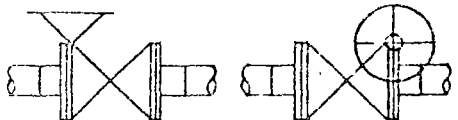
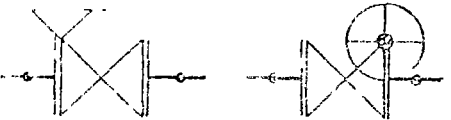
GLOBO



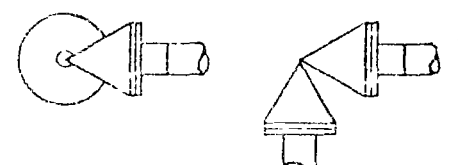
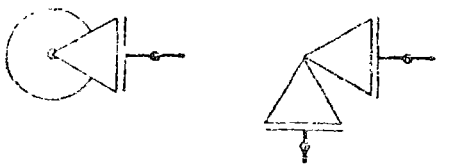
CHEKC



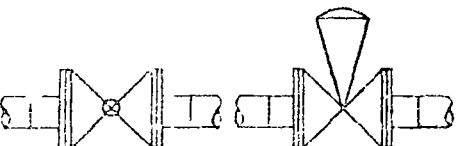
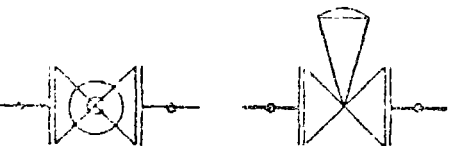
MACHO
(operada con llave sencilla)



MACHO
(operada con engrane sencillo)



DE RELEVO



DE CONTROL

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

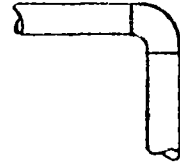
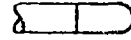
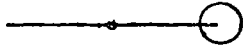
VALVULAS
" Simbología "

N O R M A		REV
5 6 0 2		0
HOJA	DE	

CONEXIONES SOLDABLES

UNIFILAR

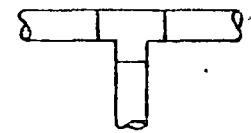
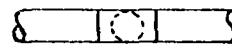
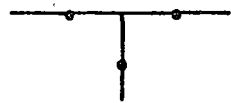
DOBLE LINEA



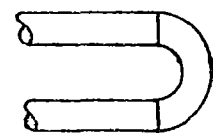
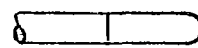
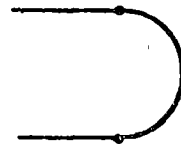
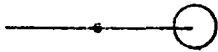
CODO DE 90° ESTANDAR



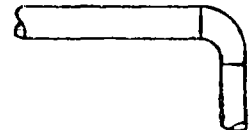
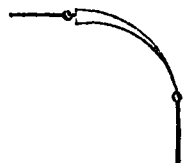
CODO 45°



TEE



CODO EN "U" 0-180°



CODO DE REDUCCION

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

CONEXIONES SOLDABLES
Simbología

N O R M A REV.

5603

0

HOJA DE

A

B

C

D

E

F

	AGUAS NEGRAS
	AGUAS PLUVIALES
	VENTILACION
	AGUA FRIA
	AGUA CALIENTE
	RETORNO AGUA CALIENTE
	LINEA CONTRA INCENDIO
LAS LINEAS DE OTROS FLUIDOS SERA A LINEA LLENA CON LAS INICIALES CORRESPONDIENTES. EJEMPLO.	
	AIRE COMPRIMIDO
	GAS
	SUMINISTROS MUNICIPALES
	DRENAJE
	CODO DE 90°
	CODO DE 45°
	CODO SUBIENDO O BAJANDO (DEBE ACLARARCE EN PLANOS)
	CODO DE RADIO LARGO
	"T"
	SUBE o BAJA "T" (ACLARAR EN PLANO)
	CRUZ
	REDUCCION
	REDUCCION EXCENTRICA
	CONEXION "Y" O LATERAL
	CRUCERO EN ARCO
	JUNTA CON COPLE

	JUNTA BRIDADA
	JUNTA ATORNILLADA
	JUNTA SOLDADA
	JUNTA CON ESTAÑO Y SOPLETE
	BRIDA CON JUNTA DE EXP.
	BRIDA DE REDUCCION
	UNION
	VALVULA DE COMPUERTA
	VALVULA DE GLOBO
	VALVULA DE RETENCION
	VALVULA DE PASO
	VALVULA DE SEGURIDAD
	VALVULA DE CIERRE RAPIDO
	VALVULA DE FLOTADOR
	VALVULA OPERADA CON MOTOR
	VALVULA DE MANGUERA
	VALVULA NORMALMENTE CERRADA
	VALVULA REDUCTORA DE PRESION
LA TUBERIA CON CONEXIONES BRIDADAS SE PONDRAN DE LA SIGUIENTE MANERA.	
	VALVULA DE COMPUERTA BRIDADA
LAS CONEXIONES SOLDADAS SERAN:	
	VALVULA DE COMPUERTA SOLDADA

TABLA I

DISTANCIA MAXIMA(EN METROS) ENTRE SOPORTES DE TUBERIAS

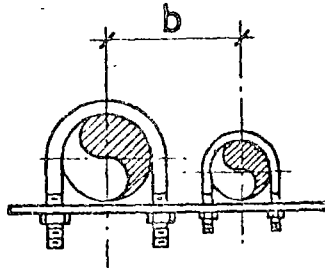
DIAMETRO NOMINAL		TUBERIA DE ACERO	TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO	TUBERIA DE P.V.C.		
				7°C	27°C	60°C
mm.	pulg.					
6	1/4"	1.20	1.20	1.20	0.90	0.45
13	1/2"	1.50	1.50	1.50	1.20	0.60
19	3/4"	1.83	1.83	1.65	1.35	0.60
25	1"	2.14	2.14	1.80	1.50	0.75
32	1 1/4"	2.40	2.40	1.80	1.65	0.75
38	1 1/2"	2.75	2.75	1.80	1.65	0.90
50	2"	3.05	3.05	1.80	1.65	0.90
60	2 1/2"	3.35	3.35	1.95	1.80	1.05
75	3"	3.66	3.66	2.15	1.80	1.05
100	4"	4.30	4.30	2.30	1.80	1.05
150	6"	5.20	5.20			
200	8"	5.80	5.80			
250	10"	6.70				
300	12"	7.00				
350	14"	7.60				
400	16"	8.30				
450	18"	8.60				
500	20"	9.20				
600	24"	9.80				

NOTAS:

- PARA TUBOS DE VARIOS DIAMETROS EN EL MISMO SOPORTE USE LA MENOR DISTANCIA.
- EN TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO DEBERA COLOCARSE UN SOPORTE EN CADA UNION, ADICIONALMENTE A LO INDICADO.

TABLA II

DISTANCIAb(mm) MINIMA ENTRE CENTROS DE
TUBERIAS DE DIFERENTES DIAMETROS.



DIAM.	1/2"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"	5"	6"	8"	10"	12"
1/2"	79	81	84	88	92	97	116	124	137	150	178	203	246	284
3/4"		83	86	90	94	99	118	126	139	152	180	205	248	286
1"			89	93	97	102	121	129	142	155	183	208	251	289
1 1/4"				97	101	106	125	133	146	159	187	212	255	293
1 1/2"					105	110	129	137	150	163	191	216	259	297
2"						115	134	142	155	168	196	221	264	302
2 1/2"							144	152	165	178	206	231	274	312
3"								160	173	186	214	239	282	320
4"									186	199	227	252	295	333
5"										212	240	265	308	346
6"											258	283	326	364
8"												308	351	389
10"													381	419
12"														448

EJEMPLO: ENTRE EL EJE DE UNA TUBERIA DE 4" Y EL EJE DE UNA TUBERIA DE 8" DEBE HABER 252mm. COMO MINIMO.

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

SEPARACION ENTRE
SOPORTES Y TUBERIAS

N O R M A R E V

5201

HOJA 2 DE 2

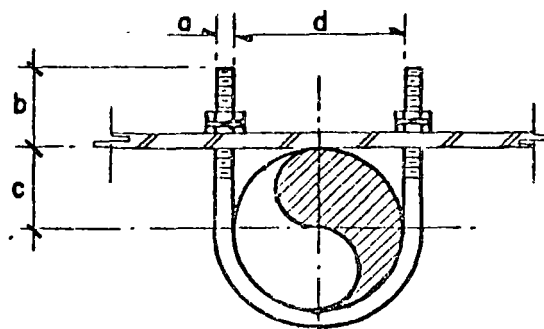


FIGURA 1

DIAMETRO TUBERIA EN PULG.	DIAMETRO VARILLA (a) PULG.	LONGITUD (b) MM.	LONGITUD (c) MM.	LONGITUD (d) MM.	MAX CARGA RECOMENDABLE EN KGS.
1/2	3/8	64	11	24	220
3/4		56	13	29	
1		53	17	35	
1 1/4		52	21	43	
1 1/2		52	24	51	
2	1/2	52	30	62	555
2 1/2		59	37	75	
3		64	45	91	
4		57	57	116	
5		56	71	143	
6	5/8	71	84	172	1645
8		71	110	222	
10	3/4	76	137	276	2460
12	7/8	82	162	327	3420
14		82	178	359	
16		82	203	410	
18	1	92	229	460	4500
20		92	254	511	
24		92	305	613	

MARCA GRINNEL FIG.137 o SIMILAR

SACMAG
CONSULTORES
MEXICO

SOPORTE DE
TORNILLO EN "U"

N O R M A REV

5202

0

HOJA DE

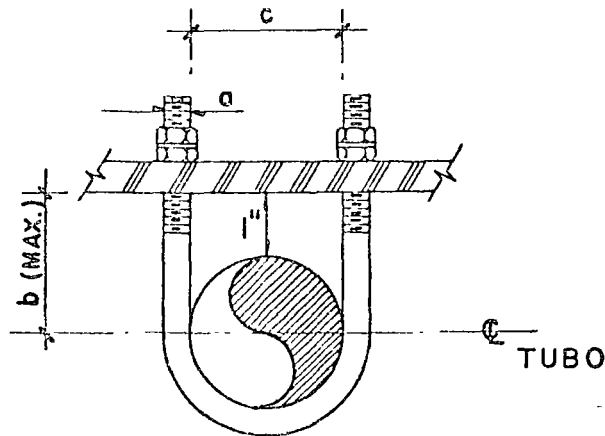


FIGURA - 2

DIAMETRO TUBERIA (pulg.)	DIAMETRO VARILLA (a) pulg	LONGITUD (b) mm.	LONGITUD (c) mm.	MAXIMA CARGA RECOMENDABLE EN KGS.
1/2"	3/8"	37	24	220
3/4"		40	29	
1"		41	35	
1 1/4"		46	43	
1 1/2"		49	51	
2"		71	62	
2 1/2"	1/2"	62	75	555
3"		70	91	
4"		83	116	
5"		95	143	
6"		109	171	
8"		135	222	
10"	5/8"	162	276	1025
12"		187	327	
14"		203	359	
16"		229	410	
18"		254	460	
20"		279	511	
2 1/4"	3/4"	330	613	1645
2 1/2"		330	613	
2 3/4"	7/8"	330	613	2460
3"		330	613	
3 1/4"	1"	330	613	3420
3 1/2"		330	613	
3 3/4"	1 1/8"	330	613	4500
4"		330	613	

MARCA : GRINNELL FIG 137 ó SIMILAR

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

SOPORTE DE TORNILLO EN "U"

N O R M A R E Y

5203

HOJA DE

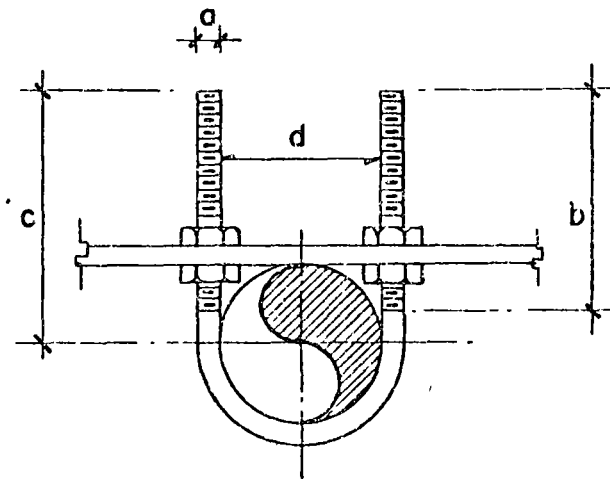


FIG. 3

DIAMETRO TUBERIA	DIAMETRO VARILLA (a) Pulg.	LONGITUD (b) mm	LONGITUD (c) mm	LONGITUD (d) mm	MAX. CARGA RECOMENDADA EN Kgs.
1/2"	3/8"	60	70	33	220
3/4"			70	38	
1"			70	45	
1 1/4"			73	52	
1 1/2"			76	60	
2"	1/2"	76	83	71	555
2 1/2"			95	87	
3"			101	103	
4"			114	129	
5"			127	156	
6"	5/8"	95	156	187	1645
8"			181	238	
10"	3/4"	101	222	295	2460
12"	7/8"	108	245	349	3420
14"			260	381	
16"			286	432	
18"			321	486	
20"	1"	121	346		4500
24"			397		

MARCA

FIG 137 ó SIMILAR

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

SOPORTE DE TORNILLO EN "U"

N O R M A REV

5204

HOJA DE

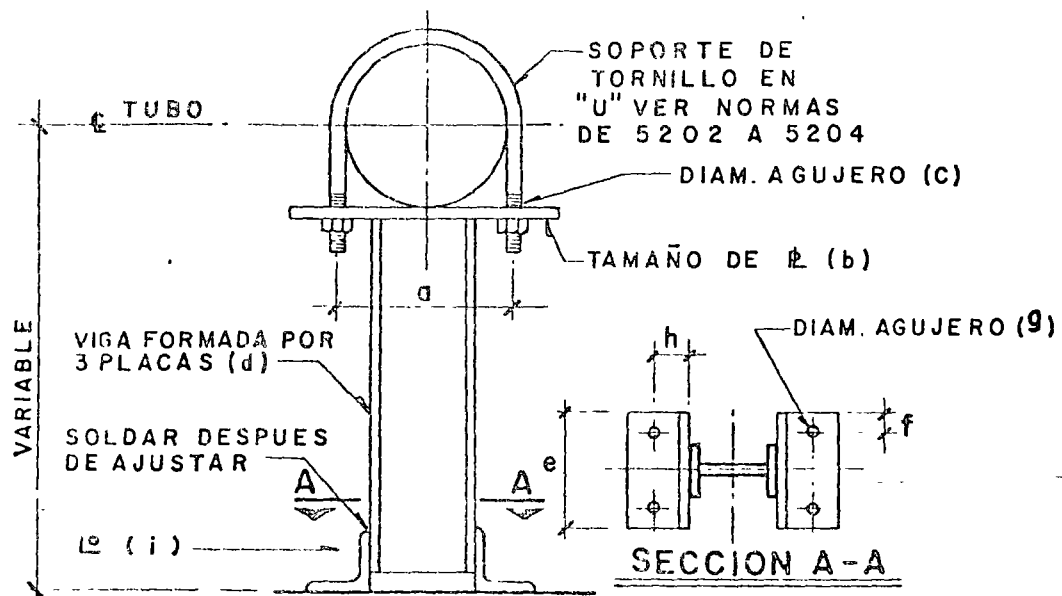


FIG. 1

DIAMETRO TUBERIA	a mm.	b mm.	c pulg	d	e mm	f mm.	g pulg	h mm	i pulg
4"	129	229 x 101 x 10	5/8"						
5"	156	229 x 101 x 10	5/8"						
6"	187	305 x 101 x 10	3/4"						
8"	238	305 x 101 x 10	3/4"		203				
1 0"	295	432 x 101 x 10	7/8"			32	15/16"	45	1 3/8"
1 2"	349	432 x 101 x 10	1"						
1 4"	381	457 x 152 x 13	1"						
1 6"	431	508 x 152 x 13	1"		254				
1 8"	486	584 x 152 x 13	1 1/8"						
2 0"	537	635 x 203 x 13	1 1/8"						
2 4"	638	736 x 203 x 13	1 1/8"		305	38	1 1/16"	64	1 3/4"

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

SOPORTE DE TUBERIA EN "U"

N O R M A REV

5205

HOJA DE

A

B

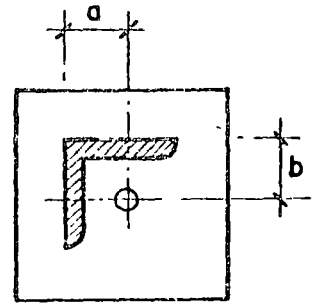
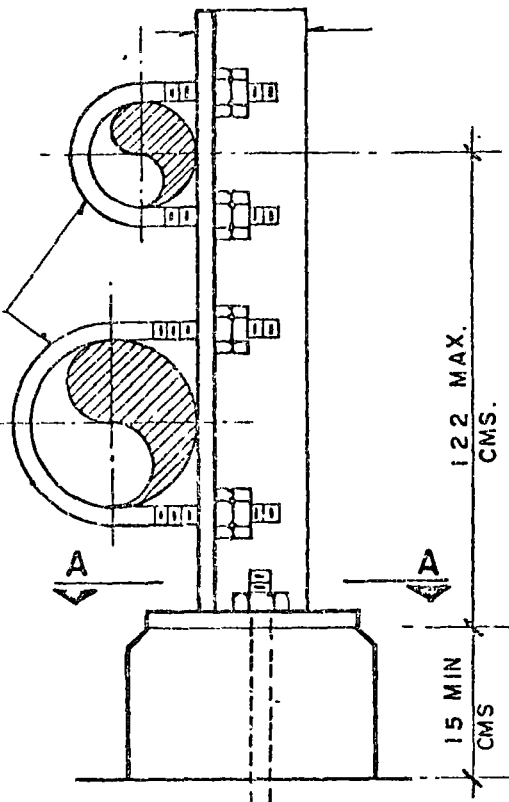
C

D

E

F

SOPORTE DE
TORNILLO EN
"U" VER NORMAS
DE 5202 A
5204



SEC A-A

DIAMETRO DE TUBO MAYOR (PULG)	TAMAÑO ANGULO P/ POSTE (PULG)	TAMAÑO PLACA BASE (mm)	Ø TORNILLOS (PULG)	BASE CONCRETO (CM)	g (mm)	b (mm)
4"	2"x2"x1/4"	127x127x10	5/8"	20 x 20	38	38
8"	4"x3"x1/4"	203x203x13	3/4"	25"x25"	51	51
12"	5"x3"x5/16"	254x254x13	1"	30 x 30	76	51

NOTA : EL ESPACIAMIENTO ENTRE POSTES SE HARA DE ACUERDO A LA TABLA I DE NORMA 5201 CON LA TUBERIA DE DIAMETRO MAYOR

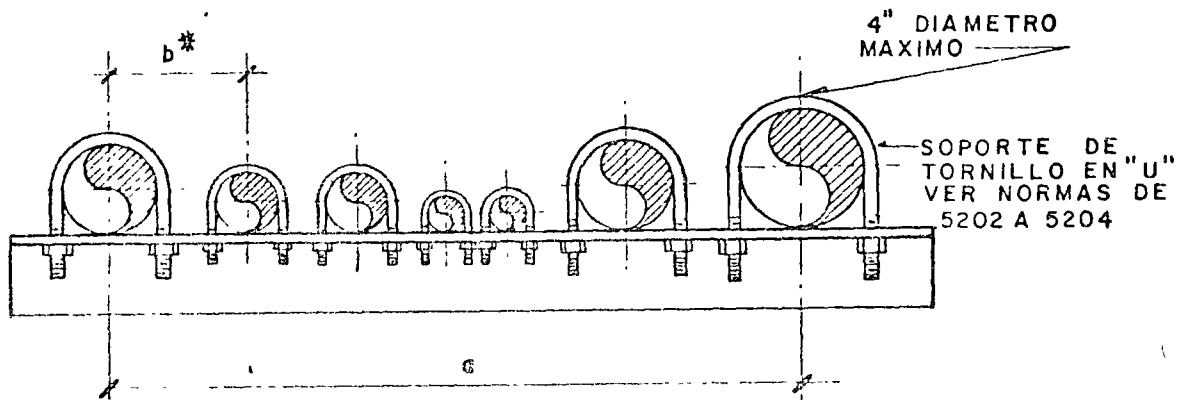
S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

SOPORTE DE TUBERIA
PARALELA VERTICAL

N O R M A R E V.

5 2 0 6

HOJA DE



DIMENSION a (MAX) CMS.	DIMENSIONES ANGULO
100	2" x 2" x 3/16"
140	3" x 2" x 3/16"
176	3" x 2" x 1/4"
200	4" x 2" x 1/4"

NOTAS :

*).- LA DISTANCIA (b) SERA SELECCIONADA DE ACUERDO A LA TABLA II DE NORMA 5201

EL ESPACIAMIENTO ENTRE CADA ANGULO DE SOPORTE SERA DE 12'-0" MAXIMO.

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

**SOPORTE DE TUBERIA
PARALELA HORIZONTAL**

N O R M A REV.

5207

HOJA DE

A B C D E F

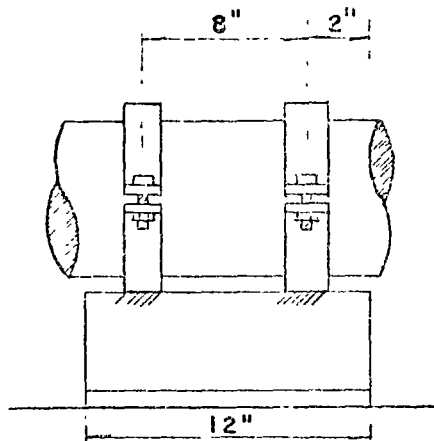
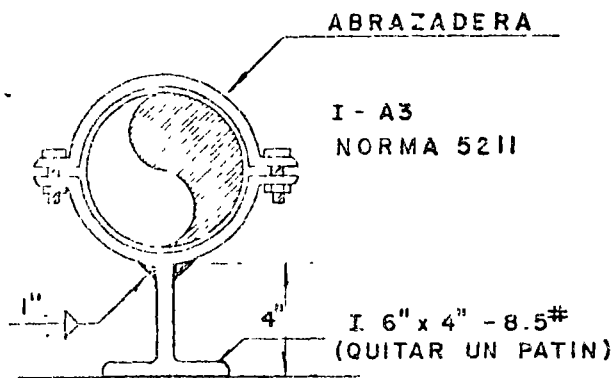


FIGURA - 1
PARA TUBERIA DE 8" Y MENOR

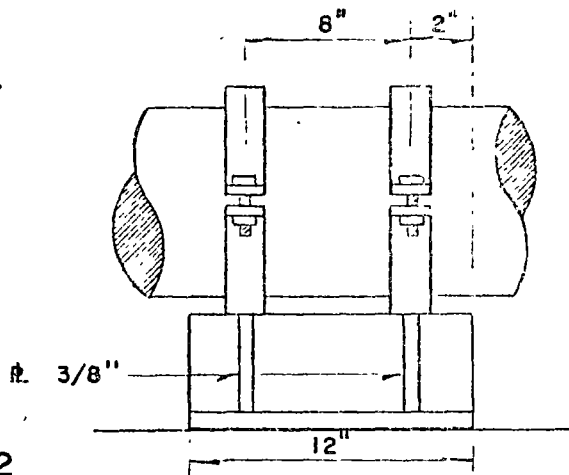
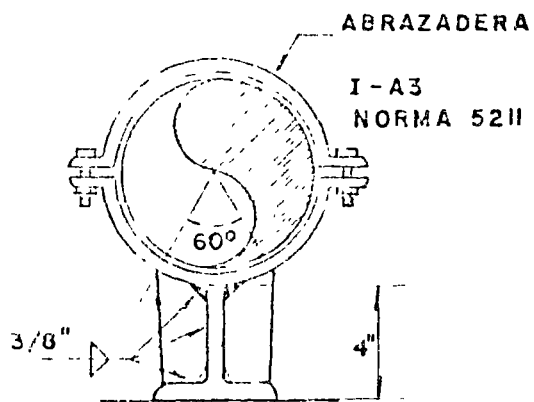


FIGURA - 2
PARA TUBERIA DE 10" A 12"

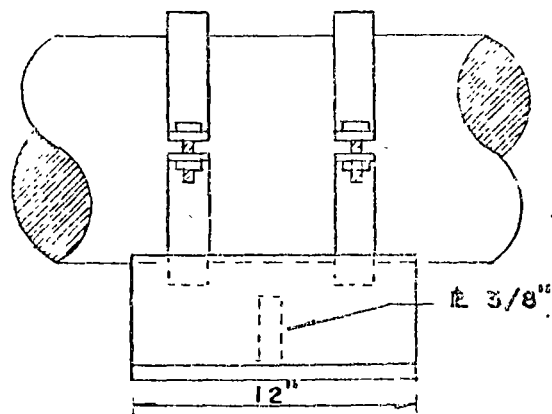
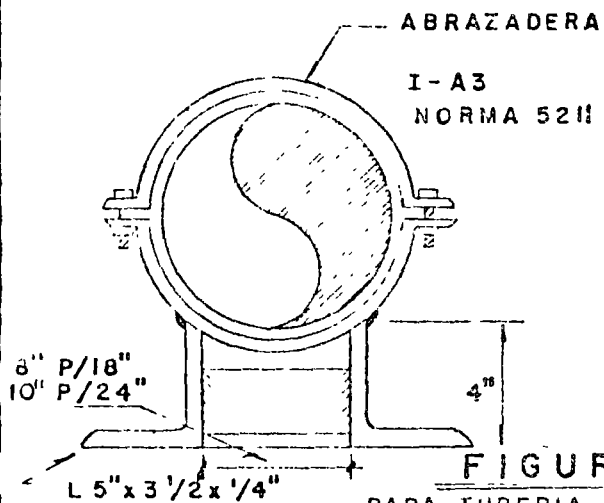


FIGURA - 3
PARA TUBERIA DE 18" Y MAYOR

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

SOPORTE DE TUBERIA
ABRAZADERAS REMOVIBLES

N O R M A		REV
5208		1
HOJA	DE	

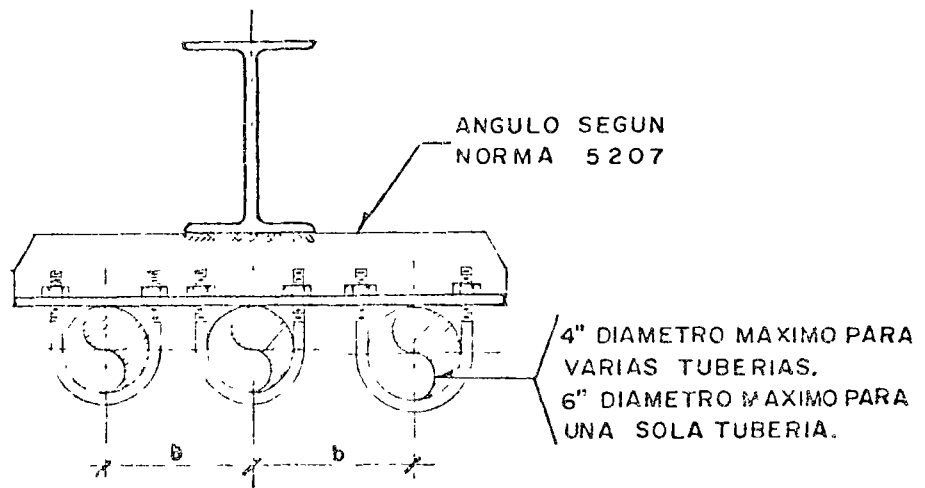
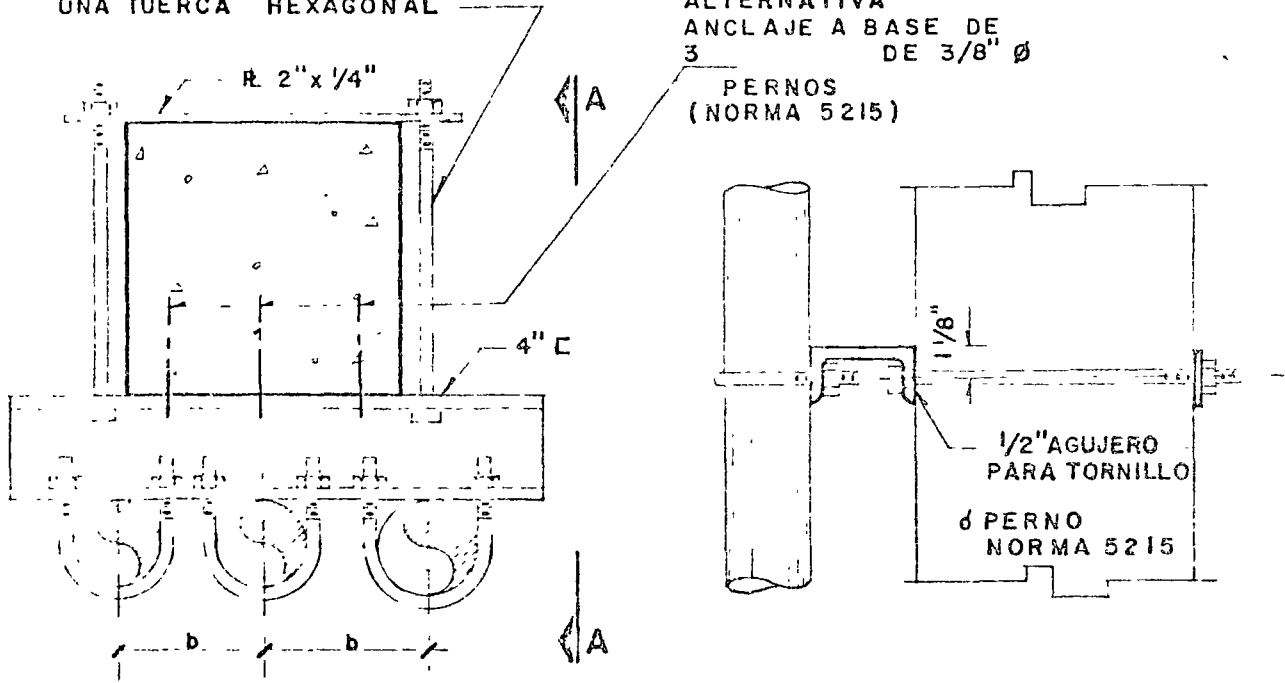


FIG. 1

TORNILLO MAQUINA 3/8"
CABEZA CUADRADA CON
UNA TUERCA HEXAGONAL

ALTERNATIVA
ANCLAJE A BASE DE
3 DE 3/8" Ø
PERNOS
(NORMA 5215)



SEC. A-A

FIG. 2

NOTA:

LA DISTANCIA b SERA SELECCIONADA DE ACUERDO
A LA TABLA II DE NORMA 5201

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

SOPORTES DE TUBERIA A
COLUMNAS DE ACERO Y
CONCRETO.

N O R M A		REV
5209		I
HOJA DE		

IA1 ABRAZADERA FORJADA PARA SERVICIO PESADO

	DIAMETRO	a	b m m	SOLERA	MAXIMA CARGA RECOMENDADA EN KGS.
	3/4"	3/8"	80	1 1/4" x 1/4"	100
	1"		87		
	1 1/2"		102		
	2"		114		
	2 1/2"	1/2"	132	1 3/4" x 1/4"	250
	3"		148		
	4"	5/8"	179	2 1/4" x 1/4"	400
	6"	3/4"	238	2 1/2" x 1/4"	800
	8"	7/8"	295	3" x 1/4"	1700
	10"		349		
	12"		399		
	14"	1"	437	3 1/2" x 1/4"	4000
	16"		487		
	18"	1 1/8"	544	4" x 1/4"	5000
	20"	1 1/4"	600	4 1/2" x 1/4"	6600

EL Ø DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE " a "

IA2 : ABRAZADERA FORJADA PARA SERVICIO LIGERO

	DIAMETRO	a	b m m	SOLERA	MAXIMA CARGA RECOMENDADA EN KGS.
	3/8"	3/8"	70	1 1/4" x 1/4"	100
	1/2"		75		
	3/4"		80		
	1"		87		
	1 1/2"		102		
	2"	114	1/2"	1 3/4" x 1/4"	250
	2 1/2"	132			
	3"	148			
	4"	179			

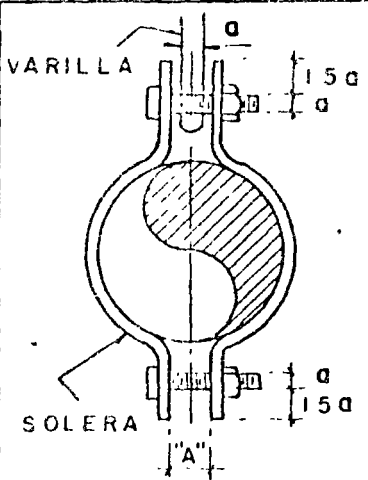
EL Ø DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE " a "

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

ABRAZADERAS FORJADAS
PARA SERVICIO PESADO Y LIGERO

N O R M A	R É V.
5 2 1 0	1
HOJA	DE

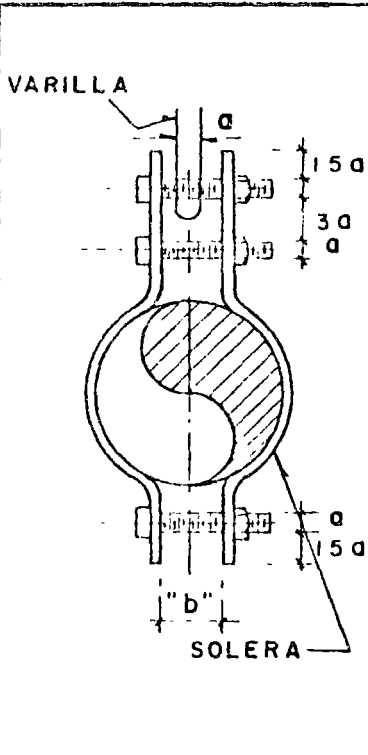
ABRAZADERA FORJADA PARA SERVICIO EXTRAPESADO (TEMP. MAX. 650° F)



DIAMETRO	DIAMETRO VARILLA "a"	SOLERA	ABERTURA MAX. "A"	MAXIMA CARGA RECOMENDABLE EN KGS.
3"	1/2"	3" x 1/4"	3/4"	400
4"	5/8"		7/8"	
5"				
6"	3/4"	3 1/2" x 1/4"	1 1/8"	800
8"				
10"	7/8"	4" x 1/4"	1 1/4"	1700
12"				
14"	1"	5" x 1/4"	1 3/8"	4000
16"				

EL Ø DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE "a"

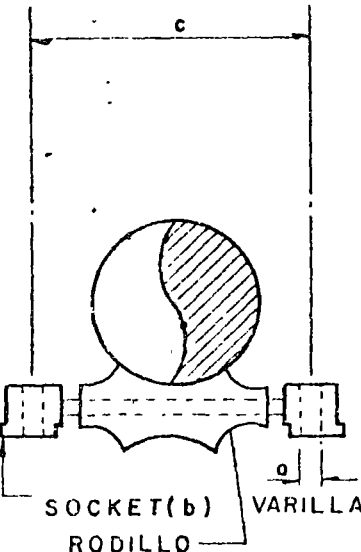
ABRAZADERA FORJADA CON DOBLE TORNILLO PARA SERVICIO EXTRA PESADO (TEMP. MAX. 650° F)



DIAMETRO	DIAMETRO VARILLA "a"	SOLERA	ABERTURA MAX. "b"	MAX. CARGA RECOMENDABLE EN KGS.
1 1/2"	3/8"	1 1/4" x 1/4"	1 1/16"	100
2"				
2 1/2"				
3"	1/2"	1 3/4" x 1/4"	1 1/16"	250
4"				
5"				
6"	3/4"	2 1/2" x 1/4"	1 7/16"	800
8"				
10"				
12"	7/8"	3" x 1/4"	1 7/16"	1700
14"				
16"				
18"	1"	3 1/2" x 1/4"	2"	4000
20"				
24"				
18"	1 1/8"	4" x 1/4"	2"	5000
20"	1 1/4"	4 1/2" x 1/4"		6600
24"	1 1/2"	5" x 1/4"		10000

EL Ø DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE "a"

I-A-5 RODETES PARA TUBO

	DIAMETRO	DIAMETRO VARILLA a	No. DE SOCKET b	LONG ENTRE VARILLA (mm) C	MAXIMA CARGA RECOMENDADA EN KGS.
	1"	3/8"	1-3/8"	76	270
1 1/2"	3/8"	1-3/8"	92	270	
2"	3/8"	1-3/8"	105	270	
2 1/2"	1/2"	2-7/16"	124	300	
3"	1/2"	2-7/16"	140	320	
4"	5/8"	3-1/2"	171	340	
5"	5/8"	3-5/8"	207	340	
6"	3/4"	4-3/4"	243	485	
8"	7/8"	5-7/8"	303	610	
10"	7/8"	5-7/8"	357	795	
12"	7/8"	5-1"	402	1090	
14"	1"	6-1/8"	451	1420	
16"	1 1/8"	7-11/4"	502	1800	
18"	1 1/8"	7-11/4"	556	1905	
20"	1 1/4"	8-13/8"	616	2065	
24"	1 1/2"	9-1 1/2"	727	2795	
30"	1 7/8"	10-1 7/8"	902	3305	

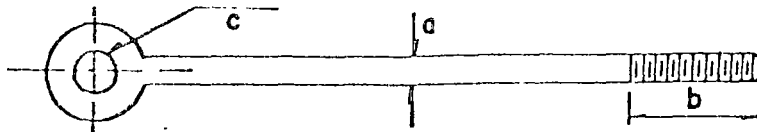
MARCA : GRINNELL FIG. 171 O SIMILAR

SACMAG
CONSULTORES
MEXICO

RODETES PARA TUBO

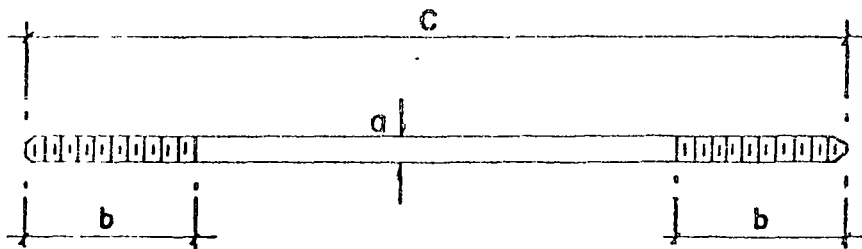
N O R M A	REV.
5212	
HOJA	DE

I-C-1: VARILLA DE OJO PARA SOPORTE (MAX. TEMP. 650°F)



DIAMETRO DE VARILLA (a)	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/8"	1 1/4"	1 1/2"	1 3/4"	2"	2 1/4"	2 1/2"
LONG. DE ROSCA STD (b) mm	64		76	88	102	115	127	152	178	203	229	254	
DIAMETRO ORIFICIO (c)	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/8"	1 1/4"	1 3/4"	1 3/8"	2"	2 1/4"	2 1/2"	2 3/4"
MAXIMA CARGA REC. EN KGS.	100										250		

I - C - 1 VARILLA RECTA PARA SOPORTE



TAMAÑO VARILLA (a)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/8"	1 1/4"	1 1/2"
LONGITUD DE ROSCA STD (b) mm	64	64	64	64	76	89	102	115	127	152
MAXIMA CARGA RECOMENDADA EN KG	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

NOTAS:

I - C LA CONEXION ENTRE LOS FIJADORES DEL TECHO (YA SEA DE ACERO O CONCRETO) Y LA ABRAZADERA - ANILLOS O RODETES SE HARA POR MEDIO DE VARILLAS PARA SOPORTE Y SE USARAN PARA TODAS LAS ABRAZADERAS MENCIONADAS EN LOS PARRAFOS I - A - 1 A I - A - 5 DE ESTA MISMA ESPECIFICACION TOMANDO EN CONSIDERACION LA CARGA MAXIMA RECOMENDADA EN KG.

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

VARILLA RECTA
PARA SOPORTE

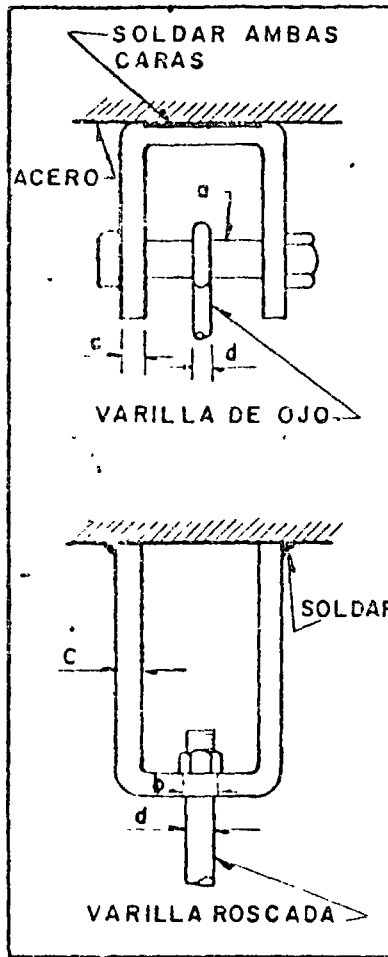
N O R M A REV.

5213

1

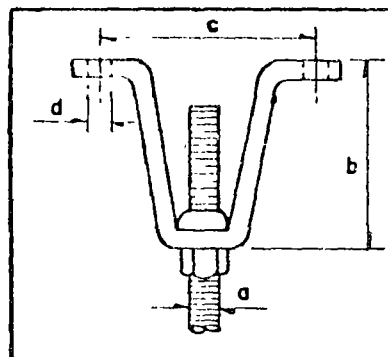
HOJA DE

1-B-2 : FIJADOR SOLDABLE A MIEMBRO DE ACERO

	TAMAÑO TORNILLO "a"	ESPESESOR FIJADOR "c"	"b"	DIAMETRO VARILLA "d"	MAXIMA CARGA RECOMENDADA EN KGS.
		1/2" x 2 1/2"	3/8"	7/16"	3/8"
	5/8" x 2 3/4"	3/8"	9/16"	1/2"	510
	3/4" x 2 3/4"	3/8"	11/16"	5/8"	620
	7/8" x 3 1/4"	3/8"	13/16"	3/4"	1230
	1" x 4"	1/2"	15/16"	7/8"	1710
	1 1/8" x 4 1/4"	1/2"	1 1/8"	1"	2250
	1 1/4" x 4 3/4"	5/8"	1 1/4"	1 1/8"	2825
	1 3/8" x 5"	5/8"	1 3/8"	1 1/4"	3630
	1 5/8" x 6"	3/4"	1 5/8"	1 1/2"	5275

GRINNELL FIGURA No66 ó SIMILAR.

1-B-3 : FIJADOR SOLDABLE ó ATORNILLABLE A MIEMBROS DE ACERO

	No.	"a"	ALTURA "b"	LONGITUD ENTRE ORIFICIO "c"	DIAMETRO ORIFICIO	MAXIMA CARGA RECOMENDADA EN KGS.
		1	3/8"	2 5/8"	2 3/4"	3/8"
	2	1/2"	2 7/8"	3 1/2"	1/2"	510
	3	5/8"	3"	3 7/8"	9/16"	620
	4	3/4"	3 1/4"	4 5/8"	5/8"	1230
	5	7/8"	3 3/8"	5 1/4"	13/16"	1710

GRINNELL FIGURA 252 DE No. 1 a 5 ó SIMILAR

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

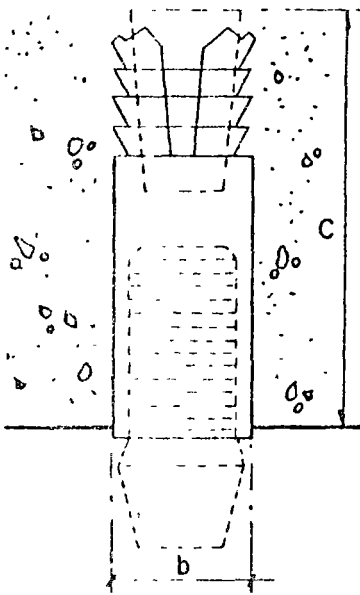
FIJADORES SOLDABLES A
MIEMBROS DE ACERO

N O R M A REV.

5214

HOJA DE

I-B-4 PERNO PASADOR O ASEGURADOR PARA CONCRETÓ



DIAMETRO VARILLA	DIAMETRO PERNO (b)	ALTURA (c) m m	MAXIMA CARGA EN KGS.	
			TENSION	CORTANTE
1/4"	3/8"	28	1818	618
3/8"	9/16"	39	2801	1562
1/2"	13/16"	52	4200	3110
5/8"	15/16"	55	5787	5513
3/4"	1-7/32"	83	8017	7492
7/8"	1-13/32"	94	8819	8535

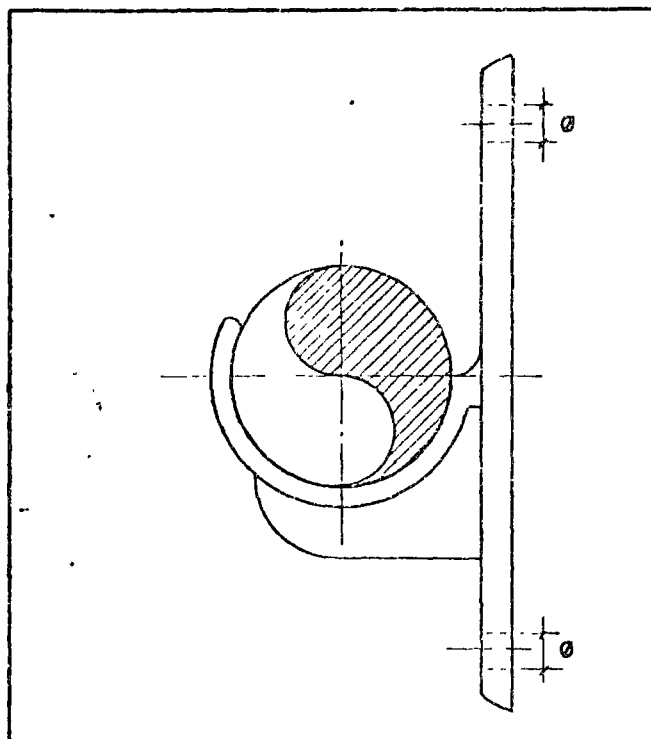
NOTAS:

- ANCLAR EN CONCRETO CON F'c MIN = 250 KG. /cm².
- EN TENSION: PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 3, MULTIPLICAR LOS VALORES INDICADOS POR 0.25.
- EN CORTANTE: LOS VALORES INDICADOS CORRESPONDEN A FALLA DEL TORNILLO (SE USO TORNILLERIA STANDARD ASTM - A 307).

S A C M A G CONSULTORES MEXICO	ASEGURADOR PARA C O N C R E T O	N O R M A	R E V
		5 2 1 5	
		H O J A	D E

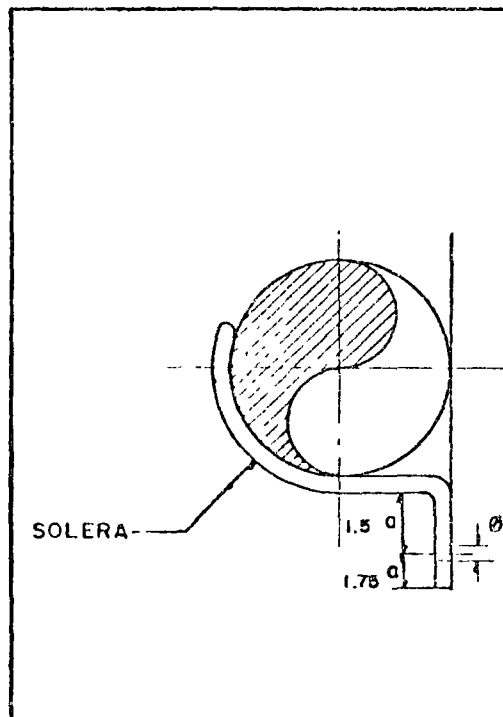
I-F SOPORTE DE UNA SOLA PIEZA.

I-F-1 SOPORTE FUNDIDO DE GANCHO PARA PARED

	DIAMETRO TUBERIA EN PULG.	DIAMETRO PERNO (a) EN PULG.	MAXIMA CARGA RECOMENDADA EN KCS.
	1/2"	9/64"	100
	3/4"	9/64"	100
	1"	9/64"	100
	1 1/4"	13/64"	100
	1 1/2"	13/64"	100
	2"	13/64"	100
	2 1/2"	5/16"	250
	3"	5/16"	250

EL Ø DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE "a"

I-F-2 SOPORTE DE GANCHO PARA PARED DE UN APOYO

	SOLERA	DIAMETRO TUBERIA EN PULG.	DIAMETRO PERNO (a) EN PULG.	
			3/8"	1/8"
			1/2"	3/16"
			3/4"	3/16"
	1 1/4" x 1/4"		1"	3/16"
			1 1/4"	1/4"
			1 1/2"	5/16"
			2"	5/16"
	3 3/4" x 1/4"		2 1/2"	9/16"
			3"	9/16"
2 1/4" x 1/4"		3 1/2"	1/2"	
		4"	1/2"	

EL Ø DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE "a"

I-F-3 ABRAZADERA FORJADA DE UNA PIEZA

DIAMETRO TUBO	LONGITUD (b) m.m.		DIAMETRO DE PERNO ϕ	MAXIMA CARGA RECOMENDADA EN KGS.	SOLERA
	CORTA	LARGA			
1/2"	14	—	3/16"	100	1 1/4" x 1/4"
3/4"	19	51	3/16"		
1"	22	54	3/16"		
1 1/4"	29	59	3/16"		
1 1/2"	33	64	3/16"		
2"	36	72	3/16"	250	2 1/2" x 1/4"
2 1/2"	47	70	2 DE 3/16"		
3"	51	73	2 DE 3/16"		
3 1/2"	59	79	2 DE 3/16"		
4"	65	86	2 DE 3/16"		

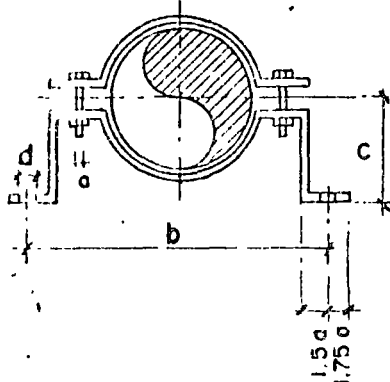
EL ϕ DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE "a"

I-F-4 ABRAZADERA DE EXTENSION PARA SOLDAR

DIAMETRO TUBO	LONGITUD c mm.	LONGITUD b mm.	DIAMETRO PERNO "q"	SOLERA
3/4"	305	178	5/16	1 1/4" x 1/4"
1"	305	185		
1 1/4"	305	194		
1 1/2"	305	200		
2"	305	212		
2 1/2"	305	261	7/16	1 3/4" x 1/4"
3"	305	277		
3 1/2"	305	290		
4"	305	302		
5"	305	329		
6"	305	356	7/16	2 1/2" x 1/4"
8"	305	407		

EL ϕ DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE "a"

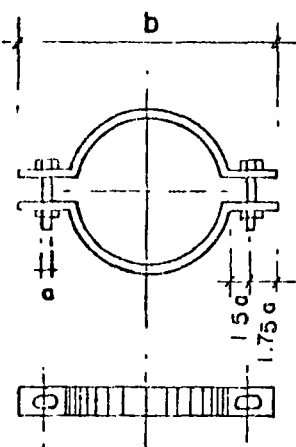
I-F-5 : ABRAZADERA DE ESTRIBOS PARA ATORNILLAR.



DIAMETRO TUBERIA	LONG. C mm.	LONG. b mm.	DIAMETRO PERNO "a"	SOLERA
3/4"	64	206	5/16"	1 1/4" x 1/4"
1"	67	213		
1 1/4"	71	222		
1 1/2"	75	228		
2"	81	240		
2 1/2"	87	289		7/16"
3"	95	305		
3 1/2"	101	318		
4"	108	330		
5"	120	357		
6"	135	384	2 1/4" x 1/4"	
8"	160	435	2 1/2" x 1/4"	3" x 1/4"

EL Ø DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE "a"

I-F-6 ABRAZADERA DE PISO PARA TUBERIA VERTICAL



DIAMETRO TUBERIA	LONG. b mm.	SOLERA	DIAMETRO PERNO "a"	CARGA MAXIMA RECOMENDADA EN KG
3/4"	238	1 1/4" x 1/4"	5/16	250
1"	244			
1 1/4"	254			
1 1/2"	264			
2"	273			
2 1/2"	285	1 3/4" x 1/4"	7/16	500
3"	305			
3 1/2"	330			
4"	343	2 1/4" x 1/4"	1/2	700
5"	369			
6"	394	3 1/2" x 1/4"	3/4	1550
8"	470			
10"	527			
12"	578			
14" O.D.	610	4" x 1/4"		
16" O.D.	660			
18" O.D.	711			
20" O.D.	762			

EL Ø DE LOS AGUJEROS SERA 1/8" MAYOR QUE "a"

SACMAG
CONSULTORES
MEXICO

ABRAZADERA DE ESTRIBOS
Y ABRAZADERA DE PISO
PARA TUBERIA VERTICAL.

N	C	R	M	A	REV
5219					1
HOJA					DE

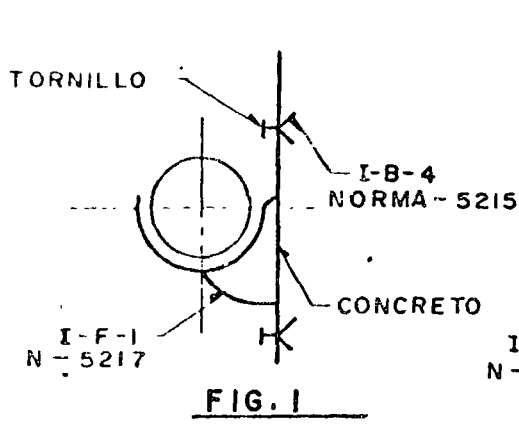


FIG. 1

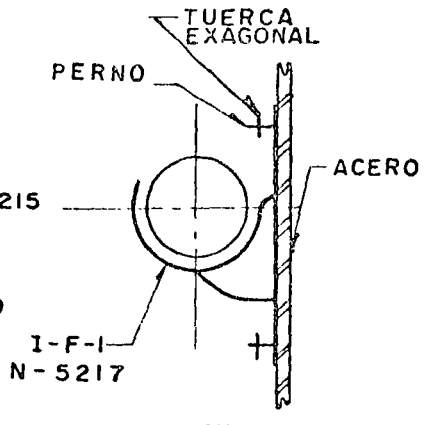


FIG. 2

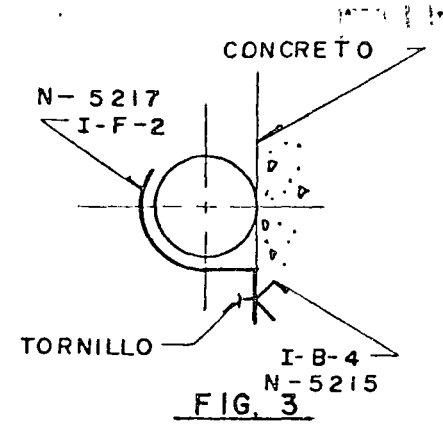


FIG. 3

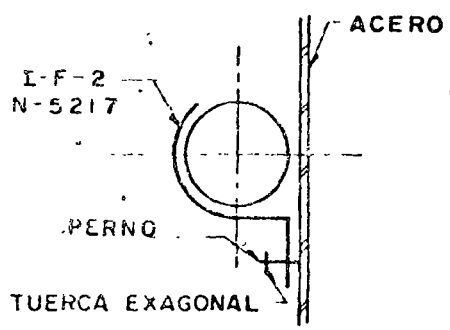


FIG. 4

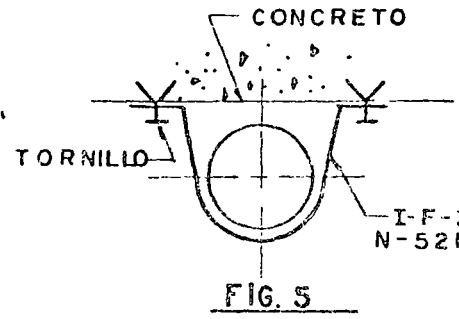


FIG. 5

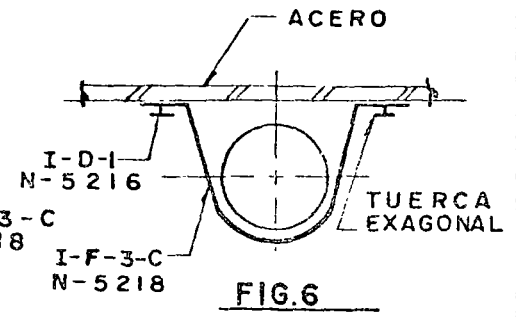


FIG. 6

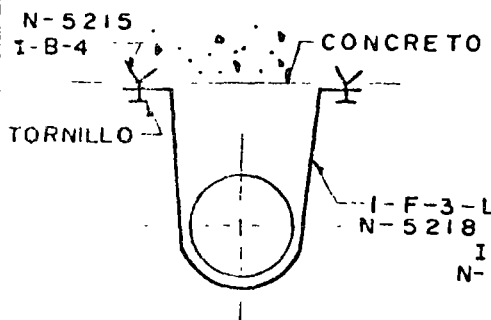


FIG. 7

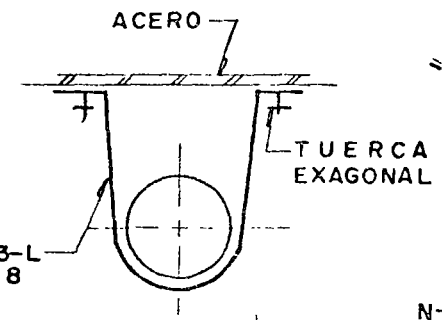


FIG. 8

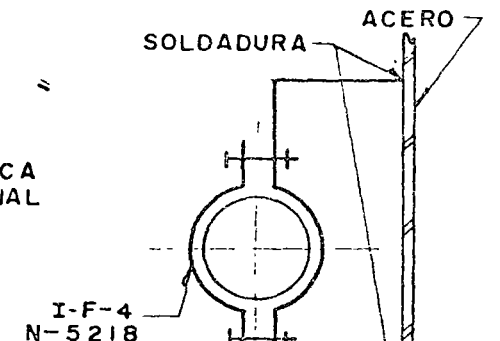


FIG. 9

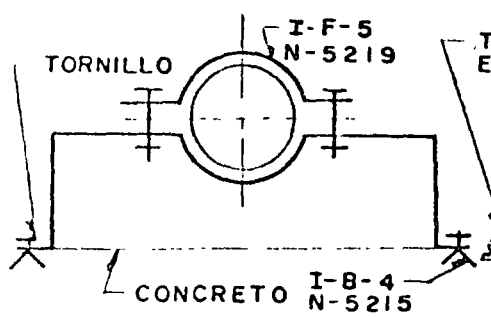


FIG. 10

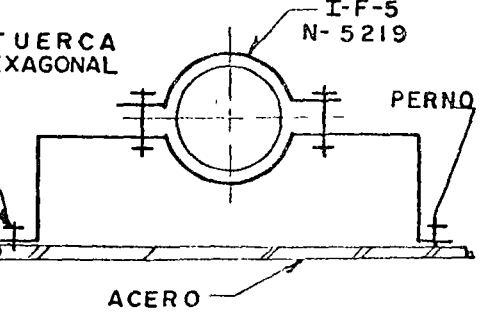


FIG. 11

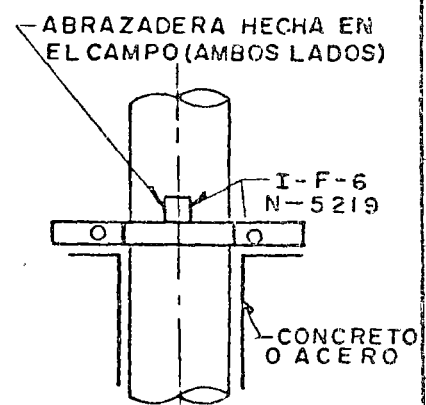


FIG. 12

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

SOPORTES DE UNA PIEZA
PARA PARED, PISO Y TECHO

N O R M A		REV
5 2 2 0		1
HOJA	DE	

A B C D E F

Q LITROS POR SEG	1/4"		3/8"		1/2"		3/4"		Q LITROS POR SEG	1"		1 1/4"		1 1/2"	
	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.		V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.
.05	.75	12.46							.40	.72	2.99				
.06	.90	17.27							.45	.81	3.61				
.07	1.05	23.51							.50	.90	4.46				
.08	1.20	29.81							.55	.99	5.39				
.09	1.35	36.34	.73	8.15					.60	1.08	6.20				
.10	1.50	44.36	.81	9.91					.65	1.17	7.28				
.15	2.26	94.96	1.22	20.44	.77	6.48			.70	1.26	8.22	.72	2.12		
.20	3.01	165.25	1.63	35.51	1.02	11.17			.80	1.44	10.74	.83	2.77		
.25	3.76	254.17	2.04	53.88	1.28	16.78	.73	4.13	.90	1.62	13.29	.93	3.41		
.30	4.51	359.95	2.44	75.52	1.53	23.33	.87	5.72	1.00	1.80	16.19	1.03	4.12	.76	1.92
.35			2.85	100.87	1.79	31.20	1.02	7.58	1.20	2.16	22.70	1.24	5.73	.91	2.66
.40			3.26	131.75	2.04	40.75	1.17	9.90	1.40	2.52	30.72	1.44	7.71	1.07	3.58
.45			3.67	164.04	2.30	50.56	1.31	12.25	1.60	2.86	39.58	1.65	9.87	1.22	3.98
.50			4.07	201.17	2.55	61.53	1.46	14.72	1.80	3.24	49.73	1.86	12.35	1.37	5.72
.55			4.48	242.06	2.81	73.46	1.60	17.64	2.00	3.60	60.96	2.07	15.19	1.52	6.99
.60			4.89	288.07	3.06	87.43	1.75	20.99	2.20	3.96	72.76	2.27	18.07	1.67	8.31
.65					3.32	101.79	1.89	24.41	2.40	4.32	85.92	2.48	21.25	1.83	9.76
.70					3.57	116.26	2.04	27.87	2.60	4.68	100.83	2.69	24.94	1.98	11.45
.80					4.08	151.85	2.33	36.40	2.80	5.04	115.74	2.89	28.60	2.13	13.08
.90					4.59	189.99	2.62	45.16	3.00			3.10	32.93	2.28	15.02
1.00					5.10	230.61	2.92	55.25	3.25			3.36	38.21	2.47	17.41
1.20							3.50	77.87	3.50			3.62	43.95	2.56	20.04
1.40							4.08	105.80	3.75			3.82	50.05	2.85	22.77
1.60							4.66	136.05	4.00			4.13	56.70	3.04	25.78
									4.25			4.39	64.01	3.23	29.11
									4.50			4.65	71.43	3.43	32.50
									4.75			4.91	79.30	3.62	36.07
									5.00					3.81	39.74
									5.25					4.00	43.70
									5.50					4.19	47.96
									5.75					4.38	52.30
									6.00					4.57	56.62
									6.50					4.95	66.02

- TUBERIA DE ACERO CEDULA 40
- UNIDADES: METROS DE PERDIDA POR CADA 100 MTS. DE TUBERIA
- VER NOTAS EN LA HOJA 5 DE 5
- CALCULOS CON DIAMETROS INTERIORES

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

PERDIDAS POR FRICCION EN
TUBERIA S. DE ACERO

HOJA 2 DE 5
N O R M A
5 3 1 1
R E V

Q LITROS POR SEG.	2"		2 1/2"		3"		4"		Q LITROS POR SEG.	5"		6"		8"	
	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.		V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.
1.60	.74	1.33							10	.78	.48				
1.80	.83	1.65							15	1.16	1.02	.80	.41		
2.00	.92	2.03							20	1.55	1.76	1.07	.71		
2.20	1.02	2.40	.71	.99					25	1.94	2.67	1.34	1.07	.78	.27
2.40	1.11	2.80	.78	1.16					30	2.32	3.76	1.60	1.50	.93	.38
2.60	1.20	3.29	.84	1.36					35	2.71	5.03	1.88	2.00	1.08	.51
2.80	1.29	3.74	.91	1.56					40	3.10	6.57	2.14	2.61	1.24	.67
3.00	1.39	4.22	.97	1.75					45	3.49	8.23	2.41	3.25	1.39	.83
3.25	1.50	4.96	1.05	2.06	.68	.70			50	3.87	10.03	2.68	3.95	1.55	1.00
3.50	1.62	5.75	1.13	2.33	.73	.79			55	4.26	12.10	2.95	4.74	1.70	1.19
3.75	1.73	6.47	1.21	2.67	.79	.91			60	4.65	14.40	3.22	5.58	1.86	1.41
4.00	1.85	7.36	1.30	3.04	.84	1.03			65	5.04	16.77	3.49	6.55	2.01	1.66
4.25	1.96	8.20	1.38	3.36	.89	1.13			70			3.75	7.54	2.17	1.90
4.50	2.08	9.20	1.46	3.77	.94	1.27			75			4.02	8.60	2.32	2.16
4.75	2.19	10.25	1.54	4.13	.99	1.39			80			4.29	9.70	2.48	2.44
5.00	2.31	11.19	1.62	4.57	1.05	1.54			85			4.56	10.95	2.63	2.75
5.25	2.43	12.33	1.70	5.04	1.10	1.70			90			4.83	12.25	2.79	3.06
5.50	2.54	13.32	1.78	5.46	1.15	1.84			95					2.94	3.40
5.75	2.66	14.56	1.86	5.97	1.21	2.01			100					3.10	3.75
6.00	2.77	15.85	1.94	6.43	1.26	2.16	.73	.56	110					3.41	4.51
6.50	3.00	18.47	2.10	7.55	1.36	2.54	.79	.66	120					3.72	5.32
7	3.23	21.42	2.27	8.55	1.47	2.88	.85	.75	130					4.03	6.19
8	3.70	27.58	2.59	11.17	1.68	3.76	.97	.98	140					4.34	7.14
9	4.15	34.47	2.91	14.02	1.89	4.68	1.10	1.21	150					4.65	8.20
10	4.62	42.20	3.24	17.04	2.10	5.70	1.22	1.46							
15			4.86	37.39	3.15	12.36	1.83	3.15							
20					4.20	21.44	2.43	5.46							
25					5.25	33.45	3.04	8.31							
30							3.65	11.76							
35							4.26	15.97							
40							4.87	20.77							

TUBERIA DE ACERO CEDULA 40

UNIDADES: METROS DE PERDIDA POR
CADA 100 MTS. DE TUBERIA

VER NOTAS EN LA HOJA 5 DE 5

Q LITROS POR SEGUNDO	10"		12"		14"		Q LITROS POR SEGUNDO	16"		18"		20"		24"	
	V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC		V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC
40	.79	.21					85	.75	.12						
45	.88	.27					90	.79	.13						
50	.98	.32					95	.83	.14						
55	1.08	.38	.76	.16			100	.88	.16						
60	1.18	.46	.83	.19			110	.96	.19	.76	.11				
65	1.28	.53	.90	.22	.74	.14	120	1.05	.23	.83	.13				
70	1.38	.61	.97	.26	.80	.16	130	1.14	.26	.90	.15				
75	1.47	.69	1.04	.29	.86	.18	140	1.23	.31	.97	.17	.78	.10		
80	1.57	.78	1.11	.33	.92	.20	150	1.32	.34	1.04	.19	.84	.11		
85	1.67	.88	1.18	.37	.97	.23	175	1.53	.46	1.21	.25	.98	.15		
90	1.77	.98	1.25	.41	1.03	.26	200	1.75	.60	1.39	.33	1.12	.19	.77	.08
95	1.87	1.08	1.32	.45	1.09	.29	225	1.97	.75	1.56	.41	1.25	.24	.86	.10
100	1.97	1.19	1.39	.50	1.15	.31	250	2.19	.90	1.73	.50	1.39	.29	.96	.12
110	2.16	1.43	1.52	.60	1.26	.37	300	2.63	1.28	2.08	.71	1.67	.41	1.16	.16
120	2.36	1.68	1.66	.71	1.37	.44	350	3.07	1.72	2.42	.95	1.95	.55	1.35	.22
130	2.56	1.97	1.80	.82	1.49	.51	400	3.51	2.24	2.77	1.24	2.23	.72	1.54	.29
140	2.75	2.29	1.94	.96	1.60	.59	450	3.95	2.79	3.12	1.55	2.51	.89	1.73	.36
150	2.95	2.59	2.08	1.07	1.72	.67	500	4.38	3.42	3.46	1.89	2.79	1.09	1.93	.43
175	3.40	3.47	2.42	1.46	2.00	.89	550	4.82	4.11	3.81	2.27	3.07	1.30	2.12	.52
200	3.93	4.53	2.77	1.88	2.29	1.16	600			4.16	2.69	3.34	1.54	2.31	.61
225	4.42	5.67	3.17	2.34	2.58	1.45	650			4.50	3.15	3.62	1.80	2.51	.71
250	4.91	6.94	3.46	2.87	2.86	1.78	700			4.85	3.63	3.90	2.09	2.70	.82
300			4.16	4.04	3.44	2.51	750					4.18	2.39	2.89	.94
350			4.85	5.46	4.01	3.42	800					4.46	2.72	3.08	1.07
400					4.58	4.41	850					4.74	3.07	3.28	1.20
450					5.15	5.52	900					5.02	3.42	3.47	1.34
							950							3.66	1.49
							1000							3.86	1.64
							1100							4.24	1.98
							1200							4.63	2.33
							1300							5.01	2.74

TUBERIA DE ACERO CEDULA 40
UNIDADES : METROS DE PERDIDA POR CADA
100 MTS. DE TUBERIA.

VER NOTAS EN LA HOJA 5 DE 5

A
B
C
D
E
F
HOJA 3 DE 5
N O R M A R E V

Q LITROS POR SEGUNDO	CED 30" 20		36" DI		42" DI		48" DI		LITROS POR SEGUNDO	54" DI		60" DI		72" DI	
	V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC		V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC
300	.70	.048							1000	.69	.022				
350	.82	.064							1100	.74	.026				
400	.94	.084							1200	.81	.030				
450	1.06	.104							1300	.88	.035	.71	.021		
500	1.17	.127	.76	.043					1400	.95	.041	.77	.024		
550	1.29	.151	.84	.052					1500	1.01	.046	.82	.027		
600	1.41	.177	.91	.061					2000	1.35	.080	1.10	.047	.76	.019
650	1.53	.208	.99	.071	.73	.033			2500	1.69	.122	1.37	.072	.95	.029
700	1.64	.237	1.07	.080	.78	.038			3000	2.03	.171	1.64	.101	1.14	.041
750	1.76	.272	1.14	.092	.84	.043			3500	2.37	.233	1.92	.135	1.33	.054
800	1.88	.309	1.22	.105	.90	.049			4000	2.71	.298	2.19	.176	1.52	.071
850	1.99	.344	1.29	.117	.95	.055			4500	3.05	.372	2.47	.221	1.71	.088
900	2.11	.385	1.37	.131	1.01	.061	.77	.031	5000	3.38	.456	2.74	.270	1.90	.108
950	2.23	.423	1.45	.143	1.06	.068	.81	.035	5500	3.72	.550	3.02	.323	2.09	.129
1000	2.35	.469	1.52	.159	1.12	.074	.86	.038	6000	4.06	.647	3.29	.380	2.28	.152
1100	2.58	.561	1.68	.190	1.23	.089	.94	.046	7000	4.73	.872	3.84	.513	2.66	.203
1200	2.82	.662	1.83	.224	1.34	.105	1.03	.054	8000			4.39	.670	3.05	.265
1300	3.05	.777	1.98	.263	1.45	.122	1.11	.063	9000			4.93	.837	3.42	.333
1400	3.29	.901	2.13	.305	1.57	.142	1.20	.074	10000					3.81	.406
1500	3.52	1.022	2.28	.342	1.68	.159	1.28	.082	11000					4.19	.490
2000	4.69	1.798	3.05	.603	2.24	.279	1.71	.143	12000					4.57	.581
2500			3.80	.923	2.80	.425	2.14	.218	13000					4.95	.681
3000			4.57	1.311	3.36	.604	2.57	.308							
3500			5.33	1.785	3.92	.809	3.00	.414							
4000					4.48	1.076	3.43	.540							
4500					5.03	1.319	3.85	.677							
5000							4.28	.853							
5500							4.71	.994							

TUBERIA DE ACERO { 30" CEDULA 20
36" - 72" DIAMETRO
INTERIOR

UNIDADES . METROS DE PERDIDA POR CADA
100 MTS. DE TUBERIA.

VER NOTAS EN LA HOJA 5 DE 5

D.I. = DIAMETRO INTERIOR

1) Esta tabla está calculada con diámetros interiores, para agua limpia a 15°C, para 100 m. de tubería recta en tubo limpio, (todas las tuberías son cédula 40, excepto el tubo de 30" que es ced. 20 y de 36" a 72" que es diámetro interior) (Ver Norma 5101), con una rugosidad absoluta de 0.05 mm. (tubería nueva). Para instalaciones normales se recomienda incrementar las pérdidas en 15%.

2) Para gastos intermedios a los de la tabla: seleccione h_f para el gasto inmediato inferior y multiplique h_f por el cuadrado de la relación de los gastos.

Ejemplo: Calcular las pérdidas por fricción (h_f) para 100 m. de tubería de 8" y para un gasto de: 115.0 l.p.s.

Solución: de la tabla; la pérdida para 110.0 l.p.s. es 4.51 mts. por 100 m., la pérdida para 115.0 l.p.s. será:

$$h_f = 4.51 \times \left(\frac{115}{110}\right)^2 = 4.93 \text{ m./100 m.}$$

3) Para diámetros intermedios la fricción por 100 m. varía inversamente como la quinta potencia de los diámetros interiores, para el mismo gasto.

Ejemplo: Calcular las pérdidas por fricción h_f para 100 mts. de tubería, de 10" cédula 80, con un gasto de 100 l.p.s.

Solución: de la tabla: la pérdida para 100 m. de tubería de 10", cédula 40 es de 1.19 m. De la norma 5101 el diámetro interior para tubería de 10" céd. 40, es: 254.5 mm. y para ced. 80 es: 242.9. La pérdida para tubo céd. 80 será

$$h_f = 1.19 \times \left(\frac{254.5}{242.9}\right)^5 = 1.50 \text{ m/100 m.}$$

4) Para pérdidas en codos, válvulas, accesorios, etc.: sumar a la longitud recta de la tubería las longitudes equivalentes de cada codo, válvula, accesorios, etc., que se leen en el nomograma de la norma

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

PERDIDAS POR FRICCION EN
TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO

HOJA 1 DE 5
N O R M A
5 3 1 2
R E V

Q LITROS POR SEG.	2"		2 1/2"		3"		Q LITROS POR SEG.	4"		5"		6"	
	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.		V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.
							6	.76	.64				
							7	.89	.85				
							8	1.02	1.08				
1.50	.76	1.50					9	1.14	1.33	73	46		
2.00	1.02	2.51	.71	1.05			10	1.27	1.61	.81	.55		
2.50	1.27	3.74	.88	1.56			15	1.91	3.32	1.22	1.14	.84	.47
3.00	1.53	5.18	1.06	2.16	.68	.74	20	2.54	5.55	1.63	1.90	1.13	.79
3.50	1.78	6.83	1.24	2.85	.79	.98	25	3.18	8.28	2.04	2.84	1.41	1.18
4.00	2.04	8.68	1.42	3.62	.90	1.24	30	3.82	11.48	2.44	3.93	1.69	1.64
4.50	2.30	10.71	1.59	4.47	1.02	1.53	35	4.46	15.12	2.85	5.18	1.98	2.16
5	2.55	12.94	1.77	5.39	1.13	1.85	40	5.10	19.21	3.26	6.58	2.26	2.74
6	3.06	17.93	2.12	7.47	1.36	2.56	45			3.67	8.12	2.54	3.39
7	3.58	23.63	2.48	9.85	1.58	3.37	50			4.07	9.81	2.83	4.09
8	4.09	30.01	2.83	12.51	1.81	4.29	55			4.48	11.64	3.11	4.85
9	4.60	37.05	3.19	15.44	2.04	5.29	60			4.89	13.60	3.39	5.67
10	5.11	44.74	3.54	18.65	2.26	6.39	65			5.30	15.69	3.68	6.54
15			5.32	38.53	3.40	13.20	70					3.96	7.47
20					4.54	22.09	75					4.24	8.45
25					5.67	32.94	80					4.53	9.48
							85					4.81	10.57
							90					5.09	11.71

- UNIDADES: METROS DE PERDIDA POR CADA 100 MTS DE TUBERIA
 - CALCULOS CON DIAMETROS INTERIORES
 - VER NOTAS EN LA HOJA 5 DE 5

Q LITROS POR SEG	8"		10"		12"		Q LITROS POR SEG	14"		16"		18"	
	V M/S	hf FRICC.	V M/S	hf FRICC.	V M/S	hf FRICC.		V M/S	hf FRICC.	V M/S	hf FRICC.	V M/S	hf FRICC.
20	.63	.20											
25	.80	.30											
30	.95	.41					70	.73	.13				
35	1.11	.54	.72	.19			75	.76	.14				
40	1.27	.69	.82	.24			80	.82	.16				
45	1.43	.85	.91	.29			85	.87	.18				
50	1.56	1.03	1.01	.35			90	.93	.20	.73	.11		
55	1.75	1.22	1.12	.42	.76	.17	95	.98	.22	.76	.12		
60	1.90	1.42	1.22	.49	.84	.20	100	1.03	.24	.80	.13	.61	.07
65	2.06	1.64	1.31	.56	.90	.23	150	1.55	.50	1.18	.26	.94	.19
70	2.22	1.88	1.42	.64	.99	.27	200	2.07	.84	1.58	.44	1.25	.25
75	2.38	2.12	1.52	.73	1.05	.30	250	2.59	1.25	1.98	.66	1.55	.37
80	2.54	2.38	1.63	.82	1.12	.34	300	3.11	1.73	2.37	.91	1.88	.52
85	2.70	2.66	1.72	.91	1.20	.38	350	3.62	2.28	2.77	1.20	2.18	.68
90	2.86	2.94	1.83	1.01	1.27	.42	400	4.15	2.90	3.17	1.53	2.51	.87
95	3.02	3.24	1.93	1.11	1.33	.46	450	4.67	3.58	3.56	1.88	2.79	1.07
100	3.17	3.55	2.03	1.22	1.41	.51	500	5.18	4.32	3.97	2.28	3.13	1.29
150	4.77	7.34	3.06	2.52	2.11	1.05	550			4.36	2.70	3.44	1.53
200			4.07	4.21	2.82	1.76	600			4.76	3.15	3.76	1.79
250			5.09	6.28	3.53	2.62	650			5.16	3.64	4.07	2.07
300					4.24	3.63	700					4.38	2.36
350					4.94	4.78	750					4.70	2.67
400					5.65	6.07	800					5.01	3.00

- UNIDADES METROS DE PERDIDA POR CADA 100 MTS. DE TUBERIA.
 - CALCULOS CON DIAMETROS INTERIORES.
 - VER NOTAS EN LA HOJA 5 DE 5

Q LITROS POR SEG	20"		24"		30"		36"	
	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.
150	.76	.090						
200	1.01	.151	.70	.063				
250	1.26	.225	.88	.094				
300	1.52	.312	1.05	.130	.68	.045		
350	1.77	.412	1.23	.172	.79	.059		
400	2.03	.523	1.40	.218	.90	.075		
500	2.53	.780	1.76	.325	1.12	.111	.77	.046
600	3.04	1.080	2.11	.450	1.35	.154	.93	.064
700	3.55	1.424	2.46	.593	1.57	.203	1.09	.085
800	4.06	1.808	2.81	.754	1.80	.258	1.25	.108
900	4.57	2.232	3.16	.930	2.02	.319	1.40	.133
1000	5.07	2.696	3.52	1.124	2.25	.385	1.56	.160
1100			3.87	1.333	2.47	.457	1.71	.190
1200			4.22	1.557	2.70	.534	1.87	.222
1300			4.58	1.797	2.92	.616	2.03	.257
1400			4.93	2.052	3.22	.703	2.18	.293
1500			5.28	2.322	3.38	.796	2.34	.332
2000					4.50	1.331	3.12	.555
2500					5.63	1.985	3.90	.827
3000							4.69	1.147
3500							5.47	1.511

- UNIDADES: METROS DE PERDIDA POR CADA 100 MTS. DE TUBERIA.
- CALCULOS CON DIAMETROS INTERIORES.
- VER NOTAS EN LA HOJA 5 DE 5.

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

PERDIDAS POR FRICCION
EN TUBERIAS DE A. C.

N O R M A R E V

5 3 1 2

HOJA 3 DE 5

A

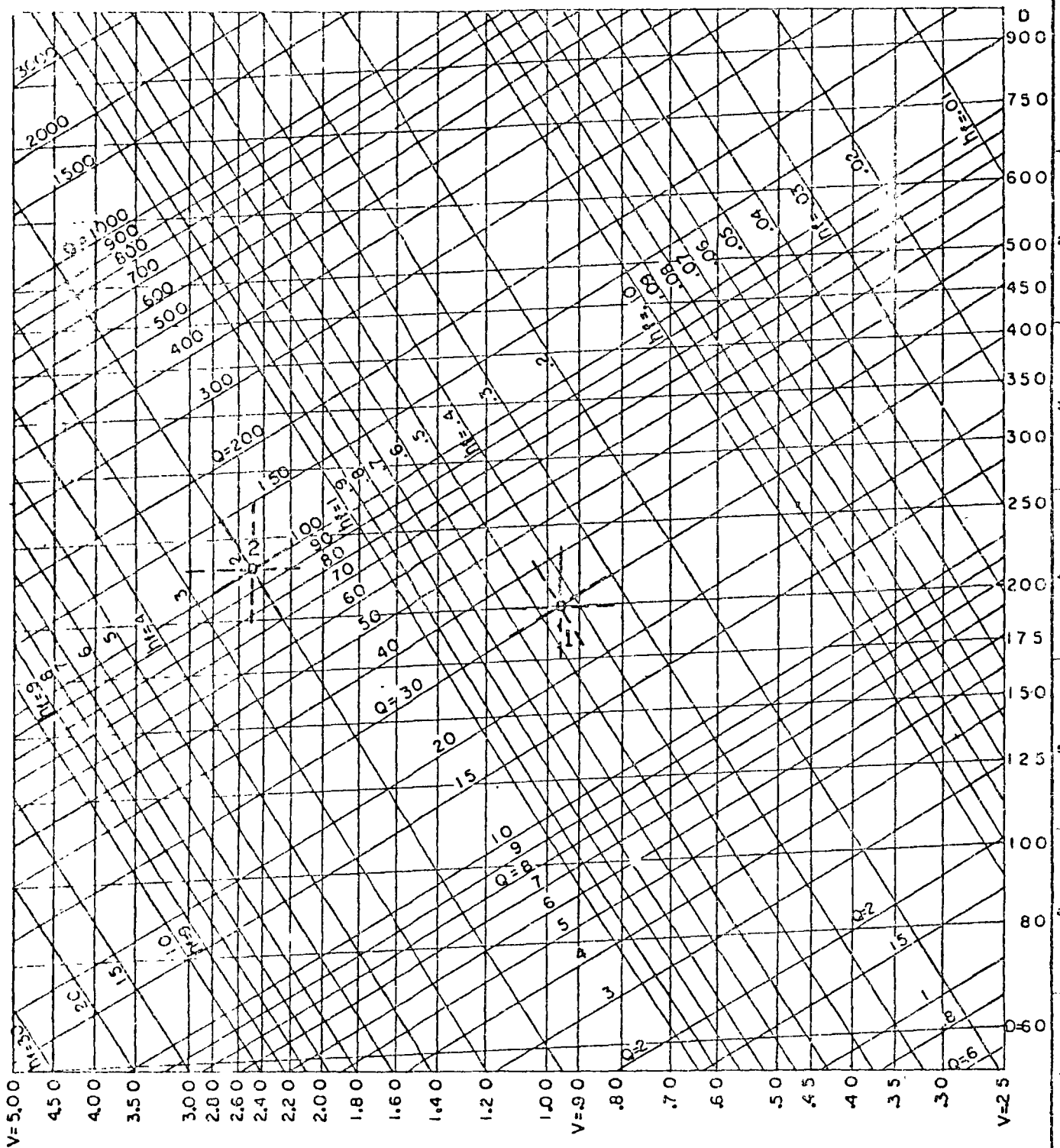
B

C

D

E

F



Q = GASTO EN LITROS POR SEGUNDO.
 V = VELOCIDAD EN METROS POR SEGUNDO.

h_f = PERDIDAS DE CARGA EN METROS/100 METROS.
 D = DIAMETRO EN MILIMETROS.

EJEMPLO 1 : UN TUBO DE 203mm (8"), CON UN GASTO DE 30l.p.s. TENDRA UNA PERDIDA $h_f = 0.43$ m/100m, CON UNA VELOCIDAD DE 0.95 m./seg.

EJEMPLO 2 : PARA UN GASTO DE 100 l.p.s. CON UNA CARGA DISPONIBLE DE 200m., DEBIAMOS USAR UN TUBO DE 230mm., USAREMOS 10" CON UNA VELOCIDAD DE 2.65 m/seg.

S A C M A G
 CONSULTORES
 MEXICO

PERDIDAS POR FRICCION EN
 TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO

N O R M A REV

5 3 1 2

HOJA 4 DE 5

- 1) Esta tabla está calculada con diámetros interiores, para agua limpia a 15°C, para 100 m. de tubería recta en tubo limpio de asbesto cemento, para cualquier clase (A2.5, A5, A7, A10 y A14) (Ver Norma 5115), con la fórmula de SCIMEMI (tubería nueva). Para instalaciones normales se recomienda incrementar las pérdidas en 15%.
- 2) Para gastos intermedios a los de la tabla: seleccione h_f para el gasto inmediato inferior y multiplique h_f por el cuadrado de la relación de los gastos.

Ejemplo: Calcular las pérdidas por fricción (h_f) para 100 m. de tubería de 8" y para un gasto de: 115.0 l.p.s.

Solución: de la tabla: la pérdida para 100.0 l.p.s. es 3.55 mts. por 100 m., la pérdida para 115.0 l.p.s. será:

$$h_f = 3.55 \times \left(\frac{115.}{100} \right)^2 = 4.69 \text{ m. / 100 m.}$$

- 3) Para pérdidas en codos, válvulas, accesorios, etc.: sumar a la longitud recta de la tubería las longitudes equivalentes de cada codo, válvula, accesorios, etc., que se leen en en nomograma de la norma

S A C M A G CONSULTORES MEXICO	PERDIDAS POR FRICCIÓN EN TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO	N O R M A	R E V
		5 3 1 2	
		HOJA 5 DE 5	

Q LITROS POR SEG	3/8"		1/2"		3/4"		Q LITROS POR SEG	1"		1 1/4"		1 1/2"	
	V M/S	hf FRICC	V M/S	hf FRICC.	V M/S	hf FRICC.		V M S	hf FRICC.	V M/S	hf FRICC.	V M/S	hf FRICC.
.05	.32	1.0					.20	.30	.42				
.06	.38	1.3					.30	.44	.76				
.07	.45	1.9					.40	.59	1.35	.32	.4		
.08	.51	2.5	.31	.70			.50	.74	2.0	.42	.6	.32	.3
.09	.58	3.3	.35	.80			.60	.89	3.2	.50	.8	.39	.4
.10	.64	4.0	.39	.95			.70	1.04	4.0	.59	1.0	.45	.5
.15	.96	8.1	.58	1.9	.35	.65	.80	1.19	5.1	.67	1.4	.51	.6
.20	1.28	13.5	.77	3.5	.46	1.05	.90	1.33	6.6	.75	1.8	.58	.7
.30	1.92	28.2	1.17	7.2	.69	2.3	1.00	1.48	7.4	.84	2.0	.64	.8
.40	2.56	42.0	1.56	11.5	.92	4.1	1.20	1.78	10.0	1.00	3.2	.77	1.4
.50	3.20	55.0	1.94	18.1	1.15	6.4	1.40	2.08	13.7	1.17	3.8	.90	1.8
.60	3.84	100.0	2.33	23.4	1.38	8.2	1.60	2.37	17.1	1.34	5.0	1.03	2.1
.70			2.72	30.0	1.61	10.8	1.80	2.67	20.3	1.51	6.4	1.16	3.3
.80			3.11	39.6	1.84	13.6	2.00	2.97	25.2	1.67	7.8	1.29	3.8
.90			3.50	44.4	2.07	18.2	2.20	3.26	30.0	1.84	9.2	1.41	4.2
1.00			3.89	50.0	2.31	20.0	2.40	3.56	34.1	2.01	10.1	1.54	5.0
1.10					2.54	23.7	2.60	3.86	39.9	2.18	11.4	1.67	5.8
1.20					2.77	28.8	2.80			2.34	14.6	1.80	6.9
1.30					3.00	30.7	3.00			2.51	16.2	1.93	7.5
1.40					3.23	38.2	3.50			2.93	19.7	2.25	9.2
1.50					3.46	40.0	4.00			3.35	26.1	2.57	11.3
1.60					3.69	42.2	4.50			3.77	30.7	2.89	15.1
1.70					3.92	48.3	5.00					3.21	18.4
							6.00					3.56	24.0

- TUBERIA CLASE RD-26.
- UNIDADES: METROS DE PERDIDA POR CADA 100 MTS. DE TUBERIA.
- CALCULOS CON DIAMETROS INTERIORES.
- VER NOTAS EN LA HOJA 4 DE 4.

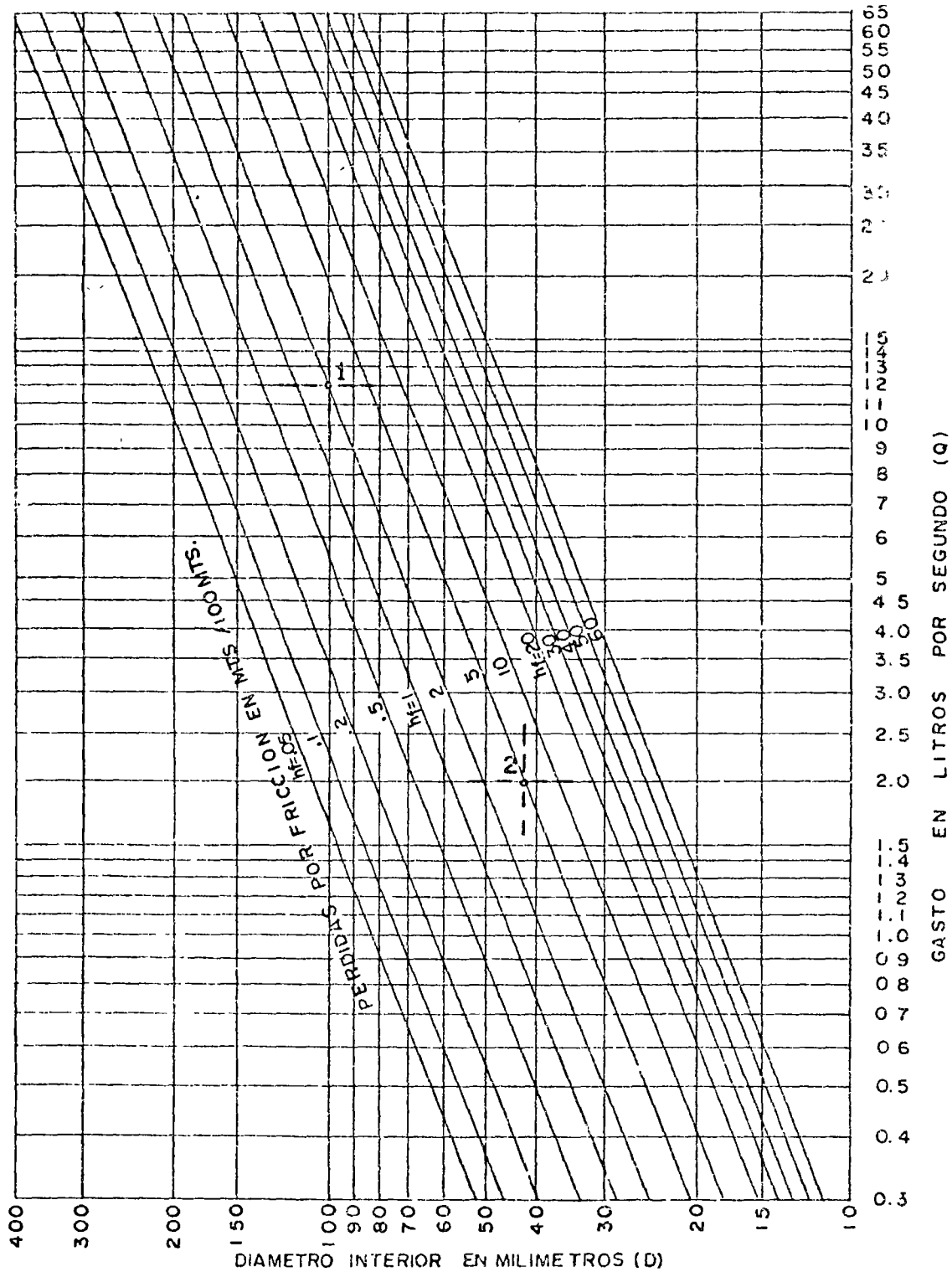
Q LITROS POR SEG	2"		2 1/2"		3"		4"		Q LITROS POR SEG	5"		6"		8"	
	V M/SEG	hf FRICC.	V M/SEG	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC.	V M/SEG	hf FRICC		V M/SEG	hf FRICC.	V M/SEG.	hf FRICC	V M/SEG	hf FRICC
.8	.33	.27							5	.35	.09				
1.0	.41	.42							6	.42	.14	.32	.06		
1.2	.49	.55	.34	.22					7	.49	.18	.37	.09		
1.4	.57	.72	.39	.35					8	.56	.23	.42	.11		
1.6	.66	.91	.45	.42					9	.64	.30	.48	.15		
1.8	.74	1.12	.50	.48	.34	.18			10	.71	.37	.53	.18	.31	.05
2.0	.82	1.37	.56	.57	.38	.20			15	1.06	.75	.79	.37	.47	.11
2.5	1.03	2.03	.70	.81	.47	.34			20	1.41	1.2	1.06	.55	.62	.19
3.0	1.23	3.1	.84	1.08	.57	.46	.34	.13	25	1.76	1.9	1.32	.85	.76	.31
3.5	1.44	3.8	.98	1.55	.66	.60	.40	.17	30	2.12	2.7	1.58	1.2	.93	.40
4.0	1.64	5.0	1.12	1.96	.76	.72	.46	.20	35	2.47	3.2	1.85	1.8	1.09	.49
4.5	1.85	6.3	1.26	2.5	.85	.90	.51	.29	40	2.82	4.2	2.10	2.1	1.24	.62
5.0	2.05	8.0	1.40	3.3	.94	1.05	.57	.35	45	3.18	5.5	2.38	2.9	1.40	.74
5.5	2.26	9.1	1.54	3.8	1.04	1.31	.63	.40	50	3.53	7.0	2.64	3.5	1.56	.90
6.0	2.46	10.4	1.68	4.3	1.13	1.48	.69	.47	55	3.88	8.2	2.90	4.0	1.71	1.1
6.5	2.67	11.5	1.82	5.0	1.23	1.75	.74	.51	60			3.17	4.7	1.87	1.4
7.0	2.87	14.7	1.96	5.8	1.32	2.0	.80	.59	70			3.70	6.2	2.18	1.8
7.5	3.08	16.6	2.10	6.5	1.42	2.2	.86	.65	80					2.49	2.2
8.0	3.28	18.2	2.24	7.3	1.51	2.9	.92	.73	90					2.80	3.0
8.5	3.49	19.8	2.38	8.0	1.61	3.2	.97	.80	100					3.11	3.5
9.0	3.69	21.0	2.52	8.6	1.70	3.8	1.03	.88	110					3.42	4.0
9.5	3.90	22.15	2.66	9.5	1.79	4.1	1.09	.99	120					3.73	4.6
10			2.80	10.5	1.89	4.5	1.14	1.1							
12			3.36	15.1	2.27	5.8	1.37	1.6							
14			3.92	19.0	2.64	7.5	1.60	2.0							
16					3.02	9.1	1.83	2.8							
18					3.40	11.0	2.06	3.5							
20					3.78	14.1	2.29	4.2							
25							2.86	6.1							
30							3.43	8.3							
35							4.00	10.8							

- TUBERIA CLASE RD-26. - CALCULOS CON DIAMETROS INTERIORES.
- UNIDADES METROS DE PERDIDA POR CADA 100 MTS DE TUBERIA. - VER NOTAS EN LA HOJA 4 DE 4

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

PERDIDAS POR FRICCION
EN TUBERIAS DE PVC
RD-26

N O R M A
5 3 1 3
HOJA 2 DE 4
REV



EJEMPLO 1 : UN TUBO DE 101 mm. (4"), CON UN GASTO DE 12 lps TENDRA UNA PERDIDA $h = 2.0 \text{ m} / 100 \text{ m}$.

EJEMPLO 2 : PARA UN GASTO DE 20 lps CON UNA CARGA DISPONIBLE DE 5m.; DEBIAMOS USAR UN TUBO DE 42 mm., USAREMOS 1 1/2"

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

PERDIDAS POR FRICCIÓN EN
TUBERIAS DE PVC, RD - 26

N O R M A REV.

5313

HOJA 3 DE 4

1) Esta tabla está calculada con diámetros interiores, para agua limpia a 15°C, para 100 m. de tubería recta en tubo limpio de PVC clase RD-26 (Ver Norma 5120), para tubería nueva. Para instalaciones normales se recomienda incrementar las pérdidas en 15%.

2) Para gastos intermedios a los de la tabla: seleccione h_f para el gasto inmediato inferior y multiplique h_f por el cuadrado de la relación de los gastos.

Ejemplo: Calcular las pérdidas por fricción (h_f) para 100 m. de tubería de 8" y para un gasto de: 115.0 l.p.s.

Solución: de la tabla; la pérdida para 110.0 l.p.s. es 4.00 mts. por 100 m., la pérdida para 115.0 l.p.s. será:

$$h_f = 4.00 \times \left(\frac{115}{110} \right)^2 = 4.37 \text{ m./100 m.}$$

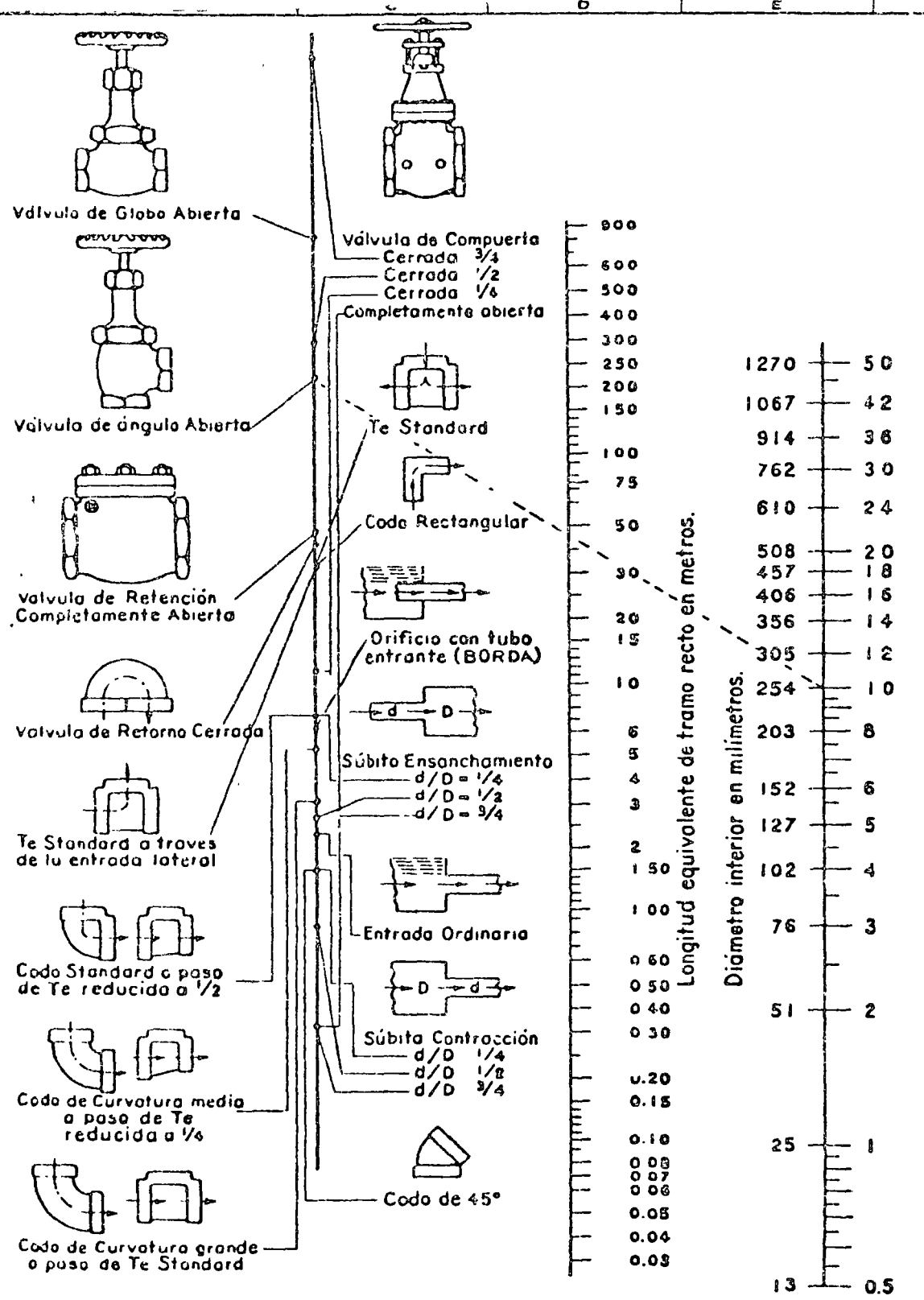
3) Para diámetros intermedios la fricción por 100 m. varía inversamente como la quinta potencia de los diámetros interiores, para el mismo gasto.

Ejemplo: Calcular las pérdidas por fricción h_f para 100 mts. de tubería, de 6" clase RD-41, con un gasto de 50 l.p.s.

Solución: de la tabla: la pérdida para 100 m. de tubería de 6", clase RD-26 es de 3.5 m. De la norma 5120 el diámetro interior para tubería de 6" RD-26, es: 155.3 mm. y para clase RD-41 es: 160.1 mm. La pérdida para tubo clase RD-41 será:

$$h_f = 3.5 \times \left(\frac{155.3}{160.1} \right)^5 = 3.01 \text{ m/100 m.}$$

4) Para pérdidas en codos, válvulas, accesorios, etc.: sumar a la longitud recta de la tubería las longitudes equivalentes de cada codo, válvula, accesorios, etc., que se leen en el nomograma de la norma



EJEMPLO: La línea punteada indica que la pérdida de carga en una Válvula de ángulo Abierta de 250 mm (10") es equivalente a la que se verifica en un tramo recto de tubería del mismo diámetro y de 47 mts. de longitud.

NOTA: Para contracciones y ensanchamientos bruscos utilícese el diámetro menor d en la escala de tubos.

PROYECTO:	AREA:
Identificación	
Tipo	Tamaño
Fabricante	Modelo N°
N° de Pasos	

DATOS DE OPERACION

Fluido Manejado			
% Sólidos	(Por)	Tamaño Partícula Sólidos	Mesh(Max)
Gravedad Esp.		Gravedad Esp. (Sol.Secos)	Temp. Bombeo °F
Pres Vapor	Psia.	°F	Viscosidad
		Norma Max. Min.	
Capacidad			T D H.
Cabeza de Succion	(-FT. Liq.)(-Psig.)(-Pos)(Neg.)	NPSH Disponible	
Cabeza de Descarga	(-FT. Liq.)(-Psig.)		
Cabeza de Descarga Est.	Pies(No Excederse de la Cabeza de la Bomba)		
Vel Bomba	R P M	Vel. Perm. del Imp.	FT/Min.(Max.)
		Velocidad Esp.	
Operacion (-Continua)(-Intermitente) -Horas por Dia (ON)(OFF)			
Corrosion/Eros. Permisible			
Altitud de Instalacion		Pies	

CONSTRUCCION

UNIDAD	TIPO	MATERIAL	CONEXION	TAMAÑO	TIPO	POSICION
Carcasa			Succion			
Impulsor			Descarga			
Forro			Vent.			
Part Descarga			Dren			
Anillos			Man			
Caja de Empaque			Sello			
Empaque						
Sello Mecánico						
Flecha						
Tipo Cojinete		Lubr.				

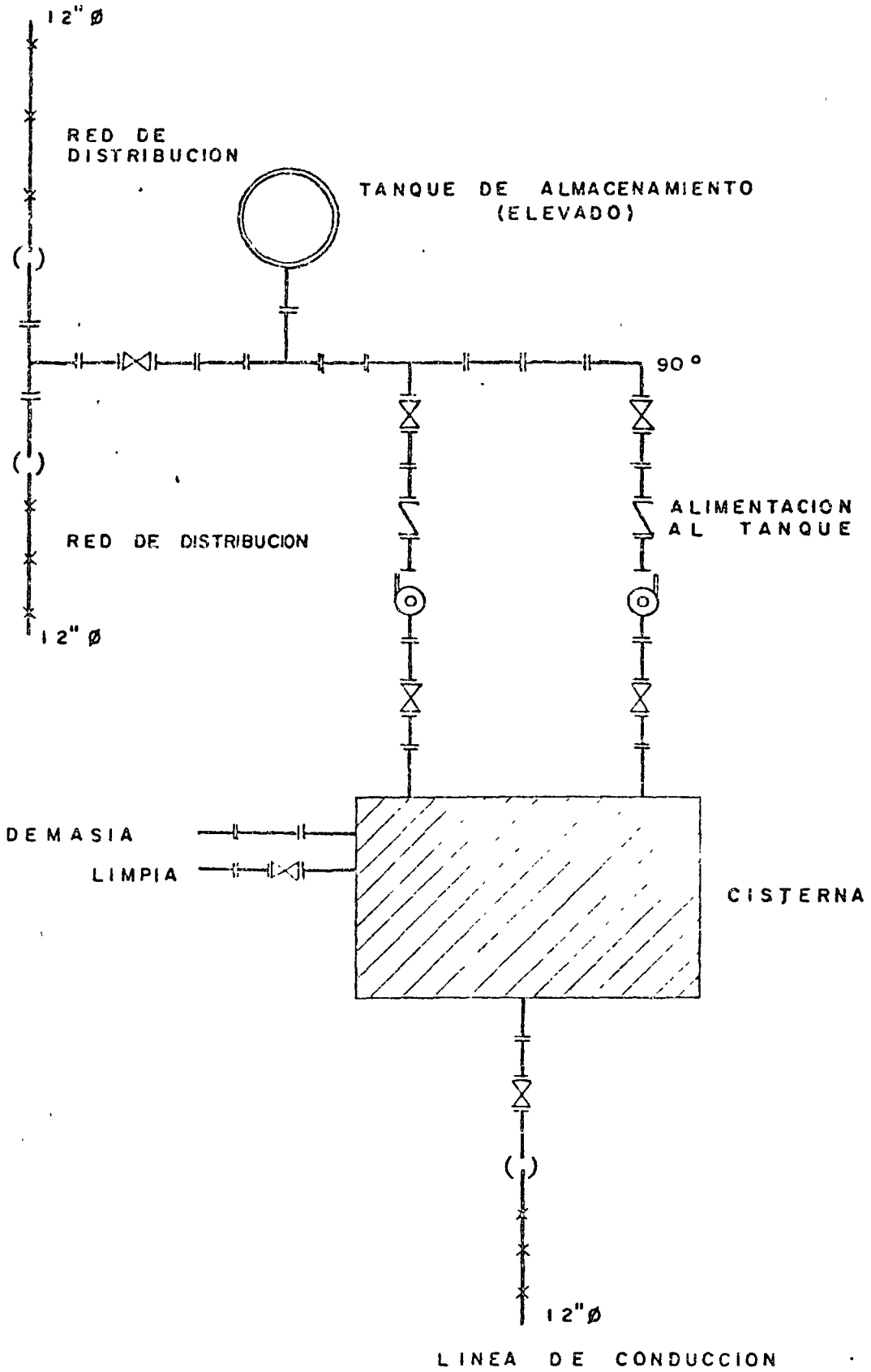
ACCESORIOS

MOTOR ELECTRICO			MISC.		Propor. por.
Prop por.	Fabr. por	Banda	Placa Base		
Fabricado por	Modelo	Engrane	Cople		
Tipo	Frame	Variador de Vel.	Guarda de Cople		
Potencia		Otros	Guarda de Banda		
Aislamiento			Tubo Sello		
Tem. (°C)Arriba (°)Amb		Prop. Por	Manometro		
Cojinetes	Lubricantes				
Potencia Electrica (Volts)(Fase)(Cic/Seg.		Fabr Por.			

Nº	Fecha	REVISION	Por	Cheq.	Aprob.	Aprob.	Nº	Fecha	REVISION	Por	Cheq.	Aprob.	Aprob.
----	-------	----------	-----	-------	--------	--------	----	-------	----------	-----	-------	--------	--------

S A C M A G CONSULTORES MEXICO	ESPECIFICACION DE BOMBAS	N O R M A	REV
		5 6 1 0	0
		H O J A	D E

A B C D E F



S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

BOMBEO A LA RED,
EXCEDENCIAS AL TANQUE

N O R M A REV

5 6 1 2

HOJA DE

A

B

C

D

E

F

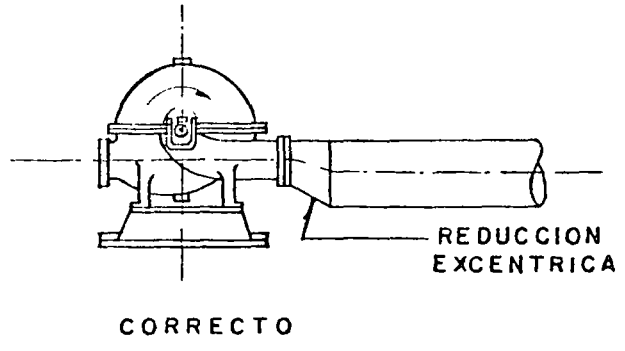
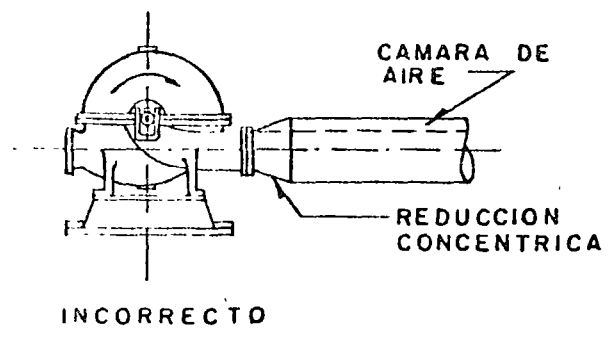


FIG. 1

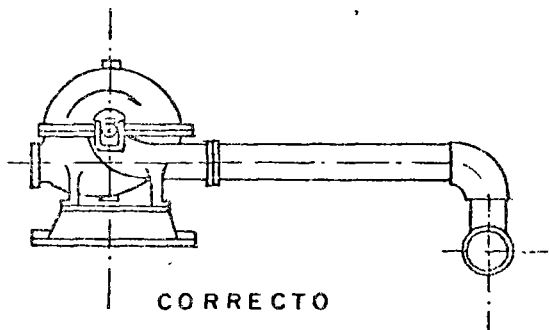
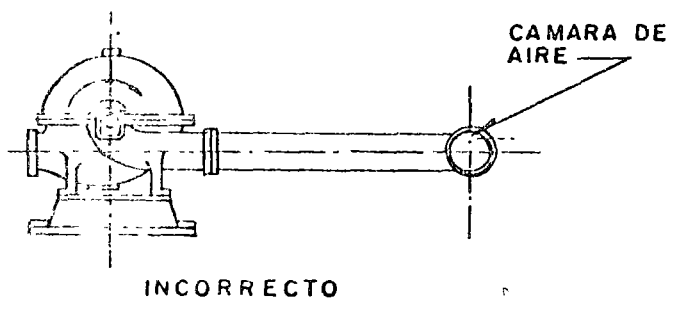


FIG. 2

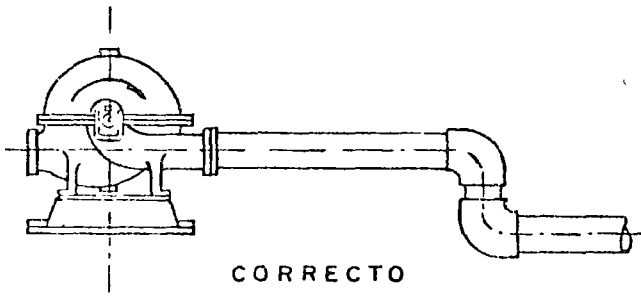
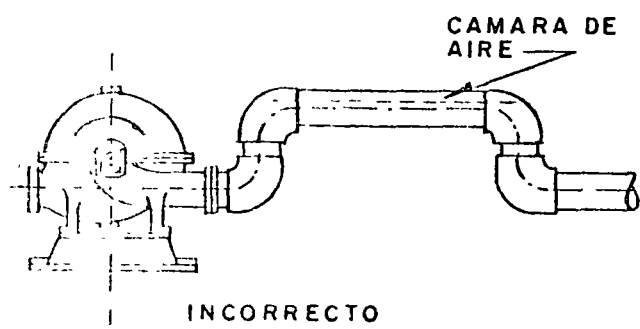


FIG. 3

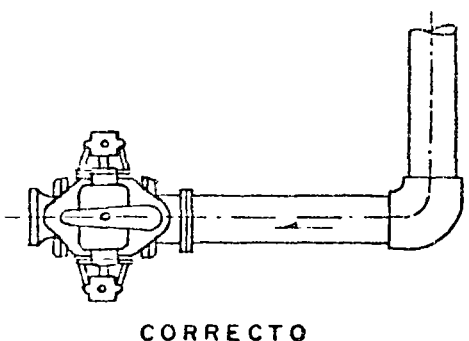
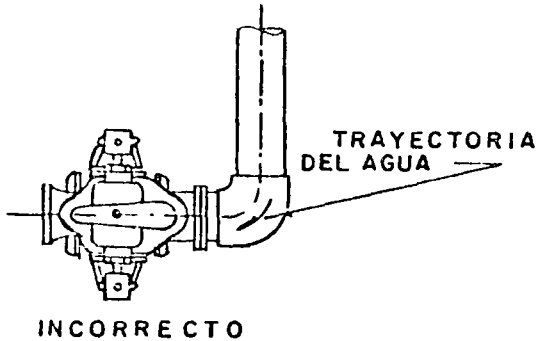


FIG. 4

S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

CONEXIONES EN LA SUCCION
DE BOMBAS CENTRIFUGAS

N O R M A		REV
5611		0
HOJA	DE	

A

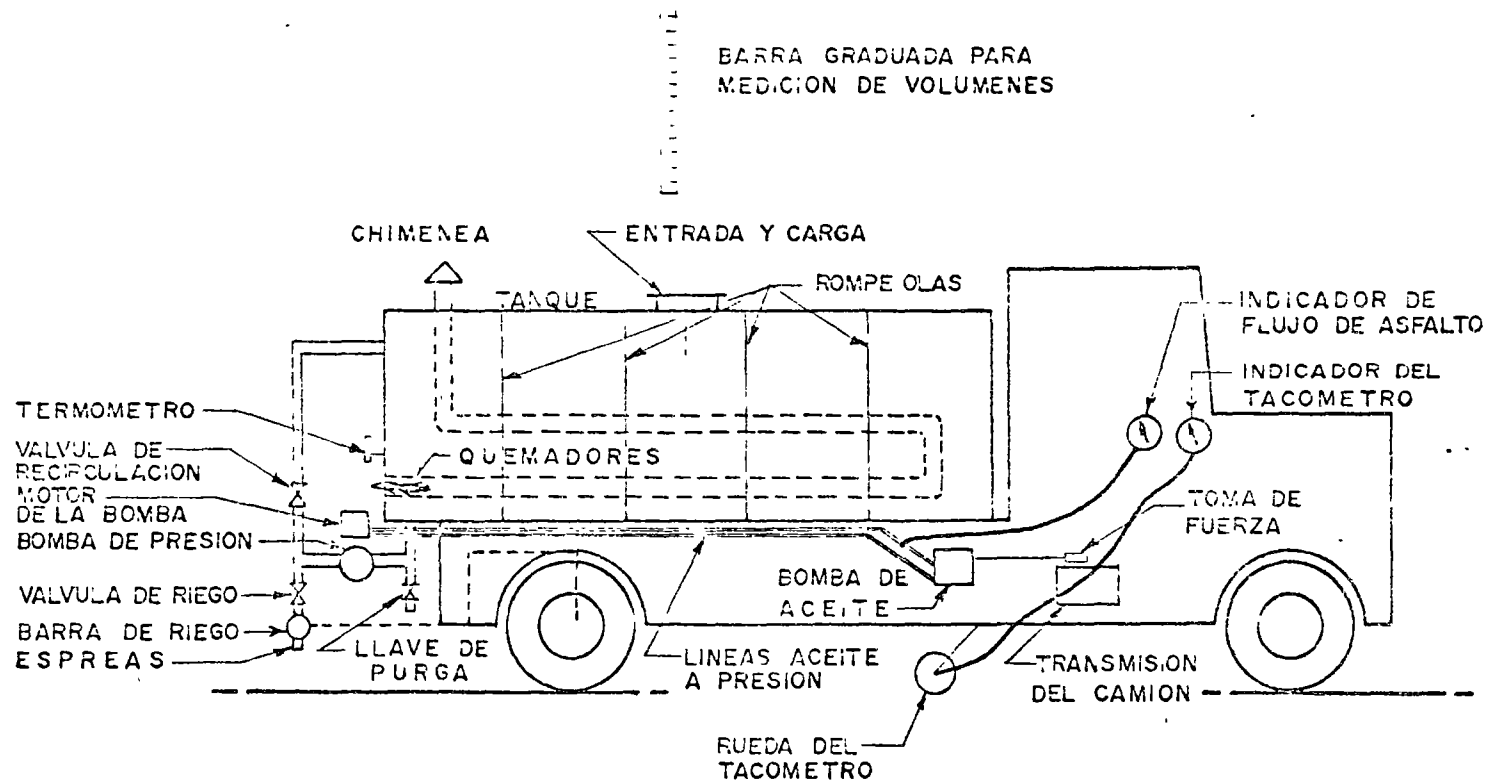
B

C

D

E

F



(Fig. 1.2) Partes de una petrolizadora

CALCULO DEL GASTO MAXIMO PROBABLE
EN UNA RED DE SUMINISTRO DE AGUA, -
EN FUNCION DEL NIVEL DE SERVICIO DEL
SISTEMA.

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO.
GERENTE DE INGENIERIA DE
SACMAG DE MEXICO, S. A.
PROFESOR DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA DE LA U. N. A. M.

A N T E C E D E N T E S .

El diseño adecuado de un sistema de suministro de agua debe tener como objetivo que todos los muebles funcionen adecuadamente, con el gasto y presión necesarios.

La presión necesaria para cada mueble está bien definida y es -- ampliamente conocida, pero el gasto no lo está. Hay varias formas conocidas para determinarlo, como el método de la raíz cuadrada, que supone que los gastos son proporcionales a la raíz del número de muebles, o el método probabilístico de Hunter que supone una operación aleatoria de los n muebles del sistema y calcula

###

el número de muebles r que probablemente no estarán en operación simultánea más del 1% del tiempo, (eficiencia = nivel de servicio = $e = 99\%$), ésto simplemente significa que : algunos momentos, que suman el 1% del tiempo, el gasto puede ser mayor del previsto, y solamente durante las horas de máxima demanda, por lo que el método, aunque muy racional, generalmente conduce a gastos elevados.

Gasto máximo probable para una eficiencia variable.

Estos gastos altos pueden adaptarse a normas elevadas de funcionamiento cuando el factor costo no es determinante, pero en un país como el nuestro que tiene un grave problema de vivienda, y de recursos para resolverlo, no debemos calcular el gasto para un 99% de eficiencia, hay que reducirlo, pero no podemos hacerlo indiscriminadamente. Es por éso que en este trabajo se modifica el método de Hunter, adaptándolo a las circunstancias, mediante la introducción de la eficiencia e como una variable del modelo, de tal manera que el proyectista pueda, en función de la eficiencia, hacer una determinación racional del gasto.

Cálculo .

El método se basa en la aplicación de la probabilidad binomial a la probabilidad P_r^n de encontrar trabajando r muebles de los n muebles del sistema :

$$P_r^n = C_r^n (1-p)^{n-r} p^r$$

Donde p es la probabilidad de que un cierto mueble, esté trabajan
do.

Se determina, entonces, el número r de entre n muebles que no tra
bajarán simultáneamente más de un cierto porcentaje del tiempo.

Por ejemplo: en un sistema de 100 muebles, en que cada mueble,
independientemente, tiene una probabilidad $p=0.03$ de estar trabajan
do en un instante dado, podemos calcular:

1) La probabilidad P de no encontrar ninguno en operación:

$$P_0^{100} = C_0^{100} (1-0.03)^{100-0} (0.03)^0 = 0.97^{100} = 0.048$$

y la eficiencia:

$$e = 1 - 0.048 = 0.952$$

2) La probabilidad P de encontrar uno en operación:

$$P_1^{100} = C_1^{100} (1-0.03)^{100-1} (0.03)^1 = 100 (0.97)^{99} (0.03) = 0.147$$

y la eficiencia:

$$e = 1 - 0.147 = 0.853$$

así podríamos seguir:

$$P_2^{100} = 0.2250, \quad e = 0.7750$$

$$P_3^{100} = 0.2270, \quad e = 0.7730$$

$$p_4^{100} = 0.1705, \quad e = 0.8295$$

$$p_5^{100} = 0.1013, \quad e = 0.8987$$

$$p_6^{100} = 0.0496, \quad e = 0.9504$$

$$p_7^{100} = 0.0206, \quad e = 0.9794$$

$$p_8^{100} = 0.0074, \quad e = 0.9926$$

En este punto sabemos que, para una eficiencia de 99%: de los 100 muebles solo debemos calcular el gasto de 8 muebles, para una eficiencia del 95%: debemos calcular el gasto de 6 muebles, etc.

Como se ve el cálculo aunque sencillo es muy laborioso, especialmente porque requiere el manejo de grandes números, por lo que hemos hecho un programa de computadora para un sistema en que todos los muebles son iguales. Ver apéndice 1 .

Cuando los muebles son de diferente tipo, es necesario aplicar un factor de peso que sea una medida de la proporción en que cada tipo de mueble interviene en el gasto (ver conclusiones). A estos factores de peso se les llama unidades mueble y se muestran en la siguiente tabla.

T A B L A 1

UNIDADES MUEBLE POR MUEBLE	
<u>Servicio Público</u>	U. M.
Excusado de fluxómetro	10
Excusado de tanque	5
Lavabo	2
Regadera	4
Fregadero de restaurant	4
Lavadero	4
Llave manguera	3
<u>Servicio Doméstico</u>	U. M.
Excusado de fluxómetro	6
Excusado de tanque	3
Lavabo	1
Regadera	2
Fregadero	2
Lavadero	2
Lavadora	3
Llave manguera	2

Con estas consideraciones aplicamos nuestro programa (ver apéndice 1) para calcular el gasto hasta 40,000 unidades mueble. Esto nos permitió dibujar la gráfica No. 1 que resuelve el problema planteado.

###

Ejemplo :

Supongamos un conjunto habitacional, sin tinacos, de 120 viviendas que en cada una se instalen :

2 Excusados de tanque : 2 x 3 =	6 U.M.
2 Lavabos 2 x 1 =	2 U.M.
1 Regadera	2 U.M.
1 Fregadero	2 U.M.
1 Lavadero	2 U.M.
1 Llave manguera	<u>2 U.M.</u>
Suma por vivienda.....	16 U.M.

Para las 120 viviendas :

$$120 \times 16 = 1,920 \text{ U.M.}$$

Entrando a la gráfica 1 :

Para e = 99% .

Q = 20.0 l.p.s.

Para e = 80 %

Q = 13.5 l.p.s.

Como se ve los gastos (en este rango) se reducen al 68%.

CONCLUSIONES .

El método es seguro y permite una reducción racional de los gastos.

Creemos, sin embargo que es susceptible de perfeccionarse en dos aspectos :

- 1) Las probabilidades p empleadas son las siguientes :

<u>TIPO DE MUEBLE</u>	<u>p</u>
Excusado de fluxómetro	0.03
Excusado de tanque	0.20
Regadera	0.066

Que son las mismas usadas por Hunter, no las variamos por las siguientes razones :

- a) porque se hizo una medición en varias casas de clase media, y se encontró que se parecían mucho a la realidad.
- b) Para comparar con el método de Hunter.

Creemos que p variará en función del número de muebles por habitante (en una casa con un baño por recámara p será menor que en una casa con un solo baño), por lo que es necesario reconsiderar el sistema para esta nueva variable.

- 2) Las unidades mueble están calculadas para un rango entre 10 y 20 l. p. s., habiendo una variación del 30% del valor de las unidades mueble entre ambos límites. Esto nos hace pensar en la necesidad de :

- a) hacer intervenir las U.M. como una variable del sistema, lo que pudiera ser muy difícil de aplicar, ó
- b) simplificar el sistema, (y en una unidad habitacional sería fácil) considerando que en todas las viviendas hay el mismo número de muebles y por lo tanto la proporción de muebles no varía. - - -
A partir de esta consideración se podría construir una gráfica que relacionara directamente el número de viviendas con el gasto.

GRAFICA I

GASTOS DESDE 400 HASTA 7000 U.M.

GASTO
p.s.

6.0

5.0

4.0

3.0

2.0

1.0

0

400

10'00

20'00

30'00

40'00

50'00

60'00

7000

U.M.

NIVEL DE
SERVICIO

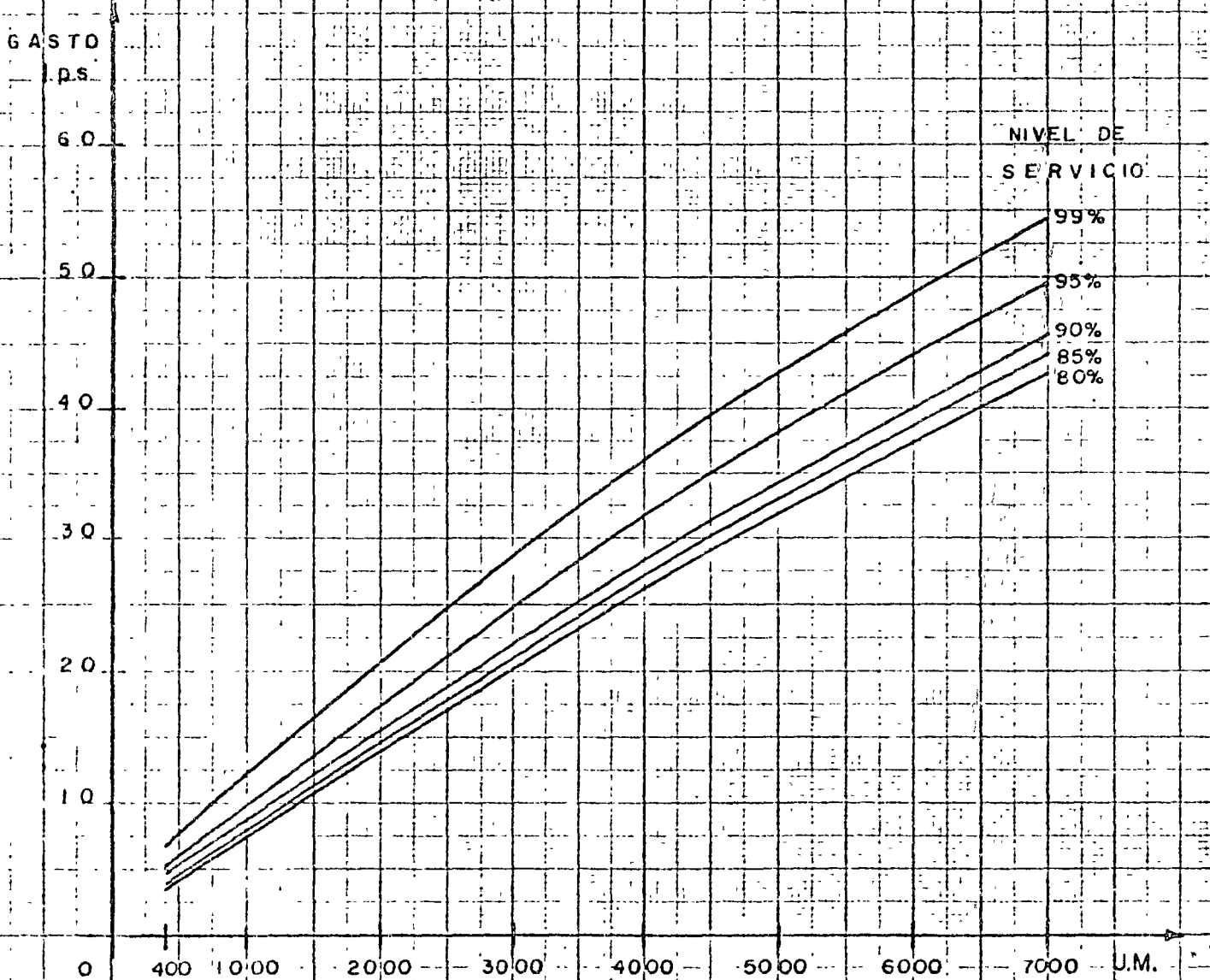
99%

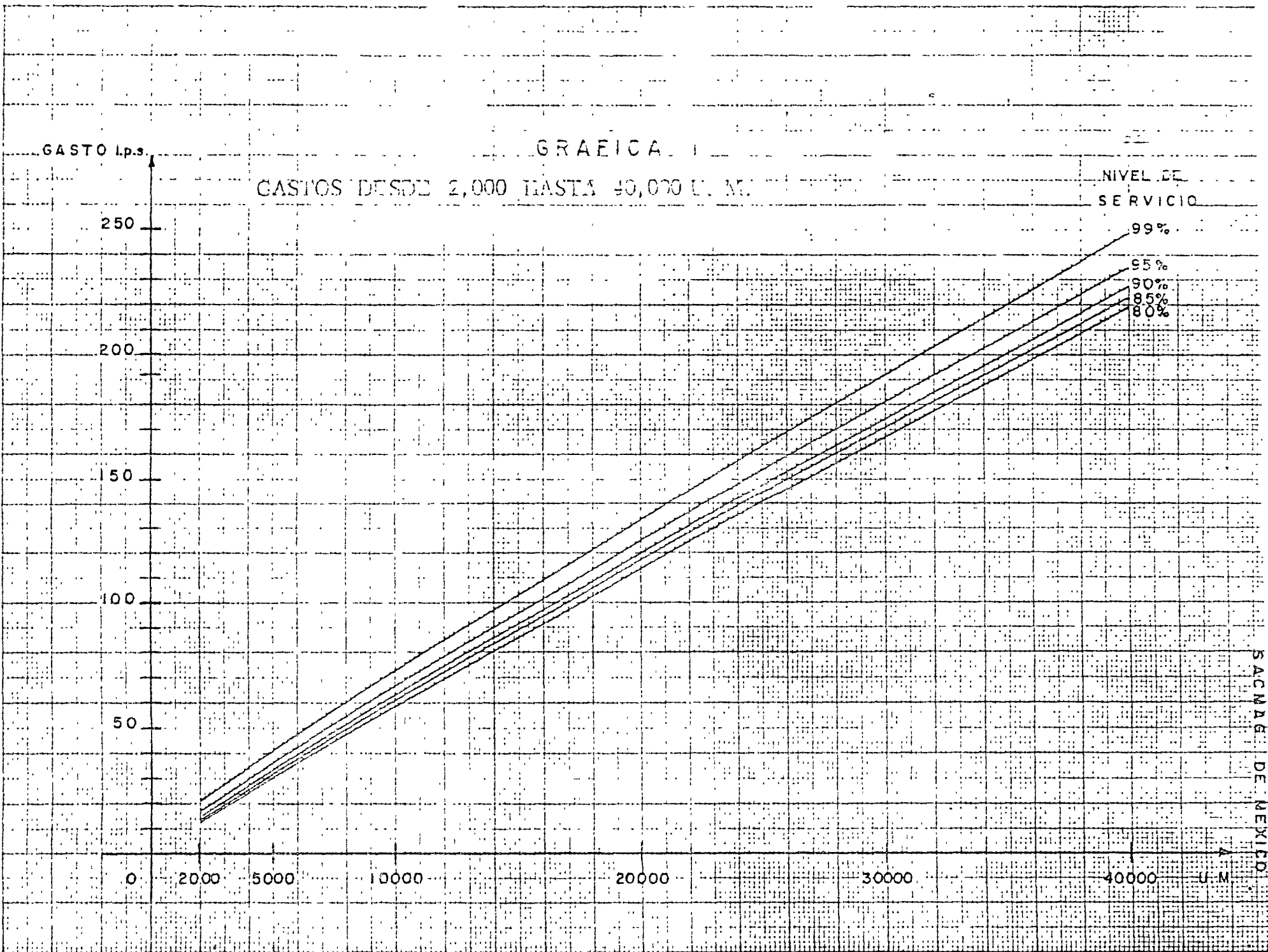
95%

90%

85%

80%





C-FRES...STND.C..... FORTRAN SOURCE STATEMENTS IDENTFCN **COMPILER MEMBERS**

```

C      PROGRAMA DE COSTOS DE SISTEMAS DE MUEBLES (HUNTER)
      DIMENSION NO1(40),NO2(40),NFEC(40),GTOT(5,99)
      DIMENSION CONF(5,1,15),LS(5),INT(5),SUM(5,99),NM(59),VD(5,99)
      READ(2,5)MT,IT,NVEZT,ACOPT,INCOPI
      READ(2,3)(CONF(I),I=1,15)
      READ(2,4)(LT(M),M=1,MT)
      READ(2,4)(LS(M),M=1,MT)
      READ(2,4)(INT(M),M=1,MT)
      DO 75 NVEZ=1,NVEZT
      READ(2,1)NO1,NO2,NFEC
      READ(2,2)TPR,TP,OP,GPM
      PRO=TOP/TPR
      O=1.0-PRO
      WRITE(3,6)NO1,NO2,NFEC
      WRITE(3,7)
      WRITE(3,11)TPR,TP,PRO,O,GPM
      WRITE(3,12)
      X=ALOG(PRO)
      Y=ALOG(O)
      J=0
      DO 50 M=1,MT
      L1=L1(M)
      L2=L2(M)
      L3=L3(M)
      DO 55 N=L1,L2,L3
      J=J+1
      VD(I,J)=0
      NM(J)=N
      A=N
      SUM(I,J)=0.0
      DO 60 I=1,IT
      IF (I-1)100,100,120
      120 SUM(I,J)=SUM(I-1,J)
      VD(I,J)=VD(I-1,J)
      GO TO 110
      100 IF (VD(I,J)-1)101,102,103
      101 COM=0
      B=0
      GO TO 104
      102 COM=ALOG(A)
      B=1
      GO TO 104
      103 B=VD(I,J)
      C=(A**+.01)/B
      COP=COM*ALOG(C)
      104 FP=VD(I,J)
      FQ=N-VD(I,J)
      P1=CON*(EXP(X)+EXP(Y))
      P2=EXP(P1)
      SUM(I,J)=SUM(I,J)+P2
      110 IF (SUM(I,J)=CONF(I))111,112,112
      111 VD(I,J)=VD(I,J)+1
      GO TO 100
      112 GTOT(I,J)=GTOT(I,J)
      WRITE(3,13)NM(J),CONF(I),VD(I,J),SUM(I,J),GTOT(I,J)
      60 CONTINUE
      55 CONTINUE

```

DETERMINACION DEL VOLUMEN MINIMO
DE UN TANQUE ELEVADO EN FUNCION DE
LAS DEMANDAS Y FALLAS PROBABLES.

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
GERENTE DE INGENIERIA DE
SACMAG DE MEXICO, S. A.
PROFESOR DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA DE LA U. N. A . M.

INTRODUCCION.

En un fraccionamiento sin tinacos, con un sistema de bombeo a la red y desviación al tanque, el gasto de bombeo (Q_B) es menor que el gasto máximo demandado (Q_{MI}), ya que durante la máxima demanda el tanque suministra la diferencia del gasto.

(Figura 1)

###

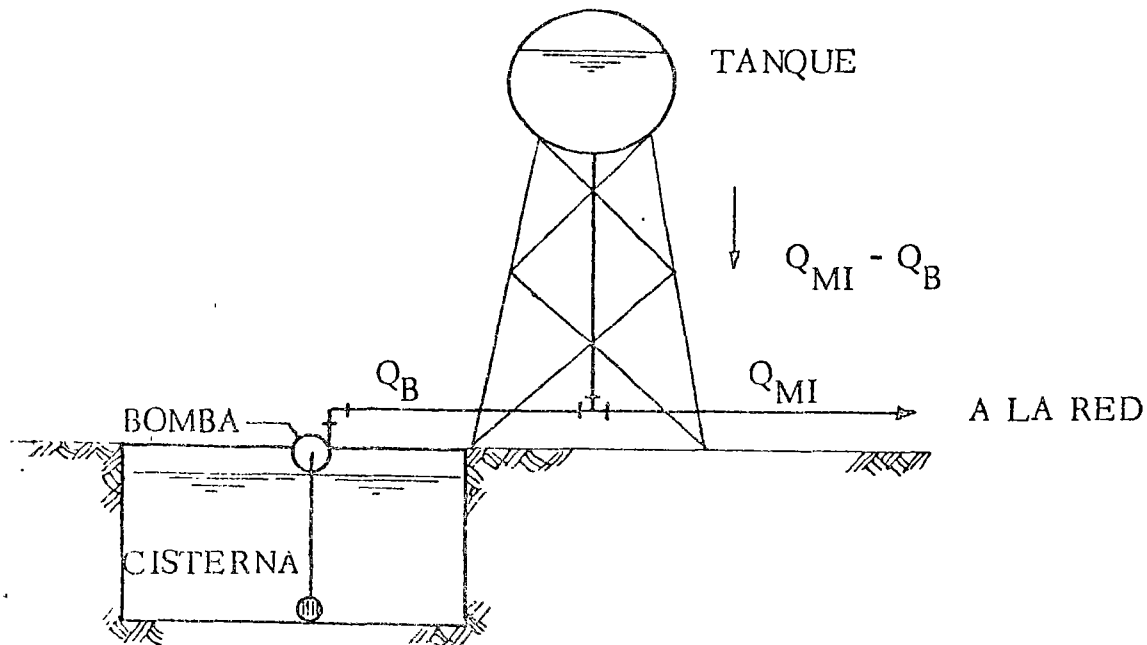


FIGURA 1

BOMBEO A LA RED CON DESVIACION AL
TANQUE ELEVADO

Entonces el volúmen (V) del tanque será, por lo menos, igual al producto del tiempo de duración de la demanda (t) por la diferencia de gastos ($Q_{MI} - Q_B$).

$$V = t (Q_{MI} - Q_B)$$

Si asumimos, por ser muy aproximado a la realidad, que la duración de la máxima demanda es 1 hora (3,600 seg.) tendremos:

$$V \text{ (lts)} = 3,600 (Q_{MI} - Q_B) \quad \dots(1)$$

$$V \text{ (m3)} = 3.6 (Q_{MI} - Q_B) \quad \dots(2)$$

Donde:

V = Volúmen del Tanque.

Q_{MI} = Gasto máximo a la red (l.p.s.)

Q_B = Gasto de bombeo (l.p.s.)

Con ésta fórmula se obtiene el volúmen que debe tener el tanque para suministrar (durante el tiempo de la máxima demanda (3,600 seg.)), la diferencia de gasto entre el bombeo (Q_B) y la demanda (Q_{MI}).

De acuerdo con la fórmula (1) si la capacidad de bombeo (Q_B) es, por lo menos igual a la máxima demanda (Q_{MI}), el volúmen necesario del tanque sería igual a cero, y además podríamos controlar la presión y el flujo con un hidroneumático, por lo que, aparentemente, no necesitaríamos un tanque elevado.

Sin embargo esto tiene dos desventajas:

- Mantenimiento del sistema.
- No hay suministro de agua durante las interrupciones de corriente eléctrica.

Es conveniente, entonces, pensar en un tanque elevado a la suficiente altura para dar presión y con un volúmen mínimo de reserva para casos de fallas eléctricas.

CONSIDERACIONES

El volúmen mínimo de reserva se calculará, considerando que:
Debe ser suficiente para satisfacer el gasto de la demanda (con un nivel de confianza variable (mayor de 99%)) durante el tiempo de interrupción del servicio eléctrico. Por lo tanto el tiempo de vaciado del tanque debe ser igual a la duración de la interrupción máxima probable para el nivel de confianza deseado (Las fallas de las bombas se cubren con bombas de emergencia).

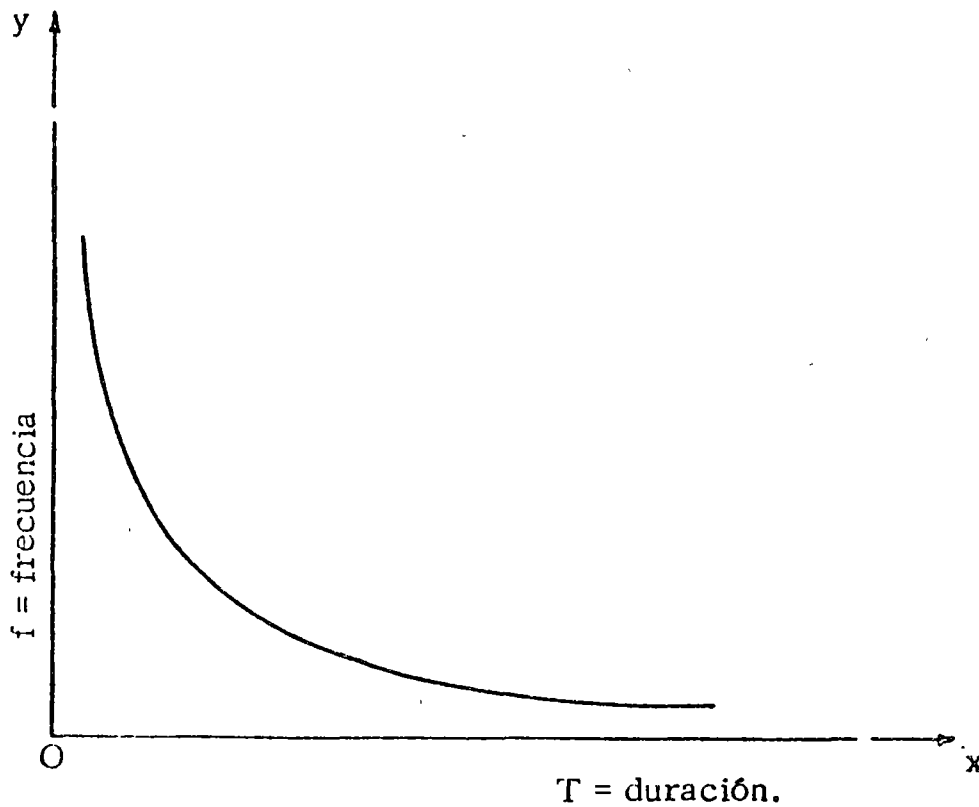
Como no hay información de la duración y frecuencia de las interrupciones eléctricas, supondremos diferentes datos (Tabla 1), calcularemos sus resultados haciendo un estudio de la sensibilidad del fenómeno a las suposiciones hechas, y demostraremos que el resultado es poco sensible a las suposiciones.

Partimos de los siguientes hechos:

- 1.) El número de interrupciones siempre es positivo.
- 2.) Las interrupciones de mayor duración son menos frecuentes.
- 3.) Siempre podrá haber una interrupción de duración mayor que la máxima registrada.

###

Por lo tanto la curva debe estar en la zona positiva y ser asintótica a los ejes coordenados (Fig. 2).



FORMA DE LA CURVA DURACION-FRECUEN-
CIA DE LAS INTERRUPCIONES DEL SERVICIO
ELECTRICO.

FIGURA 2

###

TABLA I

CASOS A CONSIDERAR :

C A S O	DURACION DE LA INTERRUPCION. (T)	FRECUENCIA (f)
I	1 minuto	2 por día (730 por año)
	1 hora	2 por año
II	1 minuto	1 cada día (365 por año)
	1 hora	2 por año
III	1 minuto	1 cada 2 días (180 por año)
	1 hora	2 por año

CALCULO

Establecido ésto, calcularemos los tres casos asimilando la curva a la forma:

$$y = Kx^a \quad \dots (3)$$

Si:

$y = f$ = Frecuencia (interrupciones por año).

$x = T$ = Duración de la interrupción (minutos).

entonces:

$$f = KT^a \quad \dots (4)$$

Suponiendo, por ejemplo, un gasto:

$$Q_{MI} = 2 \text{ m}^3/\text{min. (33.3 l.p.s. Aprox.)}$$

y volúmenes (a) del tanque de 120 m³., 80 m³., 40 m³., 20 m³., y 10 m³. (ver apéndice 1) calcularemos, para los casos I, II y - III de la tabla 1, lo siguiente:

(b) El tiempo de vaciado del tanque lleno $(T = \frac{V_i}{Q_{MI}})$

(c) La frecuencia de la interrupción con la fórmula (4).

Esta frecuencia corresponde al número de días al año que hay -

###

interrupción del servicio con una duración mayor que T.

- (d) La frecuencia de interrupciones mayores que T, durante el tiempo de máxima demanda (2 hrs. de cada 24 hrs.). Se calcula dividiendo la frecuencia entre 24 hrs. y multiplicando por 2 hrs.
- (e) La probabilidad de ocurrencia en un cierto día del año a la hora de máxima demanda, (dividiendo la frecuencia durante el tiempo de máxima demanda entre 365).
- (f) El nivel de confianza (n) se calcula restando la probabilidad de 1.0 y multiplicando por 100.

Con los datos obtenidos en el apéndice 1 podemos formar la siguiente tabla:

TABLA 2

Caso	Frecuencia de Falla por Año		n = Nivel de Confianza en %				
	T=1 min.	T=60 min.	T=60 min.	T=40 min.	T=20 min.	T=10 min.	T=5 min.
I	730	2	99.954	99.918	99.777	99.395	98.358
II	365	2	99.954	99.923	99.814	99.552	98.921
III	180	2	99.955	99.929	99.848	99.674	99.300

$\bar{n} =$ 99.9543 99.9233 99.8130 99.5403 98.8597
 ($\bar{n} - n$) Máx= 0.0007 0.0057 0.0360 0.1453 0.5017

Donde se ve que la máxima desviación debida a nuestra suposición es de 5 milésimas en el nivel de confianza $\bar{n} = 98.8597$ para $T = 5$ min.

Con ésto concluimos que el fenómeno es poco sensible a la variable "Frecuencia de interrupciones"; especialmente para niveles de confianza superiores a 99%. Por lo tanto: Usaremos el caso más desfavorable (Caso I):

$$f = \frac{730}{1.44 T} \dots (5)$$

De esta ecuación y siguiendo el procedimiento marcado en el estudio de los tres casos podemos deducir:

$$V = K \frac{Q}{MI} \dots (6)$$

Donde:

V = volúmen del tanque (m³) para un nivel de confianza n .

K = Relación volúmen gasto:

$$K = 0.4233 \sqrt{\frac{1.44}{100 - n}} \dots (7)$$

$\frac{Q}{MI}$ = Gasto máximo a la red (l.p.s.)

De las ecuaciones (6) y (2) se deduce:

$$Q_B = \frac{3.6 - K}{3.6} Q_{MI} \quad \dots(8)$$

(Ver apéndice 2)

CONCLUSIONES.

Con las ecuaciones (6), (7) y (8) calculamos la siguiente tabla de aplicación práctica:

T A B L A 3

Relación del nivel de confianza con el volúmen de tanque y los gastos (Q_{MI} y Q_B).

Nivel de Confianza	Volúmen del Tanque V (m3)	Gasto de la Bomba Q_B (l.p.s.)	No. Máximo de Arranque por hr.
99.00	0.42 Q_{MI}	0.88 Q_{MI}	4.5
99.50	0.69 Q_{MI}	0.81 Q_{MI}	2.9
99.80	1.29 Q_{MI}	0.64 Q_{MI}	1.0
99.90	2.09 Q_{MI}	0.50 Q_{MI} (2)	< 1
99.954	3.59 Q_{MI}	0.50 Q_{MI}	< 1
99.99	10.36 Q_{MI}	0.50 Q_{MI}	< 1
99.99	51.28 Q_{MI}	0.50 Q_{MI}	< 1

NOTAS: 1) Q_{MI} en l.p.s.

2) De éste nivel de confianza en adelante debemos considerar que si:
 $Q_{MI} = 2 \times$ Gasto medio.

Entonces: Q_B (mínimo) = 0.5 Q_{MI} .

EJEMPLO : Un conjunto de 250 viviendas

	<u>Unidades Mueble/Vivienda</u>	
	Lavabo	1
	W.C.	3
	Regadera	2
	Fregadero	2
	Lavadero	1
	Llave	1
250 x 10U.M.= 2500 UM	T O T A L	10 U.M.

De la Gráfica de Hunter:

$$Q_{MI} = 24.92 \text{ l.p.s.}$$

$$= 25.00 \text{ l.p.s.}$$

De la tabla 3:

Para n = 99.5%

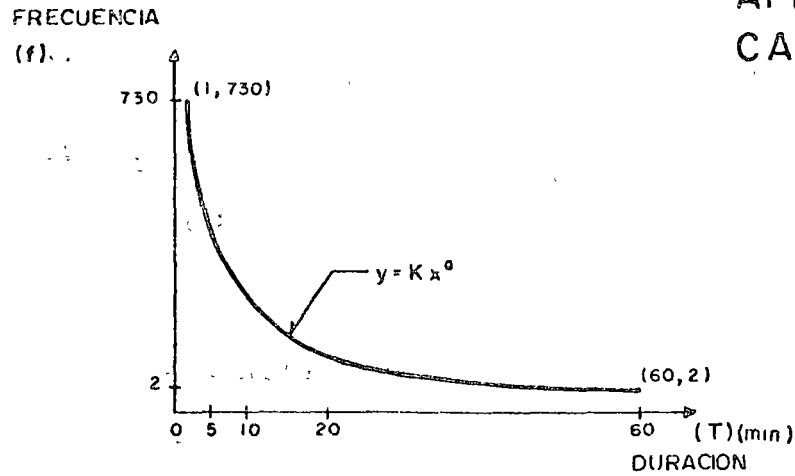
$$\begin{aligned} \text{Volúmen del tanque} = V &= 0.69 Q_{MI} \\ &= 0.69 \times 25 = 17.25 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Casto de Bomba} = Q_B &= 0.81 \times Q_{MI} \\ &= 0.81 \times 25 = 20.25 \text{ l.p.s.} \end{aligned}$$

Para n = 99.9%

$$\begin{aligned} V &= 2.09 \times 25 = 52.25 \text{ m}^3. \\ Q_B &= 0.50 Q_{MI} \\ &= 0.50 \times 25 = 12.50 \text{ l.p.s.} \end{aligned}$$

APENDICE I
CASO I



$$y = Kx^a$$

$730 = K \cdot 1^a$
$2 = K \cdot 60^a$

$$\frac{730}{2} = 365 = \left(\frac{1}{60}\right)^a = 60^{-a}$$

$-a = b$

$$365 = 60^b$$

$$\text{Log } 365 = b \text{ Log } 60$$

$$b = \frac{\text{Log } 365}{\text{Log } 60} = 1.44 \Rightarrow a = -1.44$$

$$K = 730$$

$$y = \frac{730}{x^{1.44}}$$

$f = \frac{730}{T^{1.44}}$

Duración de la falla (T)	Frecuencia
1 minuto	2 cada día (730 por año)
1 hora	2 por año

$$Q_{MI} = 33 \text{ lp.s.}$$

$$Q_{MI} = 33 \times 60 = 1980 \approx 2000 \text{ l p m} = 2 \text{ m}^3/\text{mn.}$$

CALCULO

(a)	V_i	120 m^3	80 m^3	40 m^3	20 m^3	10 m^3
(b)	$T = \frac{V_i}{Q_{MI}}$	60 min.	40 min.	20 min.	10 min.	5 min.
(c)	frecuencia (días con interrupción al año)	2.008	3.600	9.769	26.505	71.913
(d)	días con interrupción durante la máxima demanda	0.167	0.300	0.814	2.209	5.990
(e)	P probabilidad	0.0005	0.0008	0.0022	0.0061	0.0164
(f)	n nivel de conf.	99.954	99.918	99.777	99.395	98.358

$$(a) \div 2 \text{ m}^3/\text{min}$$

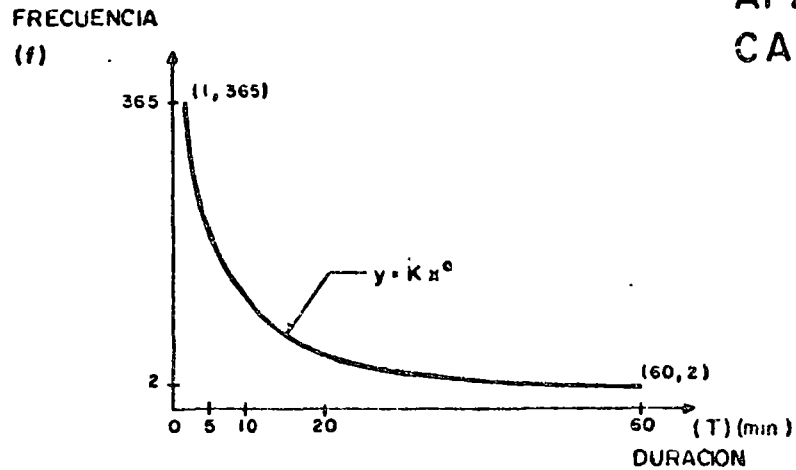
$$\frac{730}{(b)^{1.44}}$$

$$\frac{(c)}{12}$$

$$(d) \div 365$$

$$(1,000 - (e)) \times 100$$

APENDICE I
CASO II



$$y = Kx^a$$

$$\begin{matrix} 365 = K 1^a \\ 2 = K 60^a \end{matrix}$$

$$\frac{365}{2} = 182.5 = \left(\frac{1}{60}\right)^a \cdot 60^{-a}$$

$$-a = b$$

$$182.5 = 60^b$$

$$\text{Log } 182.5 = b \text{ Log } 60$$

$$b = \frac{\text{Log } 182.5}{\text{Log } 60} = 1.27 \Rightarrow a = -1.27$$

$$K = 365$$

$$y = \frac{365}{x^{1.27}}$$

$$f = \frac{365}{T^{1.27}}$$

Duración de la falla (T)	Frecuencia
1 minuto	1 por día (365 por año)
1 hora	2 por año

$$Q_{MI} = 33 \text{ lp.s.}$$

$$Q_{MI} = 33 \times 60 = 1980 \approx 2000 \text{ l p m} = 2 \text{ m}^3/\text{min.}$$

CALCULO

(a)	V_i	120 m ³	80 m ³	40 m ³	20 m ³	10 m ³
(b)	$T = \frac{V_i}{Q_{MI}}$	60 min.	40 min.	20 min.	10 min.	5 min.
(c)	frecuencia (días con interrupción al año)	2.014	3.370	8.128	19.602	47.272
(d)	días con interrupción durante la máxima demanda	0.168	0.281	0.677	1.634	3.939
(e)	P probabilidad.	0.00046	0.00077	0.00186	0.00448	0.0108
(f)	n nivel de conf.	99.954	99.923	99.814	99.552	98.921

$$(a) \div 2 \text{ m}^3/\text{min}$$

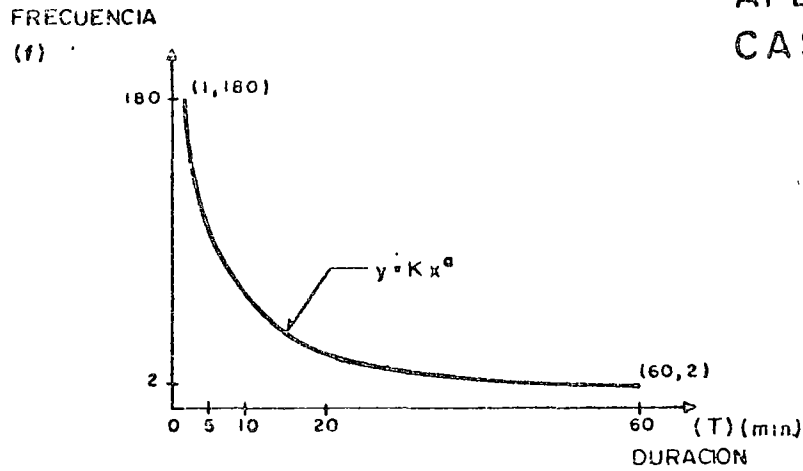
$$\frac{365}{(b)^{1.27}}$$

$$\frac{(c)}{12}$$

$$(d) \div 365$$

$$(1,000 - (e)) \times 100$$

APENDICE I
CASO III



$y = Kx^a$

$180 = K \cdot 1^a$
$2 = K \cdot 60^a$

$\frac{180}{2} = 90 = \left(\frac{1}{60}\right)^a \cdot 60^a$
 $90 = 60^b$
 $-a = b$

$\text{Log } 90 = b \text{ Log } 60$

$b = \frac{\text{Log } 90}{\text{Log } 60} = 1.10 \Rightarrow a = -1.10$

$K = 180$

$y = \frac{180}{x^{1.10}}$

$f = \frac{180}{T^{1.10}}$

Duración de la falla (T)	Frecuencia
1 minuto	1 cada 2 días (180 por año)
1 hora	2 por año

$Q_{MI} = 33 \text{ l.p.s.}$

$Q_{MI} = 33 \times 60 = 1980 \approx 2000 \text{ l.p.m.} = 2 \text{ m}^3/\text{min.}$

(a)	V_i	120 m^3	80 m^3	40 m^3	20 m^3	10 m^3
(b)	$T = \frac{V_i}{Q_{MI}}$	60 min.	40 min.	20 min.	10 min.	5 min.
(c)	frecuencia (días con interrupción al año)	1.99	3.11	6.67	14.30	30.65
(d)	días con interrupción durante la máxima demanda	0.166	0.259	0.556	1.190	2.550
(e)	P probabilidad.	0.00045	0.00071	0.00152	0.00326	0.0070
(f)	n nivel de conf.	99.955	99.929	99.848	99.674	99.300

CALCULO

$(a) \div 2 \text{ m}^3/\text{min}$

$\frac{180}{(b)^{1.10}}$
 $\frac{(c)}{12}$

$(d) \div 365$

$(1000 - (e)) \times 100$

A P E N D I C E 2

En la fórmula (8):

$$Q_B = \frac{3.6 - K}{3.6} Q_{MI}$$

Si $K = 3.6$, entonces $Q_B = 0$

Esto no quiere decir que no se necesitan bombas, sino simplemente que el tanque tiene un volúmen suficiente para suministrar el gasto Q_{MI} a la red durante una hora, que es el tiempo supuesto (fórmulas 1 y 2) de la máxima demanda.

Por lo tanto, comprobado que la duración de la demanda máxima es de una hora, no se debe calcular los tanques para un $K \geq 3.6$, ($n = 99.954$).

Los niveles de confianza correspondientes a K mayor de 3.6 de la tabla 2, deben ser considerados simplemente como índice de crecimiento de la eficiencia del sistema si la duración de la máxima demanda fuera indefinida.

VOLUMENES MINIMOS DE ALMACENAMIENTO EN SISTEMAS DE BOMBEO PARA UN MAXIMO DE 5 ARRANQUES POR HORA

n = NUMERO DE BOMBAS

Q = GASTO DE CADA BOMBA (lps)

V = VOLUMEN TOTAL DE ALMACENAMIENTO

① SE CONSIDERA UN 10% DE VOLUMEN DE FONDO

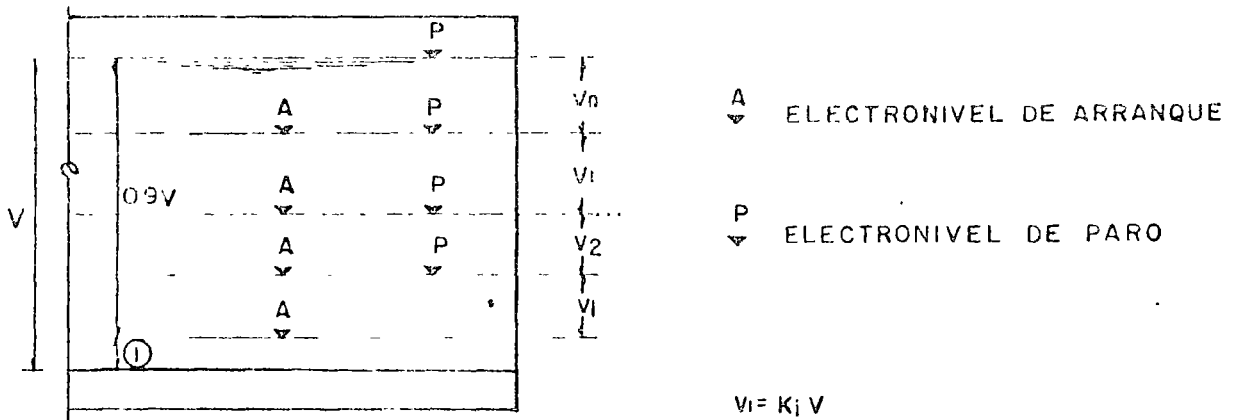


TABLA I

		FACTOR k_i					
$k_i \backslash n$		1	2	3	4	5	6
V_6							0.043
V_5						0.06	0.086
V_4					0.09	0.12	0.129
V_3				0.15	0.18	0.18	0.171
V_2			0.30	0.30	0.27	0.24	0.214
V_1		0.90	0.60	0.45	0.36	0.30	0.257

CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE (V), PARA m MINUTOS DE BOMBEO :

$$V = \frac{n(n+1) Q}{2 \times 0.9} \times 60 \times m \quad \text{Its.}$$

$$V = \frac{n(n+1)}{2 \times 0.9} \times 60 \times Q \times m \quad \text{Its.}$$

$$V = 33.33 n(n+1) \times Q \times m \quad \text{Its.}$$

Si $R = 33.33 n(n+1)$

$$V = R Q m$$

Si $m = 6$ (para un máximo de 5 arraques por hora)

$$V = 6 R Q \text{ Its.} = \frac{6 R}{1000} Q m^3 = J Q m^3$$

TABLA 2

VALORES DE J						
n	1	2	3	4	5	6
6R	400	1200	2400	4000	6000	8400
J	0.4	1.2	2.4	4.0	6.0	8.4

Ejemplo: Si tengo 3 bombas de 500 l.p.s

de la tabla 2: $V = JQ = 2.4 \times 500 = 1200 m^3$

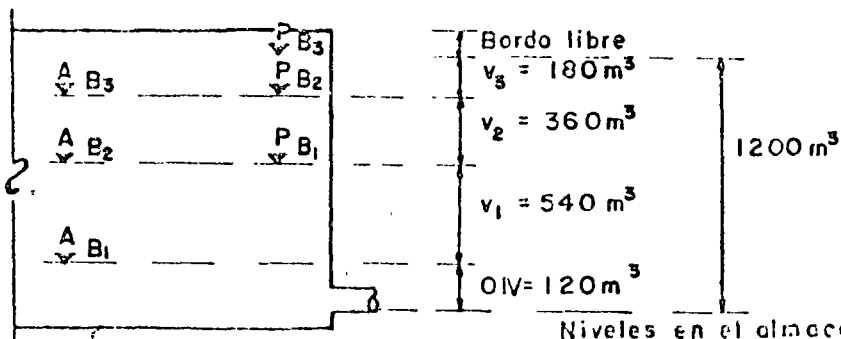
de la tabla 1: $v_3 = 0.15 \times 1200 = 180 m^3$

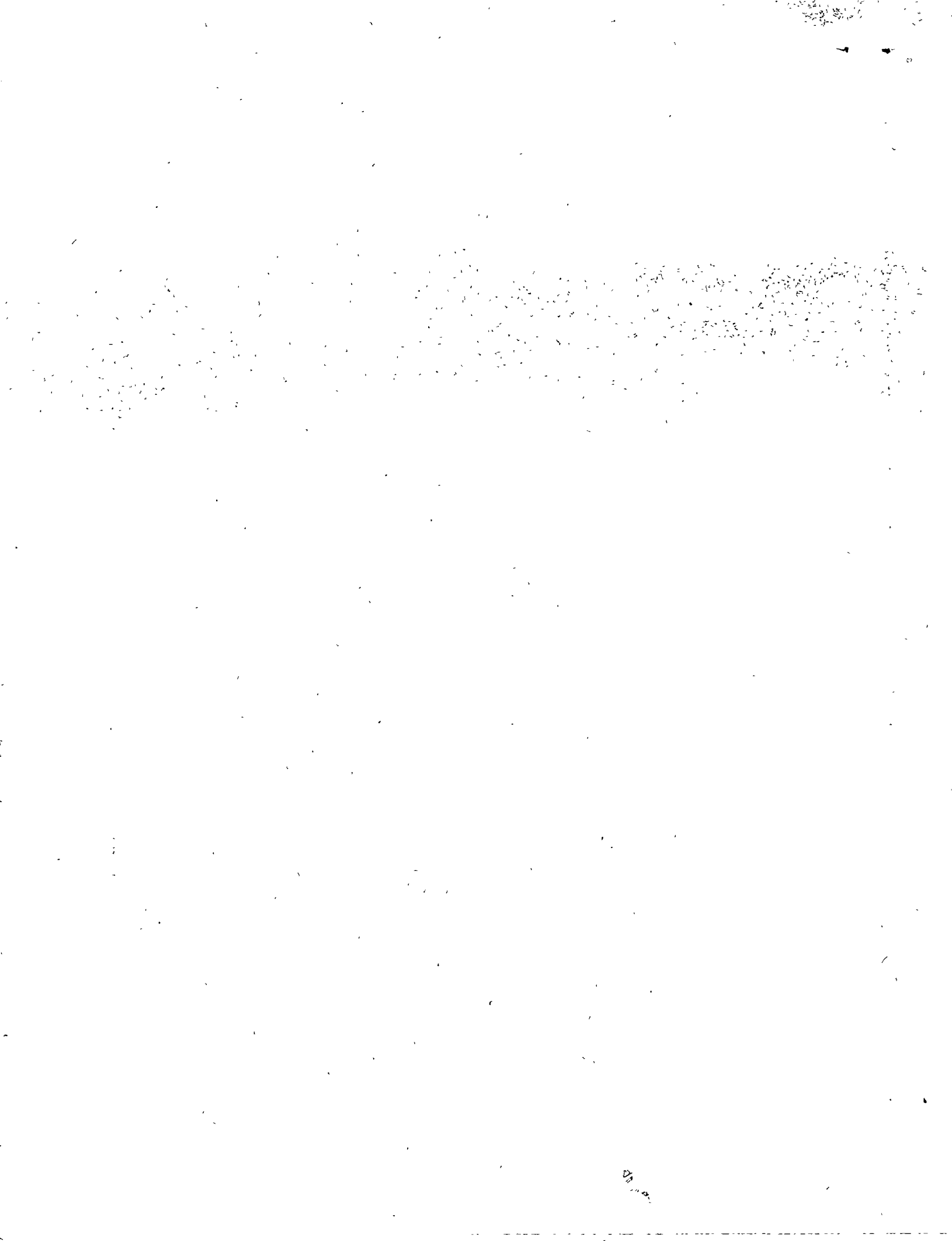
$$v_2 = 0.30 \times 1200 = 360 m^3$$

$$v_1 = 0.45 \times 1200 = 540 m^3$$

$$0.1 V = 0.10 \times 1200 = 120 m^3$$

El acomodo final será:







centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

B O M B A S

M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA

MARZO DE 1978.

1. ASPECTOS BASICOS

1.1 Definición

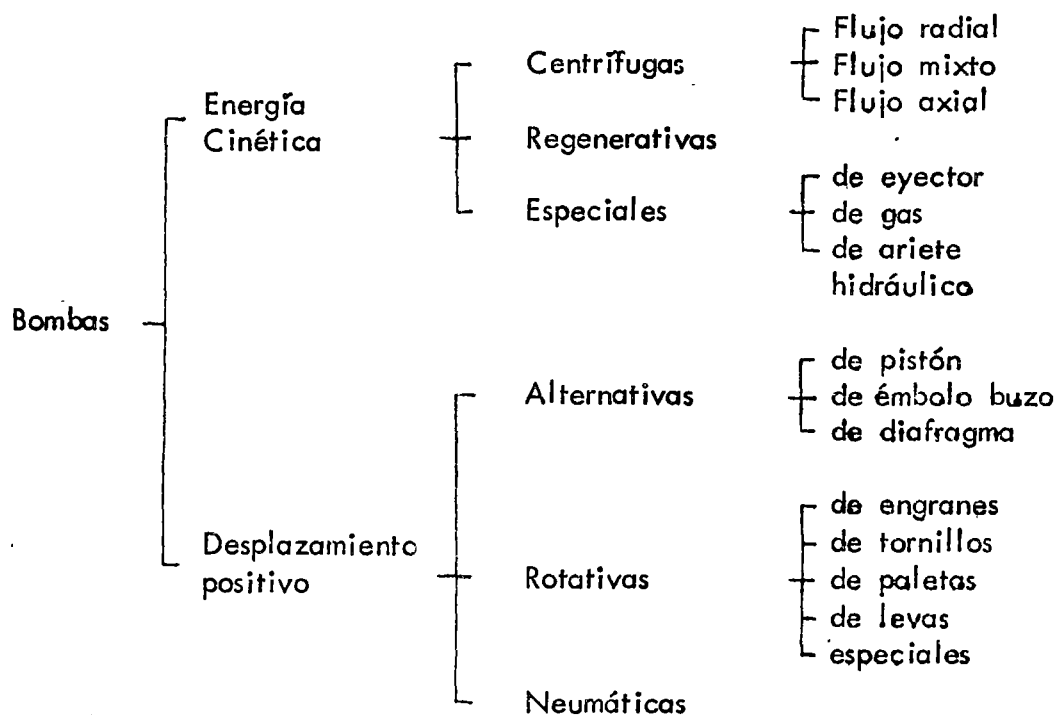
Una máquina hidráulica sirve esencialmente para intercambiar energía entre un sistema mecánico y un sistema hidráulico. Las bombas y turbinas quedan comprendidas entre las máquinas hidráulicas más importantes.

Una bomba transforma la energía mecánica proporcionada por un motor (eléctrico o de gasolina) a través de una flecha rotatoria y la introduce al sistema hidráulico, forzando al líquido, mediante un movimiento rotatorio, a entrar a las tuberías a gran presión.

Para lograr esto, la bomba está constituida esencialmente de dos partes: La primera se conoce como carcasa; es fija y constituye la parte envolvente de la bomba. La segunda se llama impulsor, es móvil y en última instancia es la que más influye en un mejor funcionamiento de la bomba. Aquí se exceptúa la bomba de acción positiva en la cual no existe propiamente un impulsor sino un émbolo (de desplazamiento positivo).

1.2 Clasificación de bombas

Existen diversas maneras de clasificar a las bombas, sin embargo, la más aceptada se indica a continuación:



En lo que sigue sólo trataremos de las bombas centrífugas y de las alternativas, que son las usadas por los ingenieros civiles para elevar agua. Las bombas centrífugas se utilizan para caudales que varían desde 5000 l/min hasta 10 000 l/min o más, para presiones variando desde 800 kg/cm² hasta 80 kg/cm². Las bombas de desplazamiento positivo cubren caudales más pequeños si bien contra presiones mayores.

Las bombas centrífugas se agrupan en varias clases de acuerdo -- con la dirección del flujo, el número de pasos, el tipo de carcasa, la posición de la flecha y el tipo de succión. Por cuanto a la dirección del flujo pueden ser: De flujo radial (fig. 1), de flujo mixto (fig. 2) y de flujo axial (fig. 3).

Las bombas de flujo radial desarrollan la presión (carga) principalmente por la fuerza centrífuga, tienen impulsores angostos de velocidad específica baja (4200 para las de succión simple y 6000 para las de doble succión como máximo, unidades en sistema inglés). Estas bombas -- proporcionan caudales pequeños y cargas altas.

En una bomba de flujo mixto, la carga se crea por la acción de la fuerza centrífuga combinada con el impulso de los álabes sobre el líquido. El impulsor cambia el flujo de axial a radial y tiene una velocidad específica de 4200 a 9000. Son bombas para cargas y caudales intermedios.

Las bombas de flujo axial, llamadas también de propela, se caracterizan porque su velocidad específica es mayor de 9000 y además la -- carga que desarrollan se debe al impulso de las aspas sobre el líquido. Proporcionan cargas pequeñas y caudales grandes.

Tomando en cuenta el número de pasos, las bombas centrífugas se clasifican en: Bombas de un solo paso (fig. 4) y bombas de varios -- pasos (fig. 5).

Por el tipo de carcasa pueden ser: de tipo voluta (fig. 6), de tipo circular (fig. 7) y de tipo difusor (fig. 8). Considerando la posición de la flecha, la bomba será: horizontal (fig. 9), vertical de cárcamo -- húmedo (fig. 10), vertical de cárcamo seco (fig. 11), vertical autocon--tenida (fig. 12), vertical de pozo profundo (fig. 13). Finalmente, según el tipo de succión en el impulsor, la bomba será: de succión simple -- (fig. 14) y de doble succión (fig. 15).

1.3 Principios de funcionamiento

Como en cualquier otra bomba, las de tipo centrífugo convierten

I. CLASSES OF PUMPS

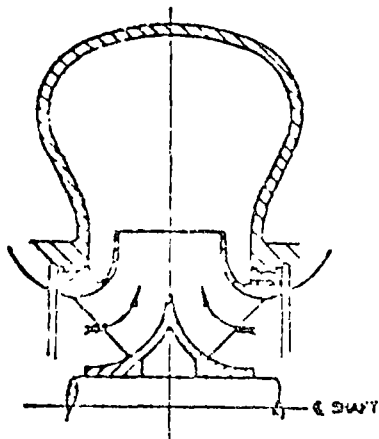


FIG. 1 IMPULSOR DE FLUJO RADIAL

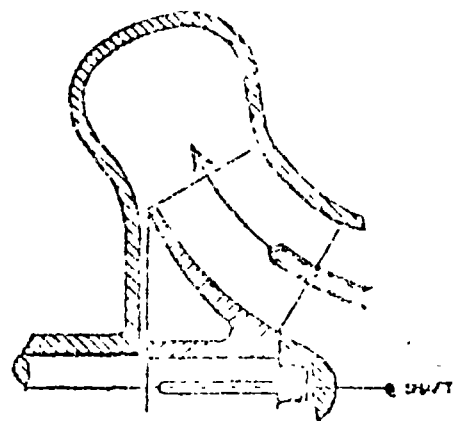


FIG. 2 IMPULSOR DE FLUJO MIXTO.

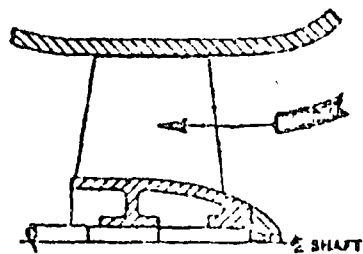
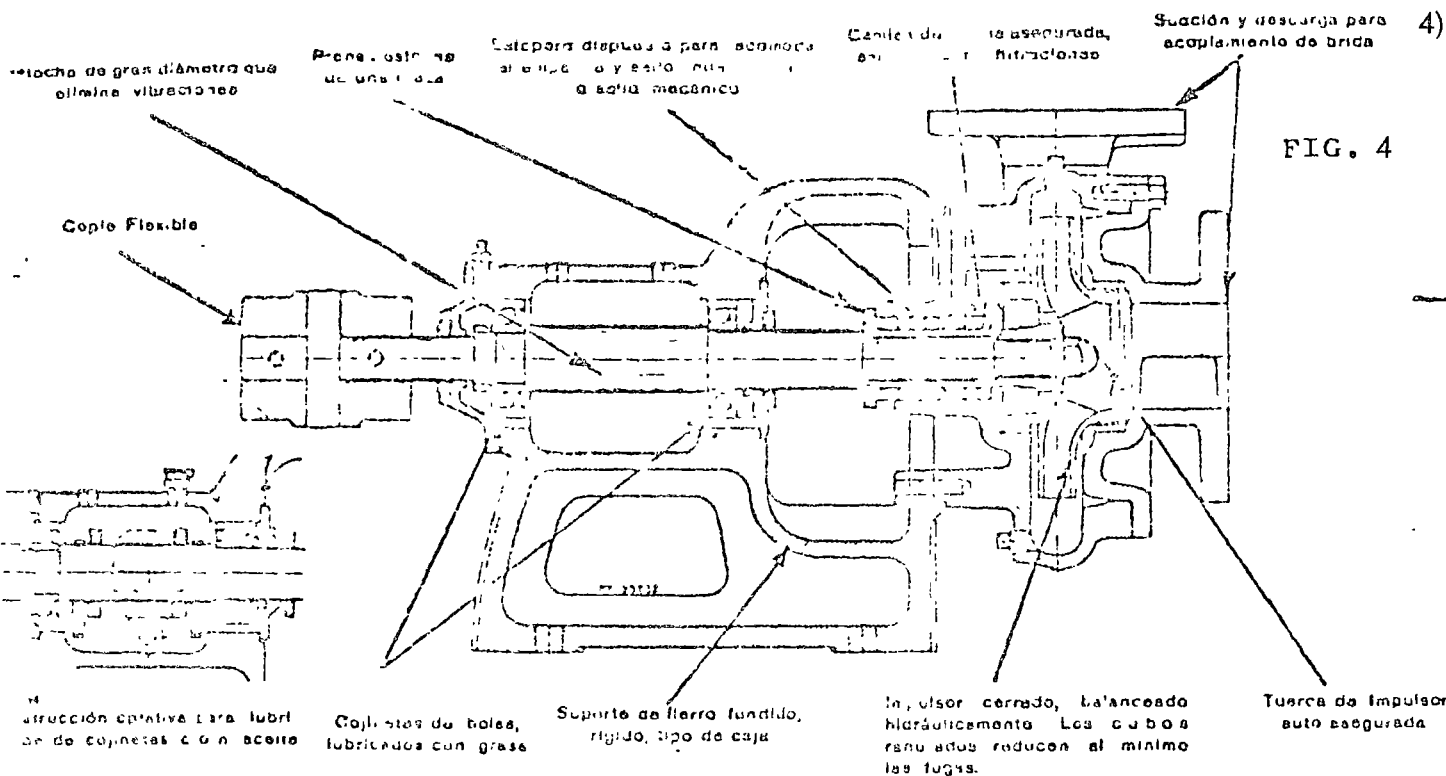
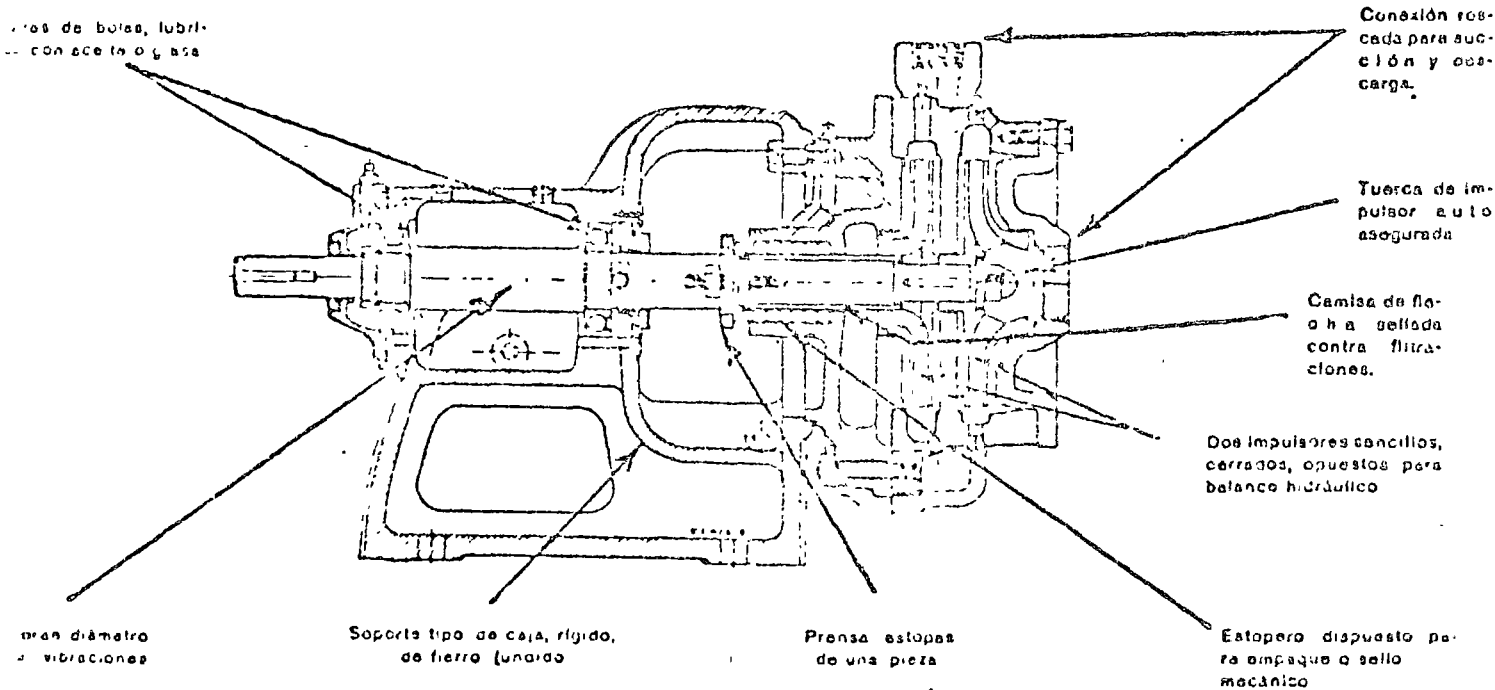


FIG. 3 IMPULSOR DE FLUJO AXIAL



Sección Típica de Bomba Centrífuga CNE Tamaños 38.1 a 152 1/2 mm. (1 1/2" a 6")



Sección Típica de una Bomba Centrífuga Modelo CCN

FIG. 5 BOMBA DE VARIOS PASOS

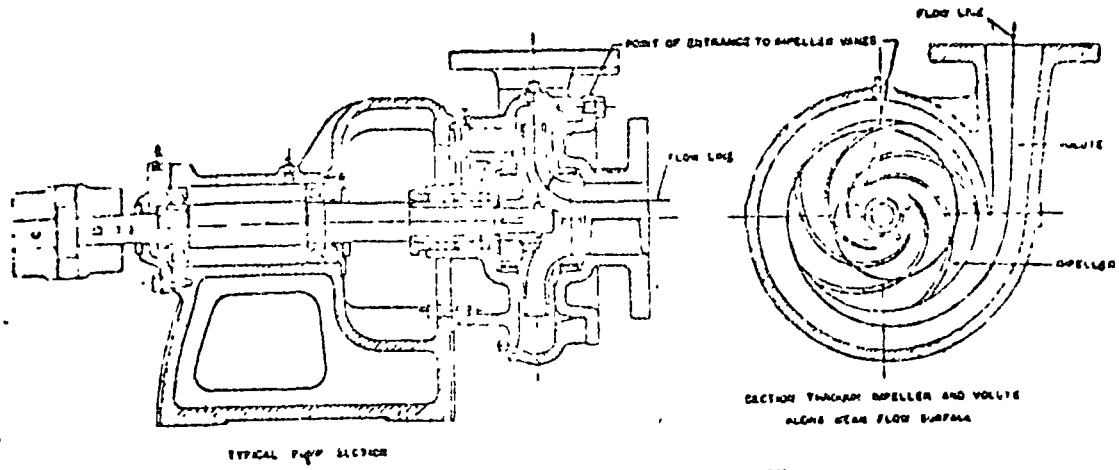


FIG. 5' BOMBA TIPO VOLUTA

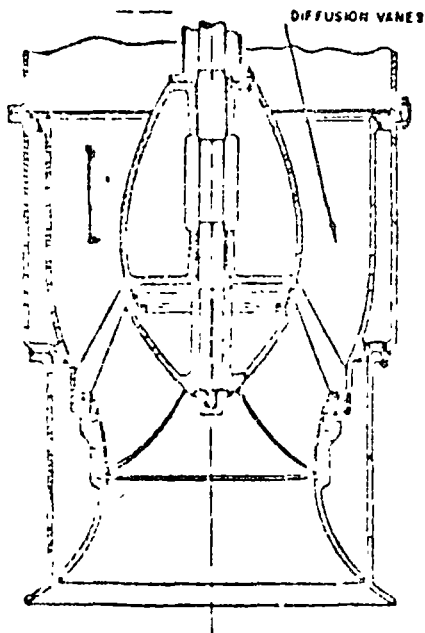


FIG. 8 BOMBA CARCASA TIPO DIFUSOR.

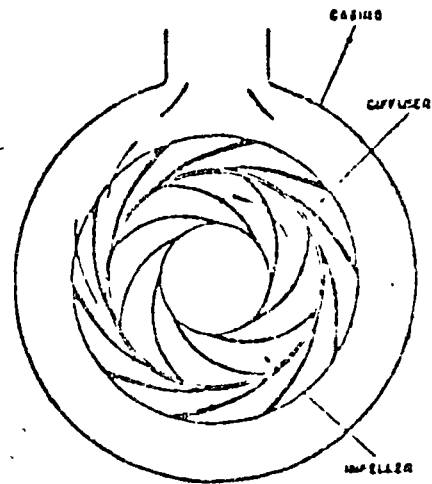


FIG. 7 BOMBA DE CARCASA CIRCULAR

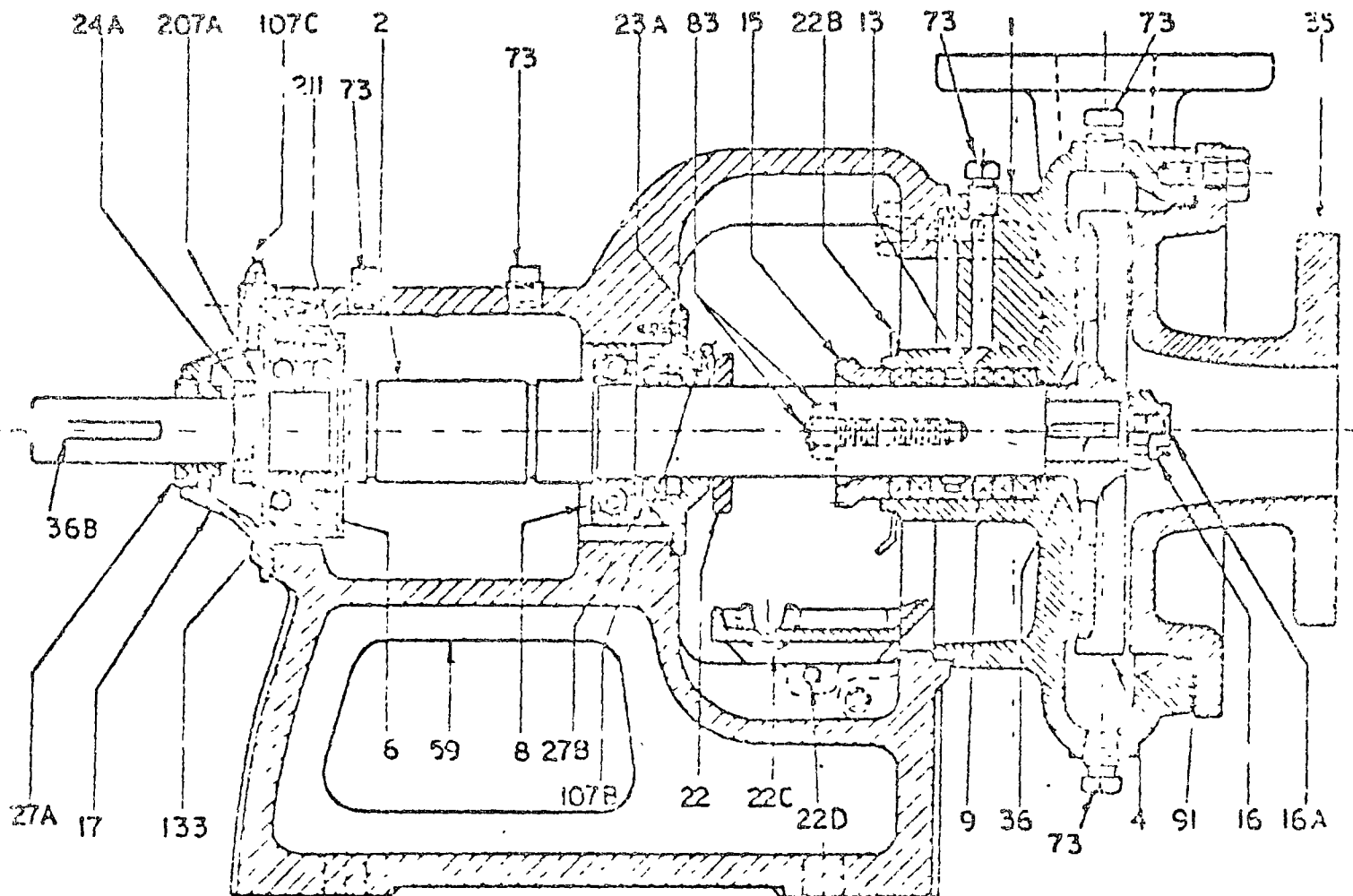
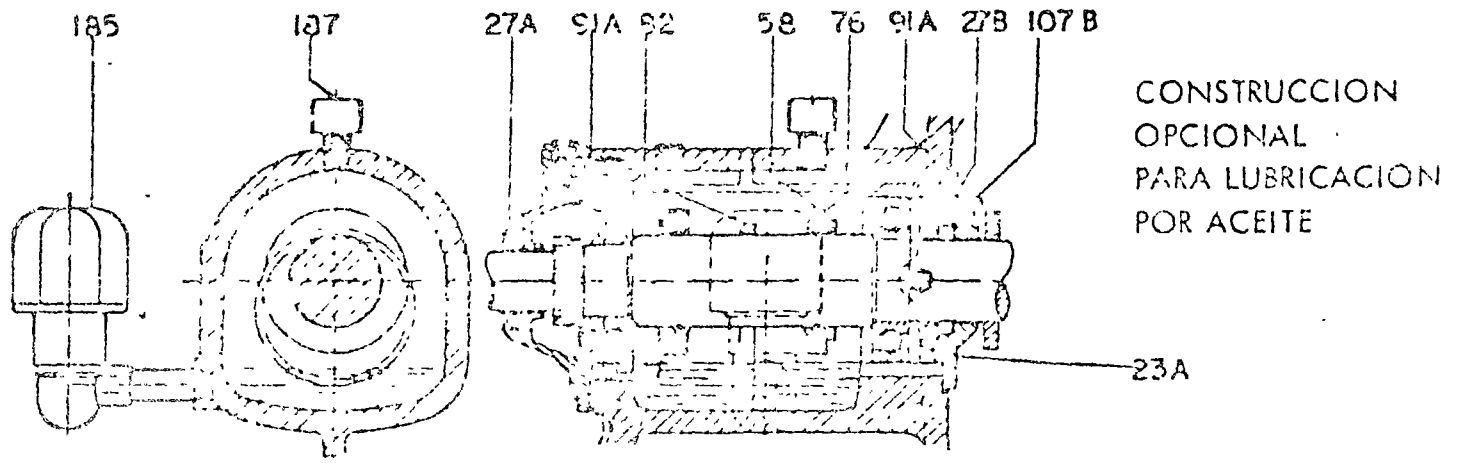


FIG. 9 BOMBA HORIZONTAL.

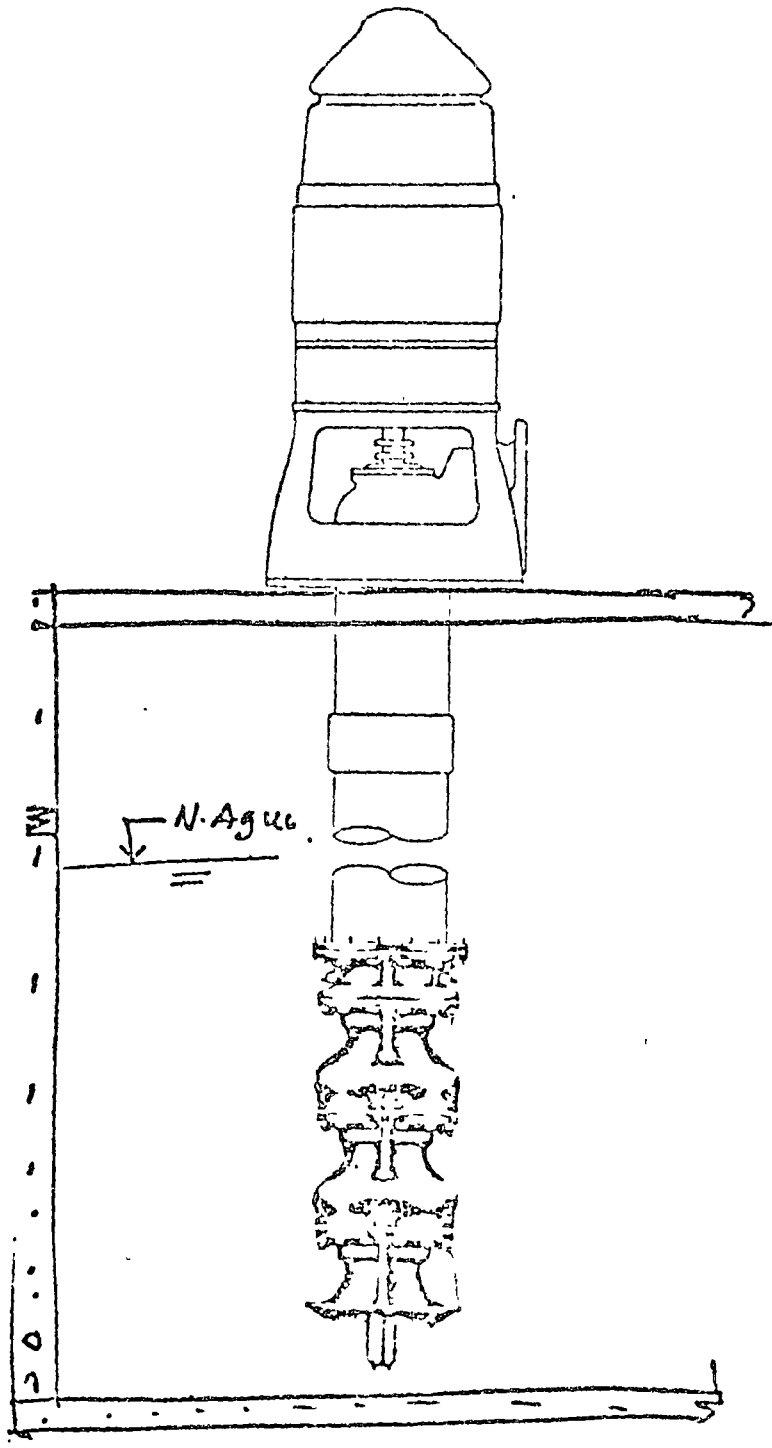


FIG. 10 BOMBA VERTICAL CARCAMO HUMEDO

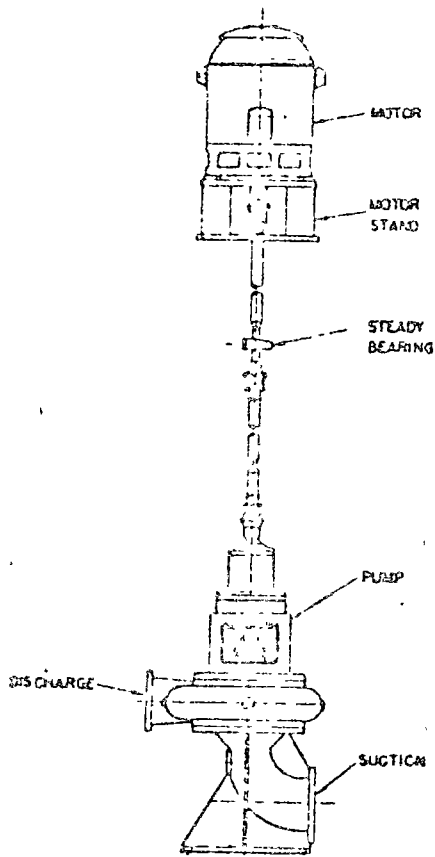


FIG. 11

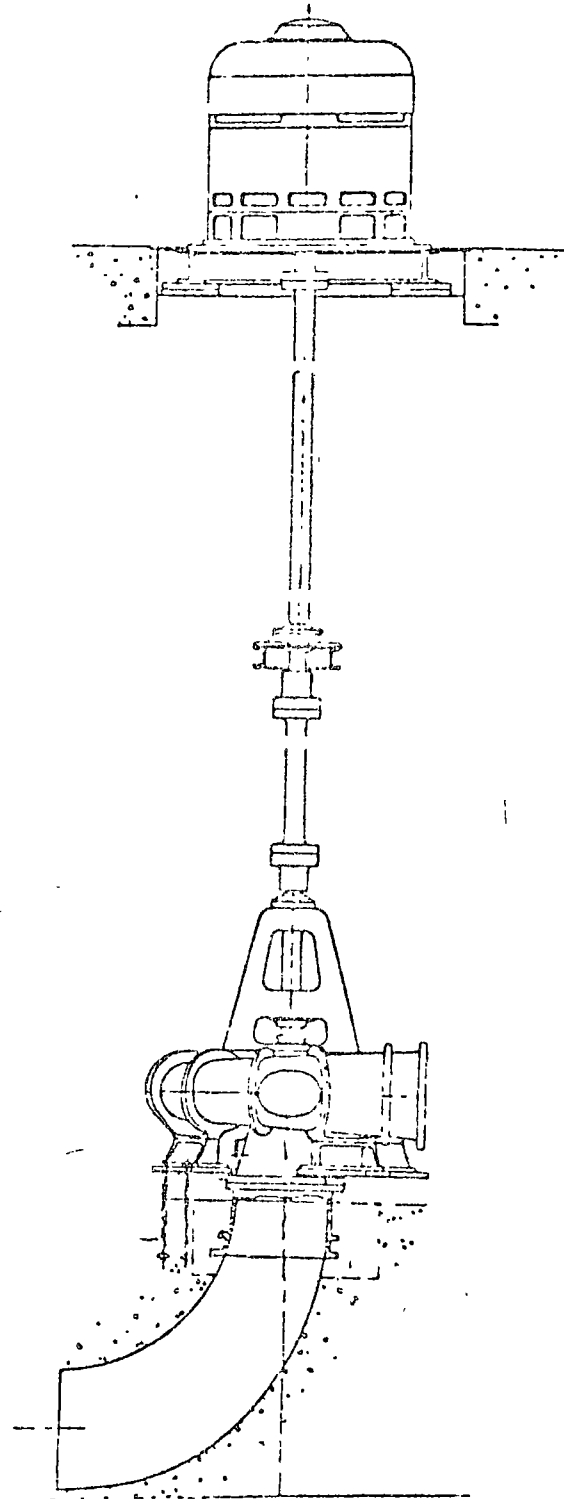


FIG. 11 BOMBA VERTICAL CARCAMO SECO.

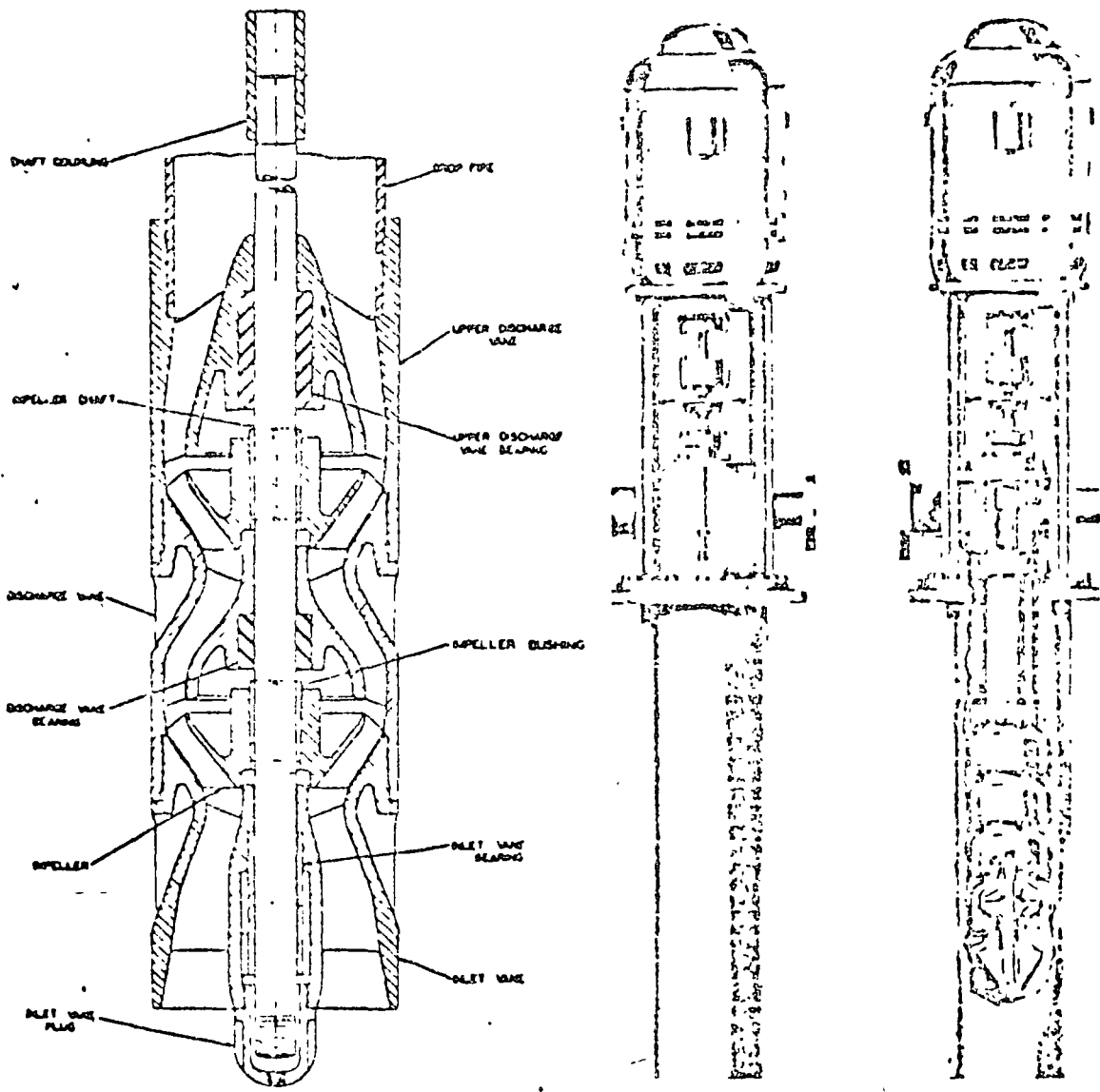
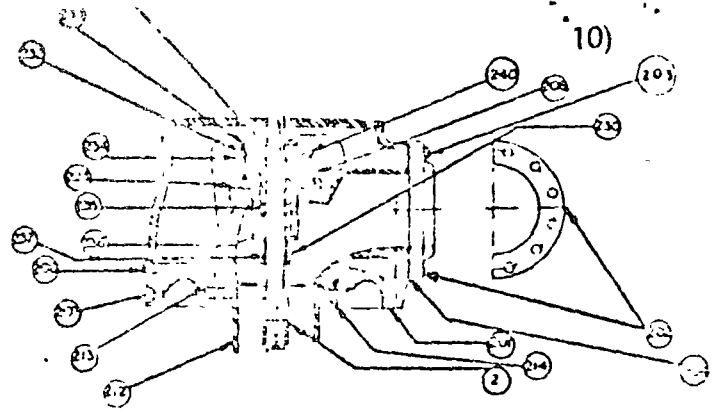
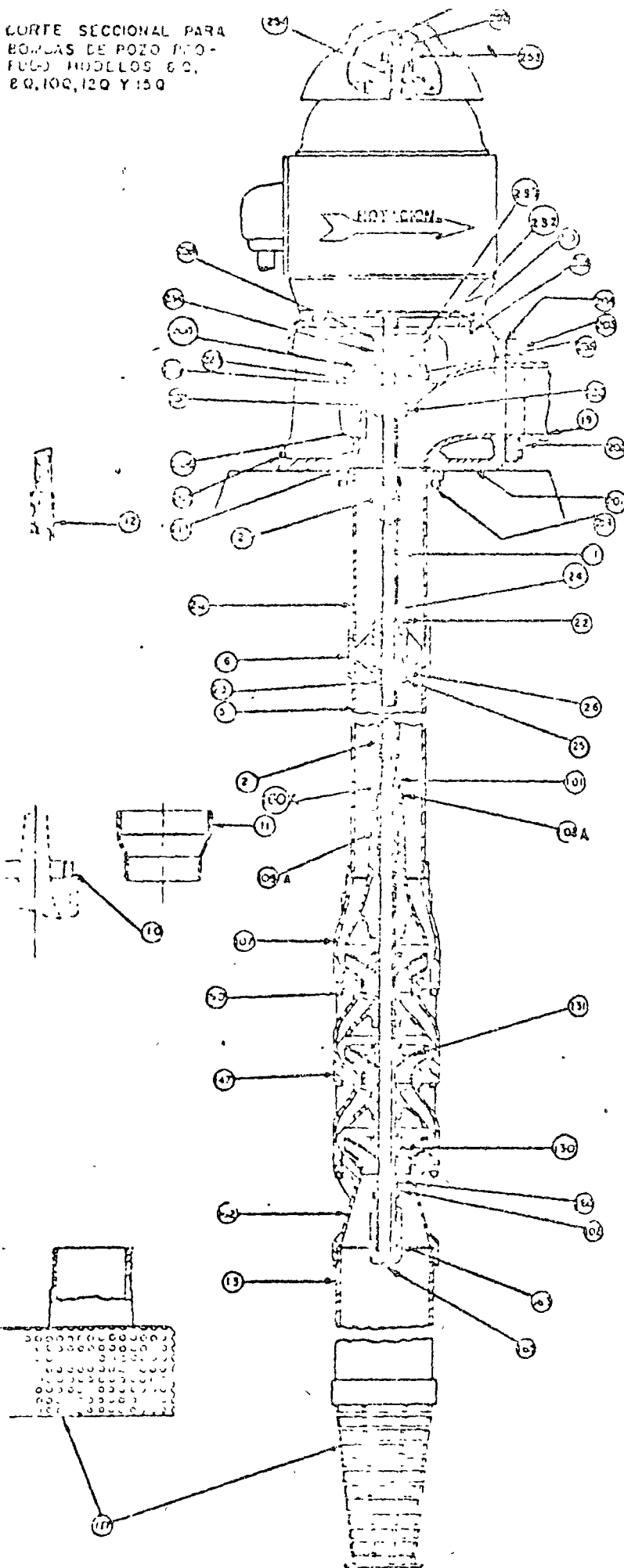


FIG. 12 BOMBA VERTICAL AUTOCONTENID.

CORTE SECCIONAL PARA
BOMBAS DE POZO PROFUNDO
MUELOS 60,
80, 100, 120 Y 150



CABEZALES DE DESCARGA
1204, 1606, 2006 Y 2412.

C A B E Z A L

- 201 Cabezal de Descarga.
- 202 Brida de Descarga.
- 203 Tornillos brida de descarga.
- 204 Junta brida de descarga.
- 205 Tapon (conexion drenaje).
- 206 Tapon (conexion para lubricación con agua).
- 207 Tapon (conexion del respirador).
- 208 Tornillos (caja de empaque).
- 209 Tuercas base del motor.
- 210 Tornillos base motor.
- 212 Tubo de columna superior.
- 213 Junta (tubo de columna superior).
- 214 Tornillos (tubo de columna superior).
- 223 Junta de caja de empaques.
- 230 Caja de empaques. (con # 237).
- 232 Tuercas de tornillos de prensa estopas.
- 233 Esparrujas de prensa estopas.
- 234 Prensa estopas.
- 235 Jaula de sello.
- 236 Juego de empaques.
- 237 Buje de caja de empaques.
- 239 Anillo desviador.
- 240 Gracera de copa.
- 252 Tornillo de seguro.
- 253 Tuerca de ajuste.
- 254 Cuña de flecha superior.
- 257 Flecha superior.
- 19 Tubo de descarga.

C O L U M N A .

- 12 Cople de reducción o ampliación.
- 1 Flecha de línea.
- 24 Camisa de flecha.
- 2 Cople de flecha.
- 26 Soporte de chumacera.
- 22 Chumacera de línea.
- 23 Retan de chumacera.
- 25 Remaches de la chumacera.
- 5 Tubo de columna.
- 13 Tubo de succión.
- 117 Calavera.
- 6 Copla del tubo de la columna.
- 11 Campana de ampliación.
- 10 Anillo de reducción.

C U E R P O D E T A Z O N E S .

- 160A Retan del capacete.
- 162 Cono de entrada.
- 163 Buje del cono de entrada.
- 102 Chucete cono de entrada.
- 165 Tapon de tubo.
- 160 Anillo "O".
- 107 Cono de salida.
- 105A Chumacera de conexión.
- 102A Capacete cono de salida.
- 131 Impulsor.
- 130 Buje de impulsor.
- 101 Flecha de impulsor.
- 147 Tazon.
- 150 Tornillos para tazon.

LISTA DE PARTES DE BOMBAS VERTICALES
TIPO TORCINA LINEA "Q"
LUBRICACION POR AGUA.

FIG. 13 BOMBA VERTICAL POZO PROFUNDO

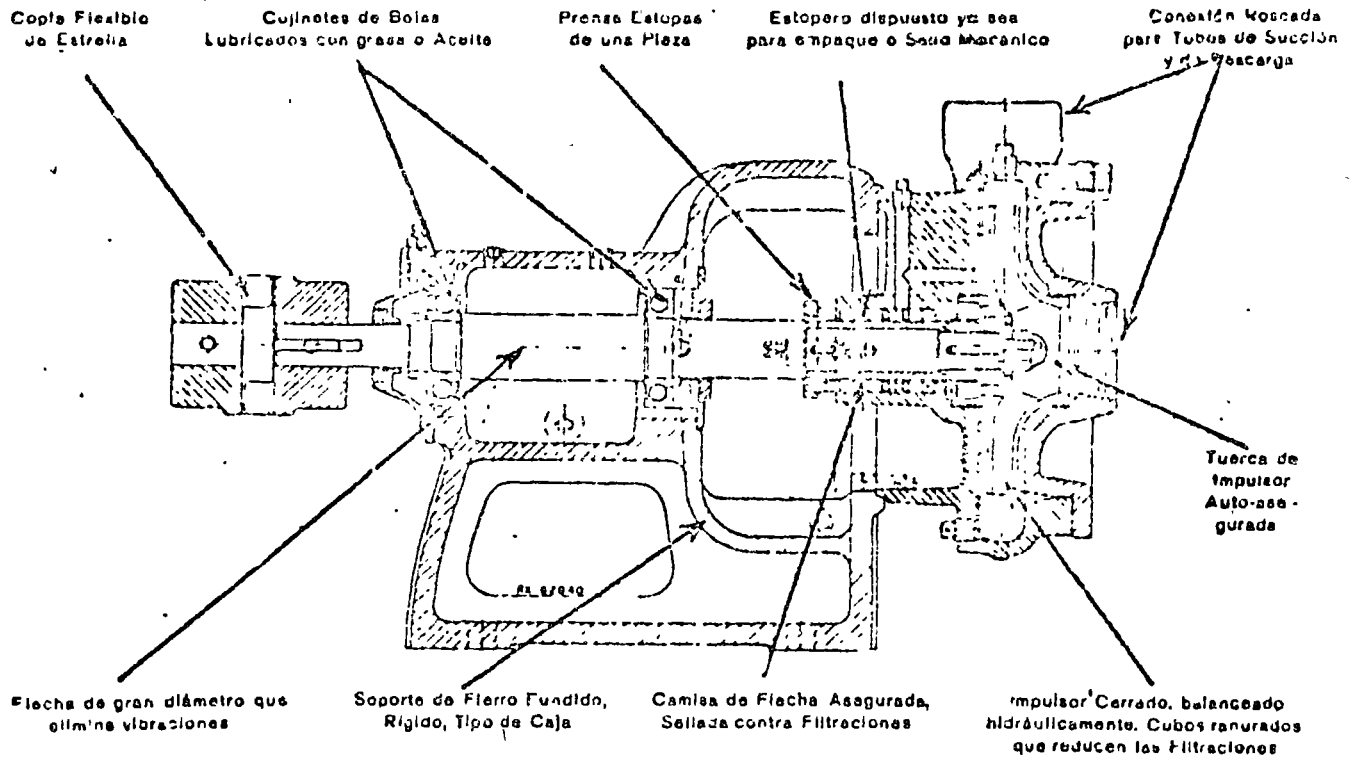


FIG. 14 BOMBA DE SUCCION SIMPLE

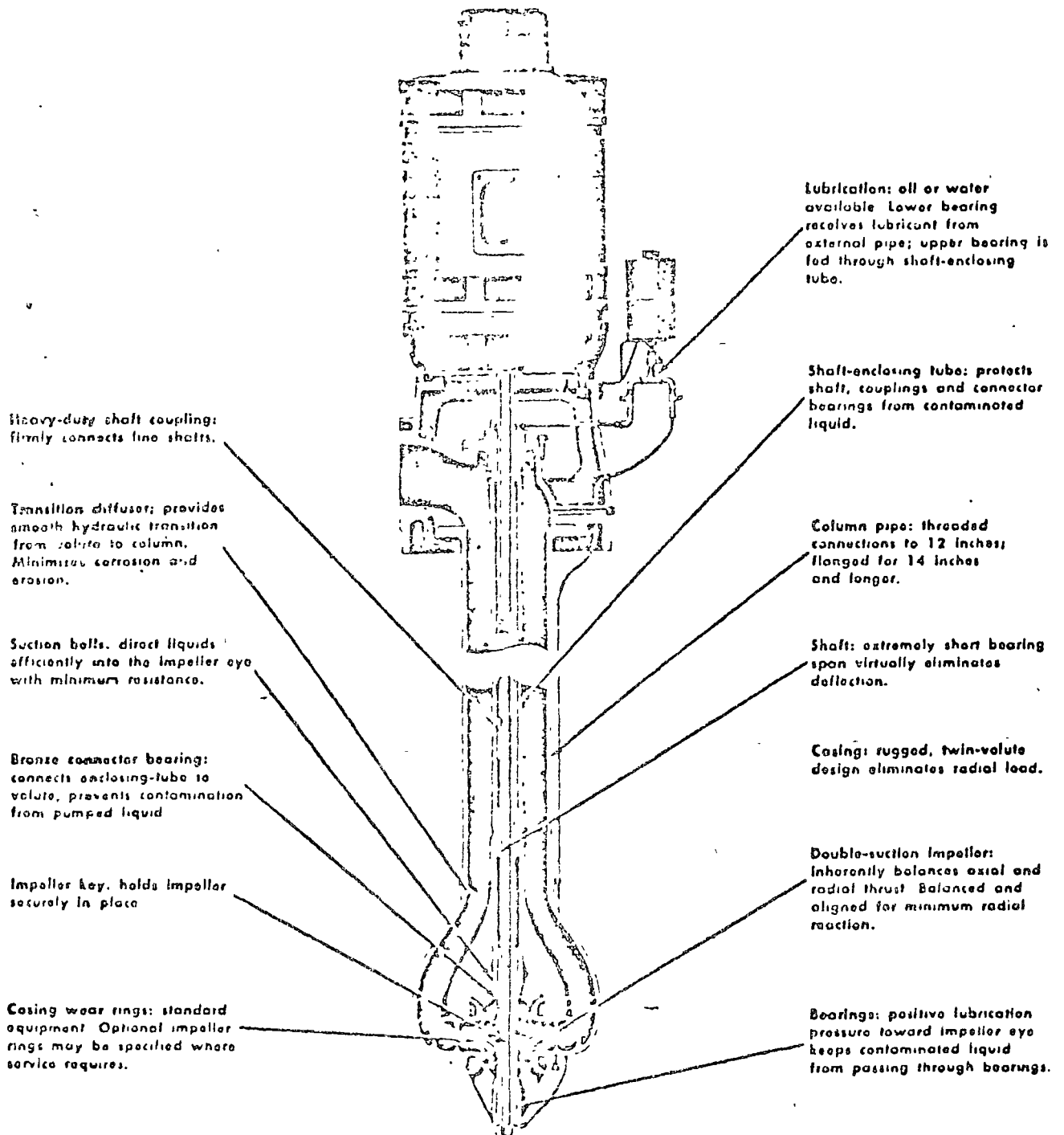


FIG. 15 BOMBA DE DOBLE SUCCION

la energía proporcionada por una máquina motriz, como un motor eléctrico, turbina de vapor o motor de gasolina, en energía interna del líquido que se bombea. Esta energía interna del líquido se manifiesta como energía de velocidad o de presión, o como ambas a la vez.

La manera en que este cambio de energía se produce en una bomba centrífuga es única. El elemento rotativo de una bomba centrífuga, movido por la máquina motriz, se denomina impulsor y, conforme éste gira, el movimiento de rotación del impulsor origina un movimiento de rotación del líquido.

En realidad, el movimiento comunicado al líquido por el impulsor tiene dos componentes. Una tiene dirección radial, hacia afuera desde el centro del impulsor. Este movimiento lo causa la fuerza centrífuga debida a la rotación del líquido, que actúa en el sentido de alejarse del centro del impulsor en rotación.

Asimismo, al salir el líquido del impulsor, tiende a moverse en una dirección tangencial a la periferia del impulsor. Estas dos tendencias se señalan en fig. 16. La dirección exacta que el líquido tomará es el resultado de las dos direcciones, habiéndose comprobado que, en efecto, el líquido se mueve en la dirección señalada.

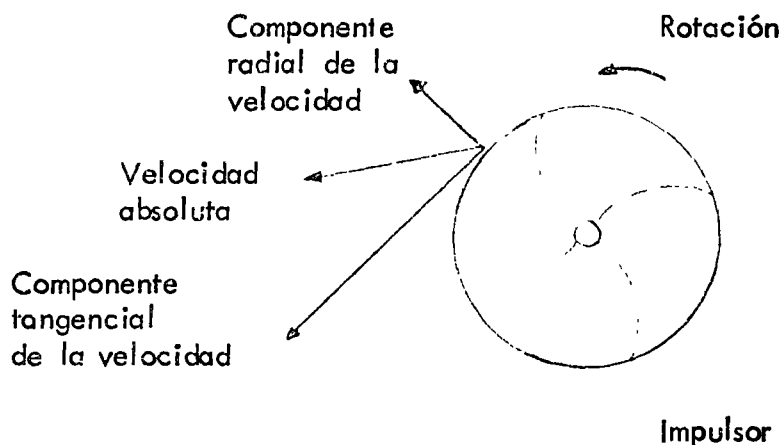


Figura 16

Hay que considerar que los movimientos mencionados implican velocidad del líquido. Y puede decirse que la cantidad de energía comunicada al líquido por el impulsor en rotación es equivalente a la carga de velocidad del líquido que se mueve.

De estos hechos se pueden hacer dos deducciones. En primer lugar se puede afirmar que cualquier factor que incremente la velocidad periférica del impulsor aumentará la energía conferida al líquido. -- Asimismo, se puede decir que un cambio en la velocidad del extremo del alabe modificará la energía comunicada al líquido, en una cantidad proporcional al cuadrado del cambio mencionado. Por ejemplo al duplicar la velocidad de rotación del impulsor, la velocidad periférica se hará el doble, lo que a su vez cuadruplicará la energía comunicada al líquido expresada como presión. De igual modo, duplicando el diámetro del impulsor, se duplica la velocidad periférica, lo que de nuevo cuadruplicaría la energía comunicada al líquido. Estos hechos se emplearán después para evaluar y predecir las condiciones de funcionamiento de una bomba determinada.

Hay que recordar que el líquido descargado desde todos los puntos de la periferia del impulsor se mueve en una dirección que generalmente es hacia el exterior del impulsor y también gira con éste. De alguna forma deberá ser recogido y dirigido al orificio de descarga de la bomba. Esta es la función de la carcasa o envolvente y está diseñada de manera que en un punto determinado, su pared está muy próxima al diámetro exterior del impulsor. Este punto se denomina "lengua" de la envolvente. La figura 17 muestra un diseño característico de envolvente. Entre la lengua y un punto ligeramente a la izquierda (en sentido contrario a las agujas de un reloj) una cierta cantidad del líquido ha sido descargada por el impulsor, y debe girar con éste para ser finalmente descargada a través de la salida de la bomba. Lo mismo ocurre con el líquido adicional que es descargado por el impulsor conforme progresamos alrededor de la envolvente, que también debe girar con el impulsor y ser descargado a través de la salida de la bomba. Al desplazarse alrededor del impulsor, se acumula más y más líquido que debe ser conducido alrededor del impulsor, entre la pared de la envolvente y el borde externo de aquel. Ya que la cantidad de líquido va aumentando y se quiere mantener la velocidad aproximadamente constante, a pesar de esto se debe incrementar paulatinamente el área disponible entre el borde del impulsor y la pared de la envolvente. A esto se debe que tengamos una sección gradualmente creciente desde la lengua de la envolvente, hasta el comienzo del cono de impulsión (fig. 17).

En el punto inmediatamente delante de la lengua se ha acumulado todo el líquido descargado por el impulsor para conducirlo a la tubería de descarga. Sin embargo, en la mayoría de los casos, este líquido posee una velocidad superior a la que es conveniente para manejarlo, ya que una alta velocidad produce pérdidas por rozamiento -- altas en la tubería de descarga. Por tanto, generalmente, se reduce la velocidad en el cono de descarga, que es la salida final de la bom

ba. Esta velocidad se disminuye incrementando la sección de la corriente, pues al aumentar esta decrece la velocidad (fig. 17).

En una bomba centrífuga el impulsor está provisto de álabes que sirven para conducir el líquido. Además, el impulsor tiene una anchura axial, según la capacidad que haya de manejar. Con el ancho del impulsor se incrementa el gasto que maneja.

Se puede entonces decir que una bomba centrífuga está equipada de un miembro rotativo o impulsor que comunica una velocidad al líquido. Esta velocidad representa, en realidad, la energía que se añade al mismo. La envolvente de la bomba sirve para recoger el líquido y conducirlo a la descarga de la bomba. También sirve para alojar el impulsor. Una parte de la conducción de descarga de la envolvente actúa también como difusor para transformar parte de la energía debida a la alta velocidad, en energía de relativamente baja velocidad, aumentando la energía de presión.

La sección aumenta constantemente.

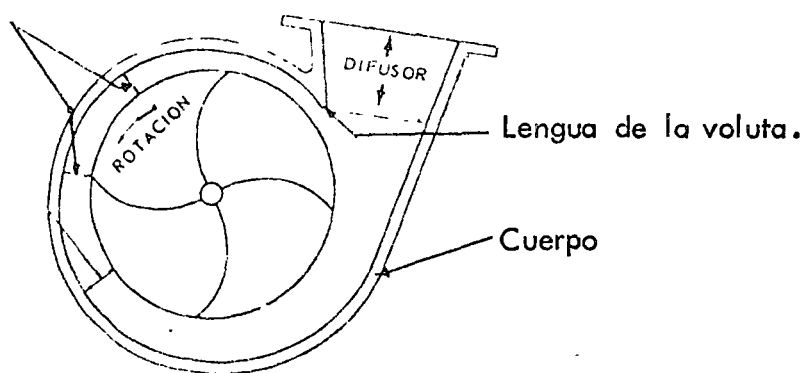


Figura 17

1.4 Ecuación básica de Euler

Los principios generales del flujo en una máquina hidráulica fueron analizados primeramente por Euler. Como consecuencia de la curvatura de los álabes, el agua pasa a través del espacio entre ellos y se desvía de su dirección original por efecto de la fuerza que el álabe ejerce sobre el líquido. La componente de esta fuerza en la dirección del único movimiento posible (o sea la componente tangencial, será la única que se considere para calcular la potencia de la bomba. Las componentes de la fuerza y de la velocidad en la dirección paralela a la

flecha (fig. 18), no se toman en cuenta ya que no afectan al movimiento.

La velocidad absoluta V estará compuesta por la velocidad v relativa al impulsor y la velocidad radial u del propio impulsor. A la entrada al impulsor la velocidad absoluta V_1 es la suma vectorial de v_1 y u_1 ; a la salida, V_2 es la suma vectorial de v_2 y u_2 . La dirección de v es siempre alejándose de la flecha y tangencial a la superficie de los álabes a la entrada y a la salida del impulsor. La velocidad instantánea u de cualquier punto del impulsor es necesariamente tangencial a la trayectoria circular que describe mientras gira.

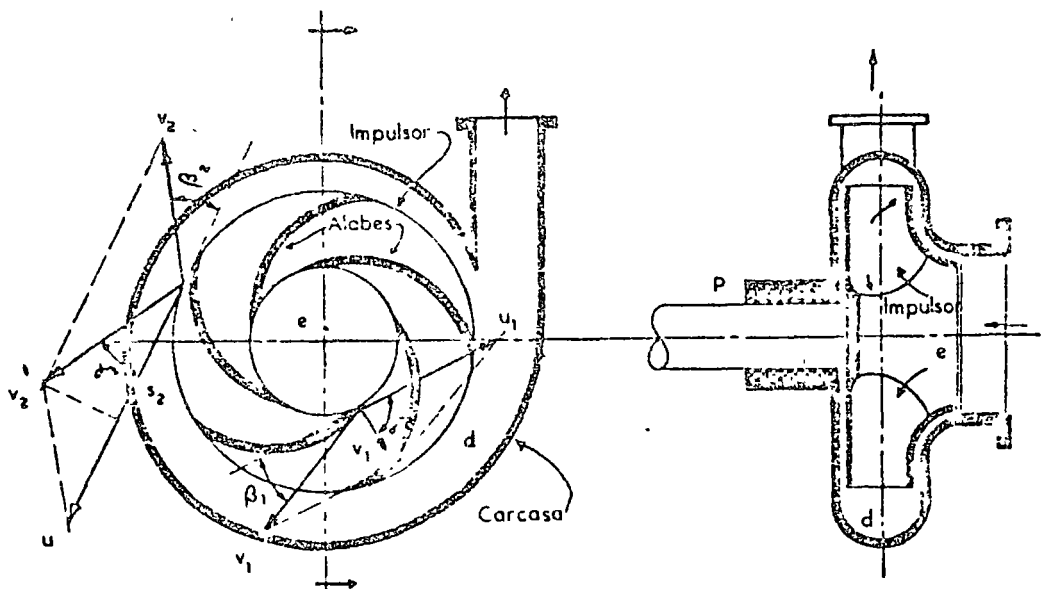


Fig. 18 Versión simplificada de un tipo comercial de bomba centrífuga.

En cada punto sobre un álabe, el flujo se produce con velocidad absoluta V y sobre cada elemento diferencial de gasto dQ , que se mueva sobre una línea de corriente, el álabe ejerce una fuerza o impulso de magnitud $V dQ/g$. La componente tangencial de esta fuerza vale $\gamma V \cos \alpha dQ/g$ y su momento con respecto al centro de rotación es $\gamma r V \cos \alpha dQ/g$.

De esta manera, el momento que el impulsor ejerce sobre el líquido será entonces:

$$T = \int_1^2 \frac{\gamma}{g} r V \cos \alpha dQ$$

y al integrar se obtiene:

$$T = \frac{\gamma Q}{g} (r_2 V_2 \cos \alpha_2 - r_1 V_1 \cos \alpha_1) \quad (1)$$

La potencia con que el impulsor alimenta al líquido se mide por el par motor T aplicado a la flecha y su velocidad angular de rotación ω , y vale

$$P_t = T \omega \quad (2)$$

De esta manera, la potencia teórica que el impulsor imprime al líquido es:

$$P_t = \frac{\gamma Q}{g} = \omega (r_2 V_2 \cos \alpha_2 - r_1 V_1 \cos \alpha_1) \quad (3)$$

Además, si la potencia real obtenida en la brida de descarga de la bomba vale

$$P_r = \gamma Q H \quad (4)$$

en que H es la carga dinámica (o energía en kg m/kg) en la sección de descarga de la bomba. Se define como eficiencia de la bomba la relación entre la potencia real y la teórica:

$$\eta = \frac{P_r}{P_t} = \frac{\gamma Q H}{T} \quad (5)$$

De esta manera, tomando en cuenta a las ecs. (3) y (5) y substituyendo a la velocidad radial $u = \omega r$, la carga H de bombeo será:

$$H = \frac{\gamma (u_2 V_2 \cos \alpha_2 - u_1 V_1 \cos \alpha_1)}{g} \quad (6)$$

1.5 Pérdidas y eficiencia

Una bomba no es completamente eficiente debido a las inevitables pérdidas de energía, las cuales pueden ser clasificadas como sigue:

- a) Pérdidas mecánicas, que incluyen la fricción en la chumacera, la fricción del disco o arrastre entre el impulsor y la carcasa ocasionada por la viscosidad del agua.

b) Pérdidas por recirculación debidas a la potencia consumida en el paso inevitable de parte mínima del gasto de la zona de alta presión en el lado de la descarga del impulsor (a través de los espacios libres entre el impulsor y la carcasa) hacia la zona de baja presión en el centro del impulsor.

c) Pérdidas hidráulicas que incluyen: 1) fricción por escurrimiento del líquido a través de los espacios libres del impulsor, - 2) fricción del líquido con la carcasa, 3) pérdidas por impacto a la entrada y salida del impulsor debidas al cambio brusco de velocidad o condiciones de escurrimiento de esos puntos.

Si η_m es la eficiencia mecánica, η_r la eficiencia de recirculación y η_n la eficiencia hidráulica, la eficiencia total de la bomba será:

$$\eta = \eta_m \times \eta_r \times \eta_n \quad (7)$$

Los valores normales de estas eficiencias son como sigue: de 0.95 a 0.98 para η_m , de 0.98 a 0.995 para η_r y de 0.90 a 0.96 para η_n .

1.6 Curvas características

La parte más importante en el análisis de las bombas centrífugas la constituye el uso de las curvas características.

Cualquier bomba centrífuga tiene, para determinada velocidad y diámetro de impulsor, una curva característica que indica la relación entre la carga real desarrollada por la bomba y el caudal a través de la misma.

A partir de la ecuación de Euler es factible determinar la forma que tienen las curvas características de una bomba. En efecto, para una eficiencia óptima de la máquina ($\eta = 1$), en la ec. (5) H será máxima si el término $u_1 V_1 \cos \alpha_1 = 0$; esto es, cuando el impulsor sea diseñado de tal manera que el agua entre en dirección radial, lo cual en general se cumple. De esta manera resulta que

$$H = \frac{u_2 V_2 \cos \alpha_2}{g} \quad (8)$$

siendo además:

$$V_2 \cos \alpha_2 = u_2 + v_2 \cos \beta_2$$

y que $v_2 = \frac{Q}{A}$

donde A es el área de paso del agua a través del impulsor, la ec. (8) resulta entonces

$$H = \frac{u_2^2}{g} + \frac{u_2}{g} \cos \beta_2 Q$$

Si se denomina:

$$C_1 = \frac{u_2^2}{g}$$

$$C_2 = \frac{u_2}{Ag} \cos \beta_2$$

se puede escribir que

$$H = C_1 + C_2 Q \quad (9)$$

Para una velocidad de rotación constante, el coeficiente C_1 es también constante y C_2 dependerá únicamente del valor del $\cos \beta_2$ y la ec. (9) será la ecuación de una recta, cuya pendiente C_2 depende del diseño del álabe a la salida, existiendo una ley lineal entre H y Q .

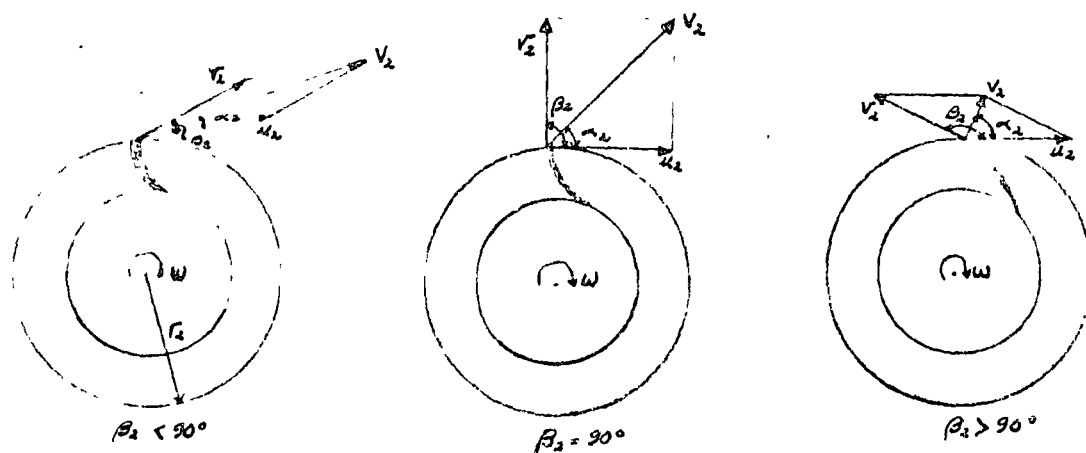


Figura 19.

Se pueden presentar tres casos (fig. 19)

Caso 1. $\beta_2 > 90^\circ$; $\cos \beta_2 < 0$; $C_2 < 0$; pendiente negativa.

Caso 2. $\beta_2 = 90^\circ$; $\cos \beta_2 = 0$; $C_2 = 0$; pendiente cero

Caso 3. $\beta_2 < 90^\circ$; $\cos \beta_2 > 0$; $C_2 > 0$; pendiente positiva.

La representación gráfica de los tres casos se presenta en la figura 20 a, así como las curvas reales resultantes en la práctica.

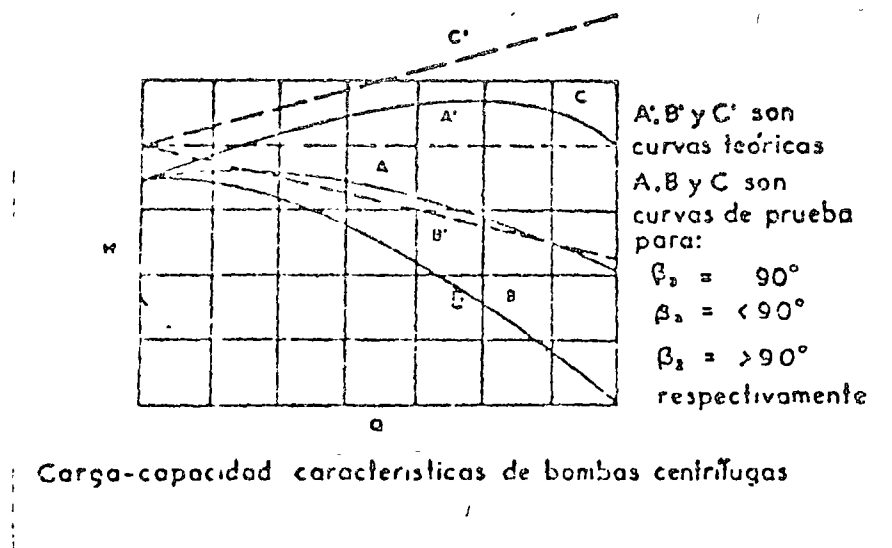


Fig. 20. Curvas características de una bomba centrífuga.

Si se considera que la potencia es proporcional a $Q H$, la que es alimentada por la bomba sería entonces:

$$P = C_2 Q + C_3 Q^2$$

Esto significa que las curvas potencia-gasto son parabólicas y de acuerdo con el valor de β_2 , adoptan las formas mostradas en la figura 20 b para una velocidad angular de rotación constante. Se observa que si $\beta_2 = 90^\circ$, la potencia absorbida se limita a un máximo.

Las curvas características reales de las bombas difieren ligeramente de las teóricas antes obtenidas. Las curvas características totales de una bomba son gráficas que muestran el comportamiento de las bombas

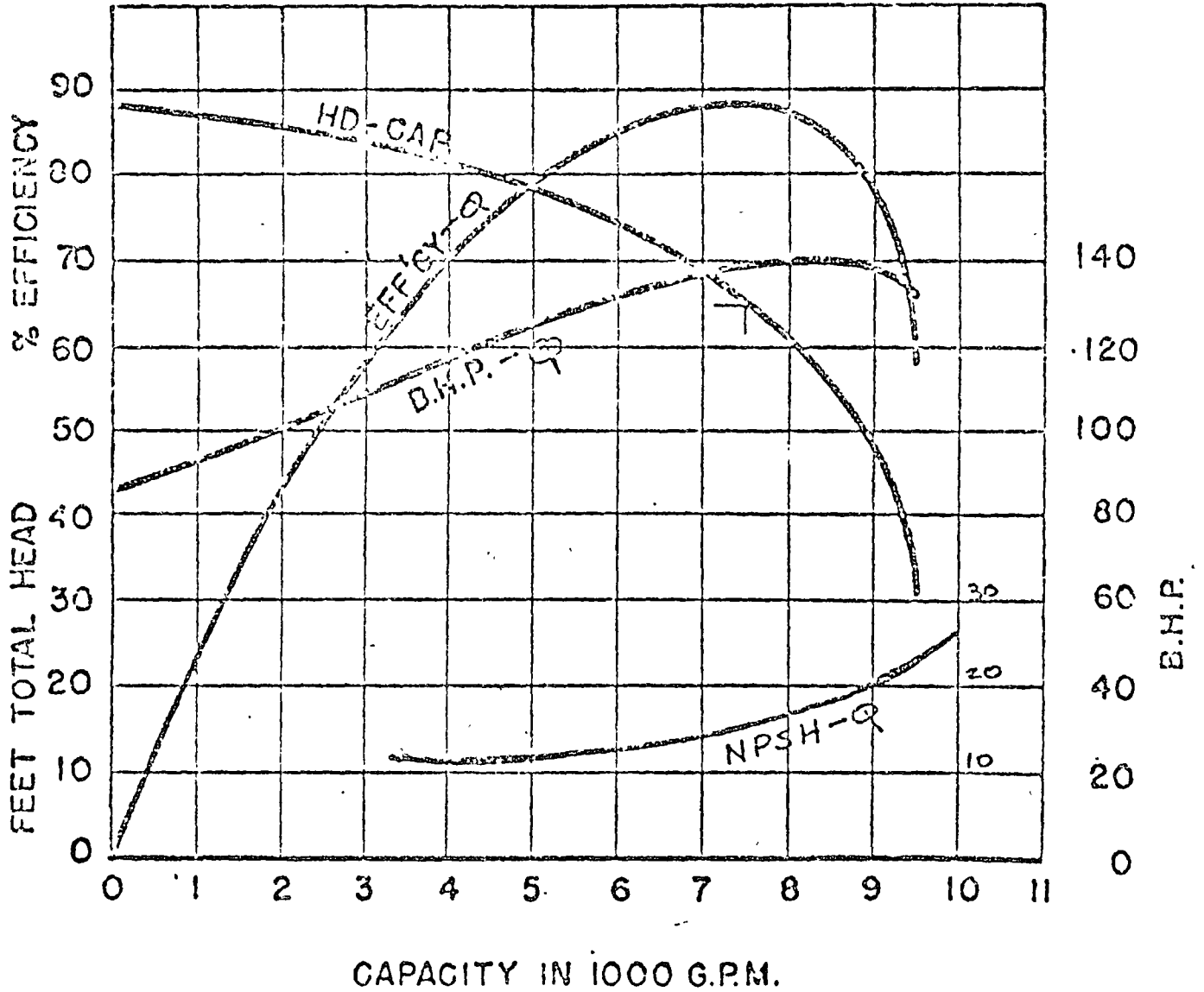


FIG. 21 REPRESENTACION GRAFICA DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA BOMBA CENTRIFUGA.

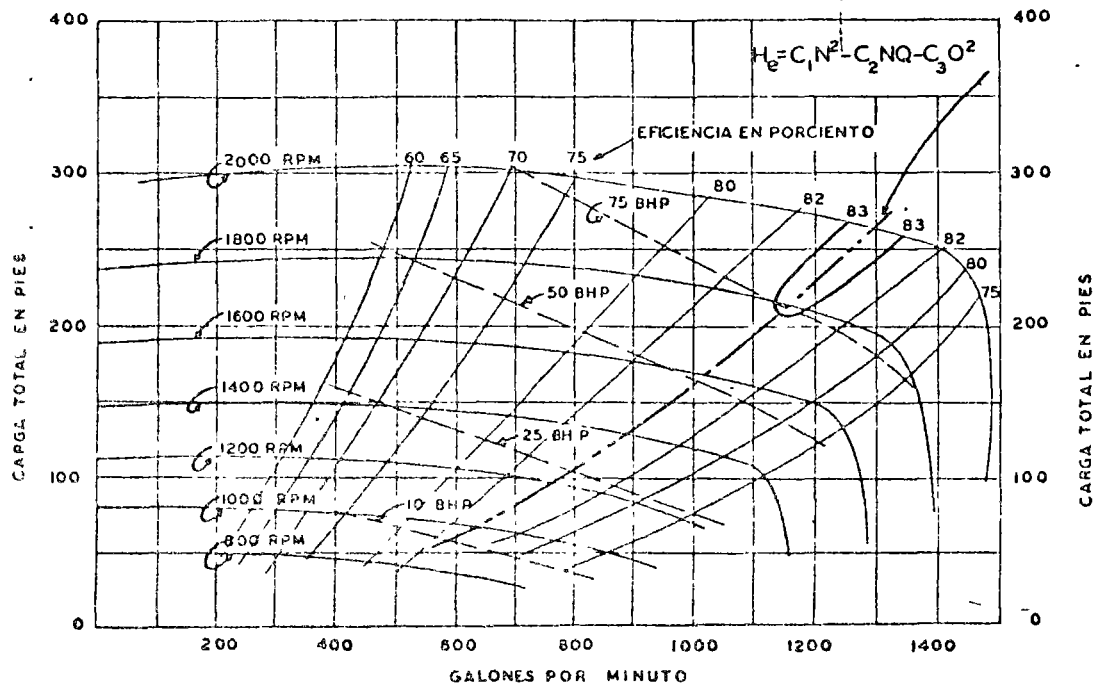
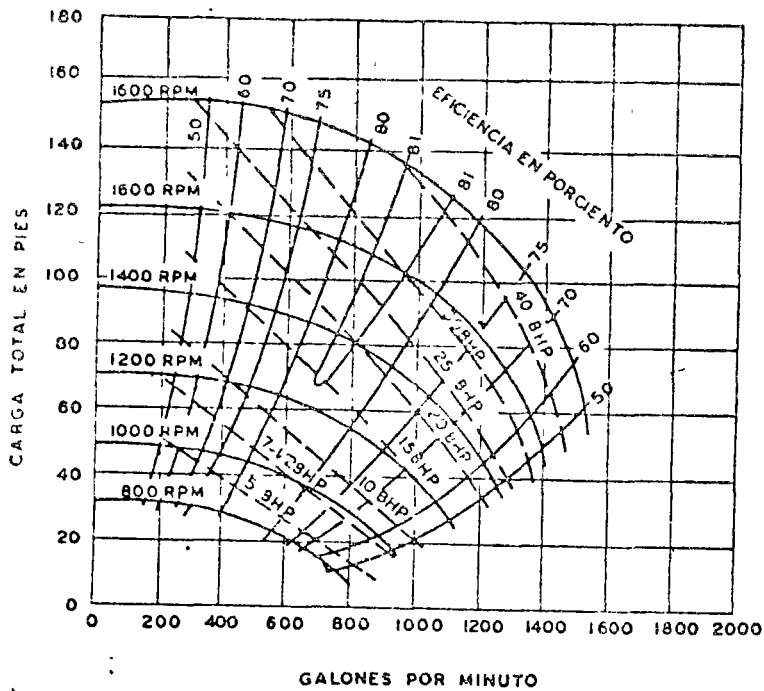
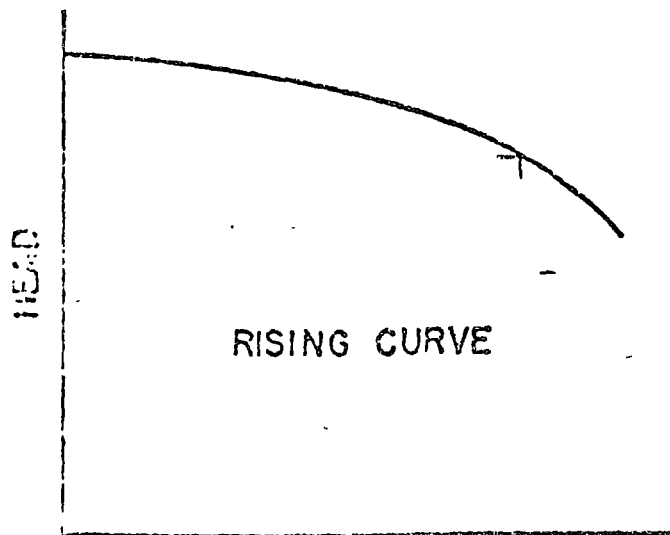


Fig. 22 Curvas características de una bomba centrífuga.



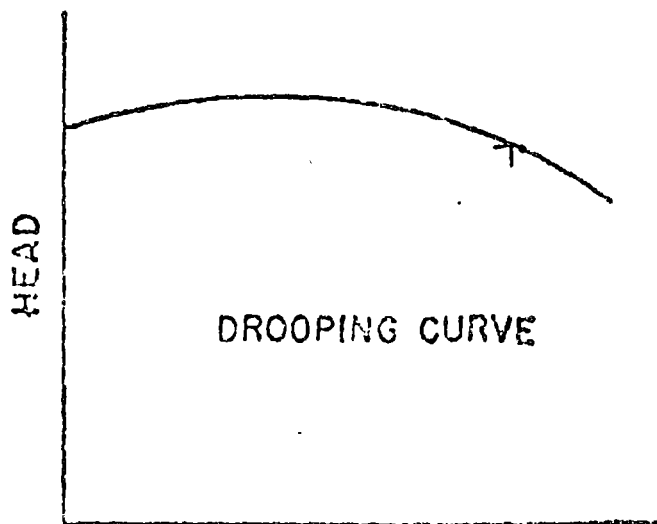
BOMBA DE 5"-SUCCION
SIMPLE - UN SOLO PASO

Fig. 23 Curvas características de una bomba centrífuga.



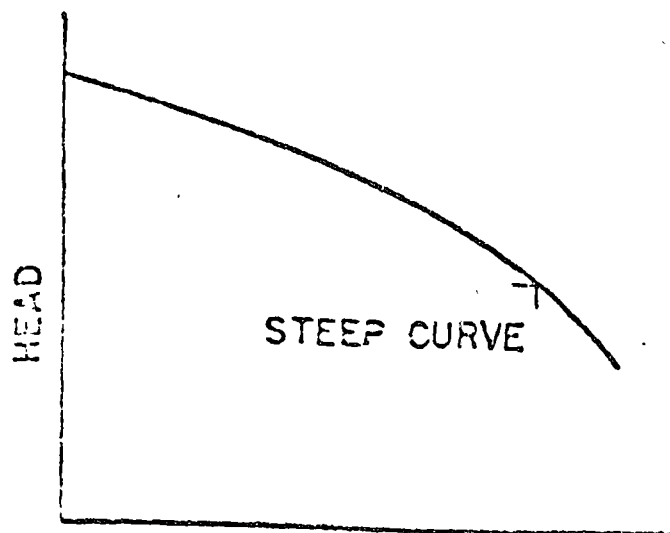
RISING CURVE

FIG. 24 CURVA CARGA -CAPACIDAD CRECIENTE



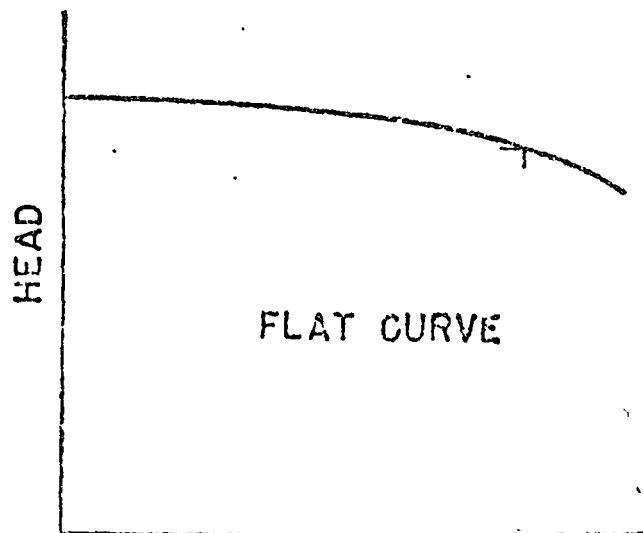
DROOPING CURVE

FIG. 25 CURVA CARGA-CAPACIDAD CON U. MAXIMO EN LA CARGA.



STEEP CURVE

FIG. 26 CURVA CARGA-CAPACIDAD MUY CRECIENTE



FLAT CURVE

FIG. 27 CURVA CARGA-CAPACIDAD PLANA

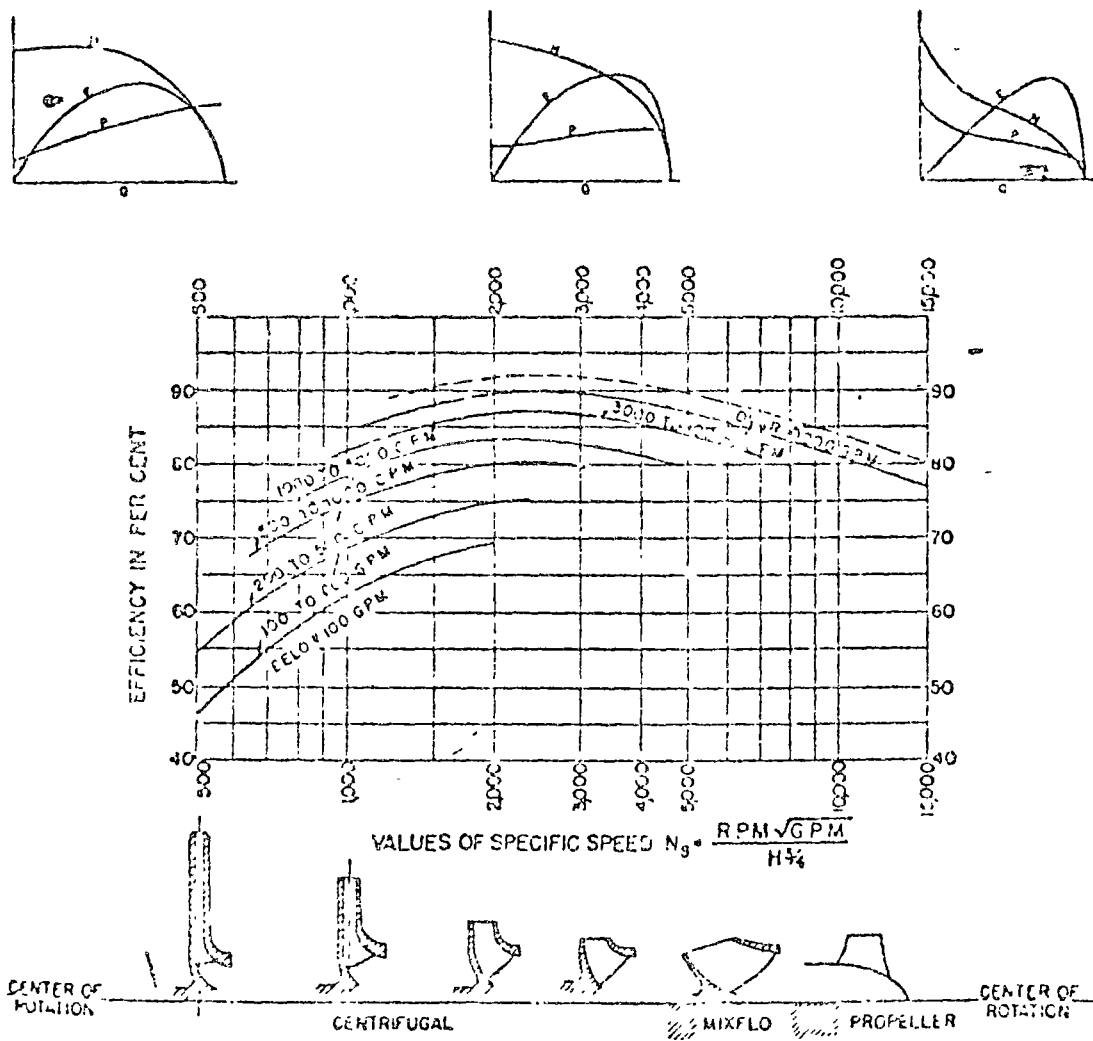


FIG. 28 RELACION ENTRE VALORES DE (N_s) y TIPOS DE BOMBAS.

bajo condiciones variables, que muestran sus limitaciones y posibilidades y que se obtienen a partir de pruebas en laboratorio o de campo. Es común que se presenten las siguientes curvas:

Carga (H) - caudal (Q)
 Potencia requerida al freno (BHP) - caudal (Q)
 Eficiencia (η) - caudal (Q)
 Carga neta positiva de succión requerida (NPSH) - caudal (Q)

Todas estas curvas se presentan normalmente usando siempre el eje horizontal para el caudal Q y el vertical, con diferentes escalas, para las restantes variables. Además corresponden a una velocidad de rotación y a un diámetro de impulsor constante, tal como se muestra en la figura 21. Sin embargo, resulta también muy conveniente presentar el comportamiento de la bomba para diferentes velocidades de rotación, tal como se presenta en la figura 22 que muestra curvas para una bomba de un solo paso y doble succión, en la cual se ha trazado una línea discontinua a través de los puntos de máxima eficiencia.

En el caso de que la bomba sea accionada por un motor eléctrico de inducción a 60 ciclos, la velocidad de rotación depende del número de polos del motor que se use de acuerdo como sigue:

2 polos	3550 rpm
4 polos	1750 rpm
6 polos	1150 rpm
8 polos	850 rpm

Motores de mayor número de polos son de fabricación especial y generalmente se hacen sobre pedido.

La figura 23 presenta las curvas para bomba de succión simple y un solo paso del mismo tamaño y capacidad. Se observa que la curva de la figura 22 presenta una curva relativamente "plana", esto es la carga permanece aproximadamente constante para límites amplios del gasto, una característica deseable para muchos tipos de servicio. Por el contrario, la curva de la figura 23 muestra una característica relativamente "inclinada", para la cual, varía la carga más rápidamente con las variaciones del caudal, lo cual puede ser también deseable para cierto tipo de aplicaciones. Ambos tipos de curvas se pueden obtener lo mismo con una bomba de succión simple, o bien doble.

De acuerdo con estas ideas y dependiendo de las características de diseño del impulsor, las curvas características se clasifican en cuatro tipos:

a) Curva carga-caudal creciente.

Se caracteriza por tener una carga a gasto cero (válvula cerrada) del 110 al 120 por ciento de la carga correspondiente al punto de máxima eficiencia, tal como se muestra en la figura 24. La curva es estable y tiene un buen funcionamiento en sistemas de bombeo con unidades en paralelo.

b) Curva carga-caudal con un máximo en la carga.

A válvula cerrada, la carga es menor que la correspondiente a determinados caudales (fig. 25). Es inestable cerca de la carga máxima, pero estable para puntos con cargas menores a la de válvula cerrada.

c) Curva carga-caudal muy creciente.

A válvula cerrada, la carga es 140 a 150 por ciento de la correspondiente a máxima eficiencia (fig. 26). El funcionamiento es muy estable sobre todo en sistemas de bombeo con unidades operando en paralelo, ya que se retiene poca variación en el caudal Q para grandes incrementos en la carga.

d) Curva carga-caudal plana.

A válvula cerrada, la carga tiene valores muy próximos a la correspondiente al punto de máxima eficiencia (fig. 27). El funcionamiento es inestable, pero adecuado cuando se requieren grandes variaciones del caudal con diferenciales mínimos de carga.

El grado de inclinación de la curva característica es algunas veces un factor muy importante en la selección de bombas, cuando estas son utilizadas en múltiple. Bombas en paralelo que envían caudal al mismo cabezal colector de la descarga pueden "robarse" entre sí bajo ciertas circunstancias; para pequeñas variaciones en la carga podría significar cambios considerables en los caudales de descarga individuales. Esta tendencia es menor cuando las bombas tienen características más inclinadas. El grado de inclinación para una curva característica se establece algunas veces como la relación de la carga al 50% de la capacidad nominal y la carga al 85%, lo que proporciona una medida de comparación suficientemente útil, aún cuando sea arbitraria.

Curvas características como las anteriores se obtienen de los fabricantes y pueden ser reproducidas por el consumidor con pruebas en la unidad instalada para verificar la eficiencia garantizada. Sin em-

bargo, es de esperarse que las bombas individuales varíen ligeramente de una unidad a otra, aunque exteriormente sean idénticas. El Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos de Norteamérica (Hydraulic Institute), que es una asociación de fabricantes de bombas de alta calidad, recomienda curvas basadas en alturas de succión de 4.5 m. Si las condiciones de instalación resultan en alturas de succión mayores o menores, las curvas de pruebas de los fabricantes pueden diferir un poco.

Las curvas características son uno de los elementos esenciales en la selección de una bomba para un determinado sistema de bombeo, además de la aplicación que debe hacerse de la velocidad específica. Por ejemplo, si se requiere una bomba para aforar un pozo, es necesario conocer las características de dicho pozo, así como las propiedades geohidrológicas donde se ha perforado. En otras palabras, si el pozo está localizado en la península de Yucatán, requiere una bomba de curva característica diferente a la del equipo que requiere el pozo localizado en Zacatecas. Para Yucatán convendrá usar una bomba cuya curva sea plana o poco creciente, mientras que para Zacatecas necesariamente será del tipo muy creciente.

1.7 Homología de las bombas centrífugas.

El fabricante puede economizar en modelos y en otros gastos ajustando una bomba de un diseño y tamaño determinados con tamaños de impulsor alternados, que varíen ligeramente de diámetro, logrando de esta manera que una misma unidad sirva para fluctuaciones más amplias de la relación carga-gasto. Esto puede lograrse sin alterar mayormente la eficiencia.

El fabricante también puede producir cierto tipo de bomba, bien diseñada, en una serie de tamaños donde las dimensiones interiores guarden una cierta proporción de escala o de homología (similitud). Estas bombas son por lo tanto geoméricamente semejantes y algunas veces se les llama unidades homólogas. Sus eficiencias serán muy parecidas si se operan en condiciones homólogas, a velocidades y caudales tales que la relación $u_2/v_2/\sqrt{2}$ se mantenga constante.

Cuando se operan las bombas homólogas de esta manera, es posible clasificar toda la serie basándose en las pruebas realizadas en un solo tamaño o en un pequeño número de tamaños típicos.

Para que una bomba opere a máxima eficiencia, necesariamente sus pérdidas hidráulicas deben ser mínimas. Esto se cumple cuando la velocidad absoluta del agua a la salida del impulsor a la carcasa son

pérdidas pequeñas.

Si se observa la fig. 18, se puede apreciar que la velocidad absoluta (V_2) del agua a la salida del impulsor puede variar en magnitud y dirección con los valores de la velocidad relativa (v_2) y de la velocidad periférica (u_2) del impulsor. Por lo tanto, en una bomba eficiente deberá mantenerse constante la dirección de V_2 independientemente de v_2 y u_2 . En otras palabras, un cambio de u_2 debe ir acompañado por un cambio en v_2 de tal suerte que el diagrama de vectores se mantenga geoméricamente semejante para todas las velocidades absolutas. Cuando esto se cumple se dice que hay homología en las bombas.

Para dos bombas homólogas se debe cumplir que

$$\frac{v}{u} = \text{const} \quad (10)$$

$$\frac{V}{u} = \text{const} \quad (11)$$

Siendo la velocidad tangencial u proporcional a N (velocidad angular en rpm) y a D , de la ec. (10) se puede escribir que:

$$v \sim N D \quad (12)$$

Además, siendo $Q = A v$; donde A es el área de paso entre los álabes, que es proporcional a D^2 , resulta entonces:

$$Q \sim N D^3 \quad (13)$$

O bien, en bombas homólogas se cumplirá que:

$$\frac{Q}{N D^3} = \text{const.} \quad (14)$$

Por otra parte, substituyendo las ecs. (10) y (11) en la ec. (5) y también a (12) en el resultado, se deduce que

$$H \sim n^2 D^2 \quad (15)$$

o bien, se cumplirá que

$$\frac{H}{n^2 D^2} = \text{const.} \quad (16)$$

Por otra parte, substituyendo las ecs. (13) y (15) en la ec. (4) resulta también que

$$P \sim N^3 D^5 \quad (17)$$

o bien que:

$$\frac{P}{N^3 D^5} = \text{const.} \quad (18)$$

Las ecs. (14), (16) y (18) son las básicas para la homología en las bombas.

Cuando se desea encontrar las relaciones básicas para una bomba que operará con diferentes diámetros del impulsor, pero la velocidad de rotación constante, de las ecs. (14), (16) y (18) resulta que Q será proporcional con D^3 , H con D^2 y P con D^5 .

Por el contrario, si se mantiene constante el diámetro del impulsor y varía la velocidad de rotación, se tendrá que Q es proporcional con N, H con N^2 y P con N^3 .

1.8 Velocidad específica.

Una aplicación importante de la homología entre bombas la constituye el concepto de velocidad específica, de gran trascendencia en la selección de las bombas.

En el conjunto de curvas características mostrado en la figura 22 se puede determinar un punto de operación de la bomba para el cual opera con la máxima eficiencia. Los valores de la carga H, gasto Q y velocidad angular N que corresponden a dicho punto se les conocen como valores nominales (o normales) de operación. La combinación de estas variables en un parámetro permite determinar la llamada velocidad específica de la bomba. Dicho parámetro puede obtenerse eliminando a D de las ecs. (14) y (16) y haciendo que la constante de proporcionalidad que resulte sea la llamada velocidad específica. Esto es: que:

$$N_s = \frac{N Q}{H^{3/4}} \quad (19)$$

El valor de este parámetro corresponde a aquel para el cual fué diseñada la bomba y su operación para las mismas condiciones de velo

ciudad específica corresponde a las de máxima eficiencia y por consiguiente consume la menor cantidad de energía posible. Fuera de ese rango, la bomba opera pero su eficiencia será siempre inferior a la del punto nominal de operación.

Para bombas de tamaño pequeño o mediano se acostumbra expresar el gasto en galones por minuto (gpm), mientras que para bombas muy grandes el gasto se expresa con frecuencia en pies cúbicos por segundo. Además la carga se expresa en pies y la velocidad de rotación en revoluciones por minuto. Esto vale inclusive para México en que a pesar de usarse el sistema métrico, es común manejar el sistema inglés para los cálculos relativos a bombas. Esto provoca alguna confusión en el valor numérico de N_s , a menos que se fijen con claridad las unidades escogidas. En estas notas N_s será calculada siempre en sistema inglés y Q expresada en gpm para la misma.

Debido a que la eficiencia máxima implica una cierta forma del diagrama de vectores formado por v_2 , u_2 y V_2 , que se mantiene constante cuando se opera en condiciones homológicas, el término velocidad específica implica a su vez la correlación apropiada entre N , Q y H para operación máxima de eficiencia, independientemente del tamaño de la bomba o de los valores absolutos de N , Q o H . En otras palabras, la velocidad específica es un índice del tipo de impulsor con los detalles de la bomba que le son accesorios. La figura 28 muestra la variación entre los valores de N_s y los diferentes tipos de bombas.

La velocidad específica se calcula siempre para una unidad, de una sola succión y de un solo paso. Una bomba de doble succión es aquella que tiene dos impulsores de una succión unidos espalda con espalda y el valor de N_s es el calculado para cada mitad del impulsor, cada una entregando la mitad del gasto total del doble impulsor. Para una unidad de dos pasos (dos impulsores en la misma flecha, en serie) a cada impulsor se le acredita el manejo del gasto total, pero desarrollando la mitad de la carga total. De esta manera N_s se puede calcular fácilmente para diferentes arreglos de impulsores, como se indica a continuación, de acuerdo con el tipo de unidad de bombeo.

Succión	Número de impulsores	Número de pasos	N_s (Q y H corresponden al valor total)
Individual	1	1	$N Q^{1/2} H^{3/4}$
Individual	n	1	$N (Q/n)^{1/2} H^{3/4}$
Individual	n	n	$N Q^{1/2} (H/n)^{3/4}$
Doble	1	1	$N (Q/2)^{1/2} H^{3/4}$
Doble	n	1	$N (Q/2n)^{1/2} H^{3/4}$
Doble	n	n	$N (Q/2)^{1/2} (H/n)^{3/4}$

1.9 Uso de la velocidad específica en la selección de bombas.

Como un ejemplo de la utilización de la velocidad específica en la selección de bombas, conviene considerar los siguientes casos:

Ejemplo 1. Se desea seleccionar una bomba para entregar un caudal de 740 gpm contra una carga de 300 pies, operando a 1750 rpm. Se desea una bomba de doble succión.

Para una unidad de un solo paso y doble succión, la N_s requerida será:

$$N_s = \frac{1750 (740/2)^{1/2}}{300^{3/4}} = 467$$

Si se escoge una bomba de doble succión y doble paso, la N_s será:

$$N_s = \frac{1750 (740/2)^{1/2}}{(300/2)^{3/4}} = 785$$

En el catálogo del fabricante se encuentra una unidad de doble succión y un solo paso trabajando a 1800 rpm con un gasto de 1160 gpm, una carga de 211 pies de 14 3/4 pulg. de diámetro de impulsor. Su velocidad específica es:

$$N_s = \frac{1800 (1160/2)^{1/2}}{(211)^{3/4}} = 785$$

Si dos de estas bombas se conectan en serie, de tal manera que formen una unidad de pasos múltiples (cada una proporcionando la mitad de la carga), la velocidad específica de la unidad será la misma para cada paso; esto es, 785. Hidráulicamente este arreglo sería satisfactorio (eficiente).

Considerando que la bomba es de diseño adecuado y aplicable a los servicios requeridos, se determinará ahora el tamaño apropiado a partir de las ecuaciones de homología antes obtenidas. De la ec. (16) se puede escribir para las dos bombas en cuestión que:

$$\frac{211}{(1800 \times 14.75)^2} = \frac{150}{1750 \times D)^2}$$

Por tanto:

$$D = 12.8 \text{ pulg.}$$

Como comprobación

$$H = 211 (1750 \times 12.8)^2 / (1800 \times 14.75)^2$$

$$H = 150 \text{ pies por paso}$$

$$Q = 1160 (1750) (12.8)^3 / 1800 (14.75)^3 = 740 \text{ gpm}$$

Ejemplo 2. Supongamos que en el caso anterior se permitiese -- operar a 3600 rpm en lugar de 1750 rpm. Nuevamente con una unidad de doble succión, la N_s requerida sería:

$$N_s = 3600 (740/2)^{1/2} / (300)^{3/4}$$

$$N_s = 960 \text{ para unidad de un solo paso.}$$

Esto, desde luego, ni siquiera se aproxima a la N_s para la unidad propuesta. Intentar utilizar tal unidad para el trabajo asignado resultaría un arreglo insuficiente. Es decir, para desarrollar una carga de 300 pies, el diámetro de la unidad debería ser:

$$D = \sqrt{\frac{300}{211} \times \frac{1800}{3600} \times 14.75} = 8.8 \text{ pulg.}$$

mientras que para entregar un caudal de 740 gpm, de diámetro debería ser:

$$D = 14.75^3 \sqrt{\frac{1800 \times 740}{3600 \times 1160}} = 10.1 \text{ pulg.}$$

Consecuentemente, el tamaño del impulsor debería tener 10.1 pulgadas (gobernado por el gasto) y este es excesivo para la carga requeri-

da. Este impulsor desarrollaría, de hecho, una carga de magnitud;

$$H = 211 \left[\frac{3600 \times 10.10}{1800 \times 14.75} \right] = 396 \text{ pies}$$

Resulta obvio que una bomba calibrada a 740 gpm bajo una carga de 396 pies, descargaría un caudal mayor de 740 gpm bajo una carga de 300 pies y debería ser operada con la válvula de descarga estrangulada para controlar la descarga. Esta estrangulación disiparía carga desarrollada (la diferencia entre 396 y 300 pies), que sería desperdicio de potencia. Todo esto podría haberse concluido de la disparidad entre la N_s requerida de 960 y la N_s de 785 para la unidad bajo consideración.

En otras palabras, sería necesario seleccionar una bomba de diseño diferente, tal como refleja N_s , si se desea una operación eficiente.

1.10 Curvas características de bombas operando en paralelo

Cuando las bridas de descarga de un sistema de bombeo se conectan a una sola tubería de presión y las bridas de succión a tuberías independientes que van a un cárcano de bombeo, se dice que se tiene un sistema de bombeo operando en paralelo.

Para obtener las curvas características de las n bombas operando en paralelo se sigue el procedimiento que se describe a continuación:

Como en la rama de descarga la presión que desarrollan las bombas operando simultáneamente, debe ser la misma para que no haya recirculación de agua entre ellas o bloqueo de las mismas, se escoge una H_1 y el valor de Q_1, Q_2, \dots, Q_n correspondiente a cada bomba para el mismo valor de H_1 . El gasto correspondiente a H_1 para la curva del sistema será: $(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ reiterando el procedimiento las veces que sea necesario.

2. SELECCION DEL TIPO DE BOMBA

2.1 Cavitación

Cuando un líquido como el agua, escurre a través de una máquina o conducto a una presión tan baja que ocasione la vaporización de aquel puede producirse cavitación. Se entiende por cavitación la formación de hendiduras en la superficie limítrofe, sea esta de metal u otro material, de lo que resulta un rápido deterioro. En máquinas, una

caída en la eficiencia, o vibración excesiva y deformaciones, pueden dar lugar a reparaciones frecuentes, o a la sustitución de algunas o varias de sus partes constitutivas.

El fenómeno de la cavitación (si bien no se comprende totalmente aunque se ha tratado de explicar en diversas ocasiones con base en acción química, electrolítica y mecánica) se atribuye actualmente, en general, a esfuerzos mecánicos ocasionados por las explosiones virtuales o aplastamiento de las partículas de fluido, que ocurren por la vaporización repentina y condensación en un flujo turbulento, cuando la presión está próxima a la presión de vapor. La cavitación se manifiesta particularmente en zonas donde se producen cambios bruscos de la dirección del flujo y en zonas de excesiva turbulencia. Bajas presiones pueden ocurrir en las proximidades de las protuberancias de la superficie límite o donde existan desajustes entre partes contiguas. Esto puede causar desperfectos aunque la presión promedio en la región sea elevada; la situación se empeora bastante si la presión promedio es aproximada o igual a la presión de vapor. Por consiguiente, la mejor manera de evitar la cavitación es con un trazo continuo de los lugares de paso del agua donde sea posible y manteniendo presiones superiores a la presión de vapor en todos los puntos. Para altas velocidades específicas y grandes alturas de succión, el problema puede ser de importancia crítica en el diseño, sea de la bomba o de la instalación.

Imagínese una bomba centrífuga en operación, y que una válvula en el lado de la succión se cierra lentamente. Esto introduce una carga adicional de succión y reduce la presión a la entrada de la bomba. Si la válvula se cierra a un grado tal que la bomba sufra "inanición", o falta de alimentación, esto es, que no pueda mantener su cebado sin dificultad, el agua se vaporizará y el vapor se licuará. La acción irregular produce un ruido que se oye como pequeñas gotas que martillan violentamente sobre las paredes de la bomba y de la tubería. Esta es la condición que produce la cavitación; la misma condición ocurrirá con alturas de succión excesivas en cualquier circunstancia. La condición descrita es extrema; en condiciones menos extremas el daño puede ocurrir con el tiempo aunque la causa sea menos aparente.

2.2 Altura máxima de succión permisible

Supóngase que una bomba trabaja contra una carga total H de la que la carga de succión H_s es una parte. Si la bomba está más arriba que el manantial (altura de succión), H_s será la suma de la altura de succión estática, Z_s la carga de velocidad en la tubería de succión -

h_{v_s} , y las pérdidas de carga por fricción en la succión h_{f_s} . Llamemos H_a a la presión atmosférica y H_p a la presión de vapor de agua. Entonces la presión barométrica H_b , que es la altura a la cual el agua puede ser elevada en un barómetro, es:

$$H_b = H_a - H_p$$

Si la altura de succión es el máximo teórico, $H_s = H_b$; pero -- prácticamente, la altura de succión debería ser siempre sustancialmente menor que H_b (para evitar presiones iguales o aproximadas a la del vapor), de suerte que la carga de presión absoluta en el lado de la succión de la bomba será:

$$\frac{P}{\gamma} = H_b - H_s, \quad \text{donde } \frac{P}{\gamma} \text{ es sustancialmente mayor que el c}_\underline{\text{e}}\underline{\text{r}}\underline{\text{o}} \text{ absoluto.}$$

Existirá algún valor de $\frac{P}{\gamma}$ debajo del cual ocurrirá cavitación.- Llamemos a este valor la presión crítica, expresada como una razón de la carga total H , de modo que, por definición:

$$\sigma H = \frac{P}{\gamma} \text{ crítica}$$

Entonces se puede escribir:

$$\sigma H = (H_b - H_s), \text{ y finalmente:}$$

$$\sigma H = (H_b - H_s)/H, \text{ que se conoce como la fórmula de Thoma.}$$

Una fórmula teórica para sigma ha sido desarrollada:

$$\sigma = 0,0535 (N_s/1000)^{4/3}, \text{ donde } N_s \text{ está en unidades de gpm.}$$

Si esta se combina con la fórmula para la velocidad específica, se tendrá:

$$N = \frac{8.990(H_b - H_s)^{3/4}}{Q^{1/2}} \text{ donde } Q \text{ está en gpm.}$$

Estas fórmulas concuerdan bien con los valores determinados en experimentos.

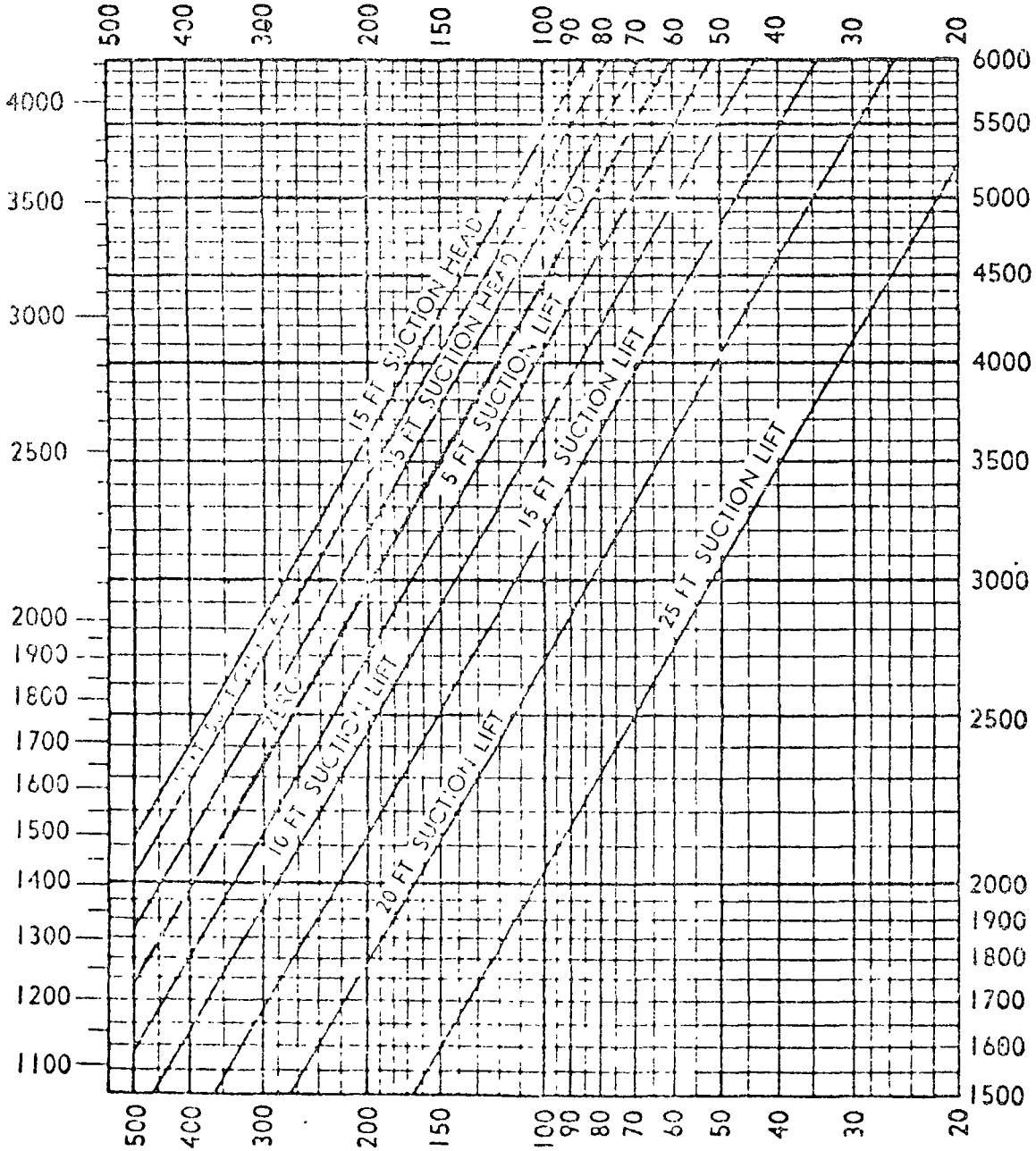
El Instituto de Hidráulica ha publicado gráficas que muestran los límites de velocidad específica para bombas de succión simple o doble, las cuales dan alturas de succión permisibles para distintas cargas totales. Este criterio debe seguirse si se desea un buen rendimiento, sin peligro de cavitación. Unas de estas gráficas están reproducidas en las figuras 29 y 30.

UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS
 Single Stage, Single and Double Suction Pumps
 Handling Clear Water at 85 F at Sea Level

H = TOTAL HEAD IN FEET

$$\text{SPECIFIC SPEED, } N_s = \frac{RP \sqrt{GPM}}{H^{3/4}}$$

FOR SINGLE-SUCTION PUMPS WITH SHAFT THROUGH EYE OF IMPELLER



$$\text{SPECIFIC SPEED, } N_s = \frac{RPM \sqrt{GPM}}{H^{3/4}} \text{ FOR DOUBLE-SUCTION PUMPS}$$

Fig. 29

UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS

Single Stage, Single Suction, Mixed and Axial Flow Pumps
Handling Clear Water at 85 F at Sea Level

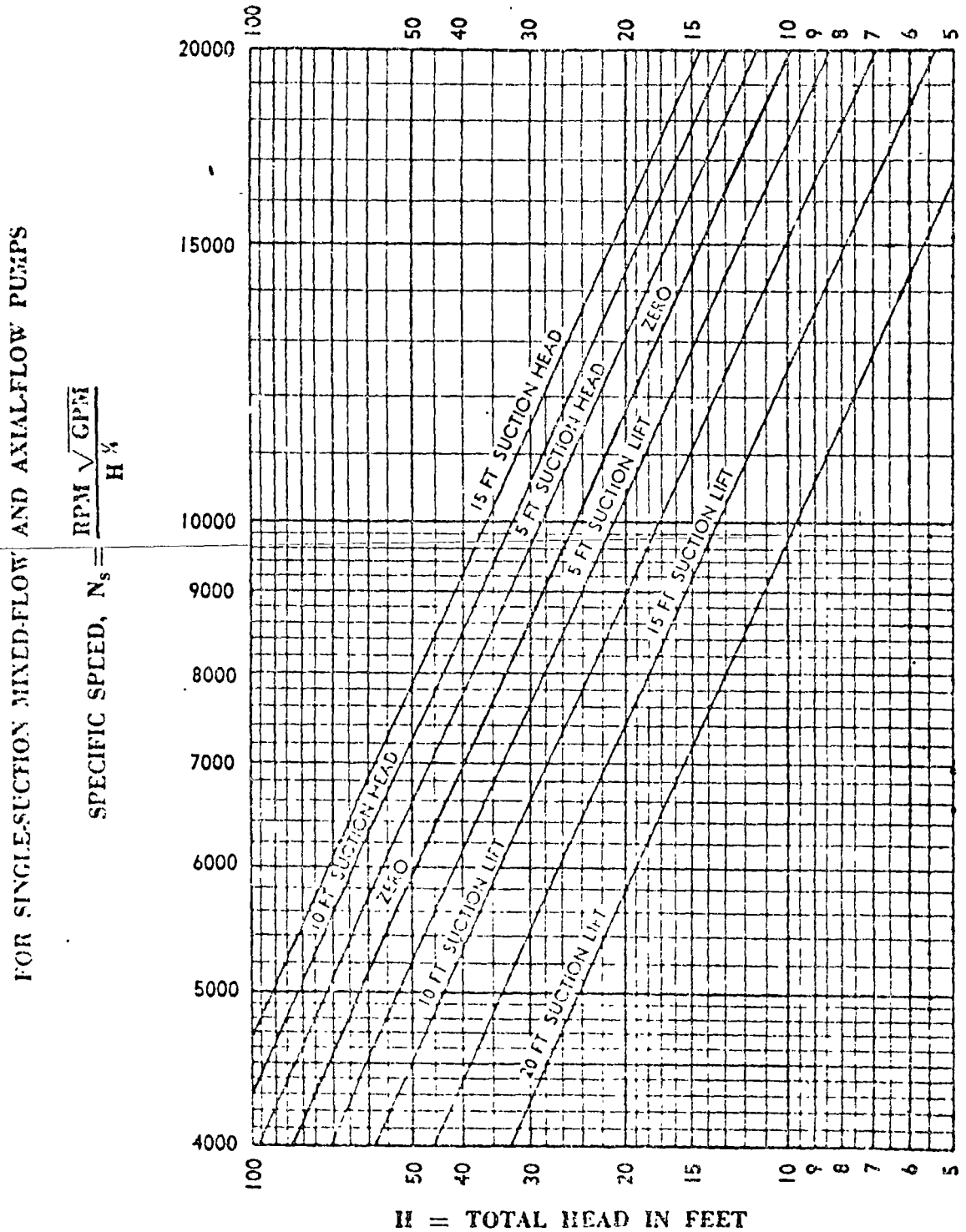


Fig. 30

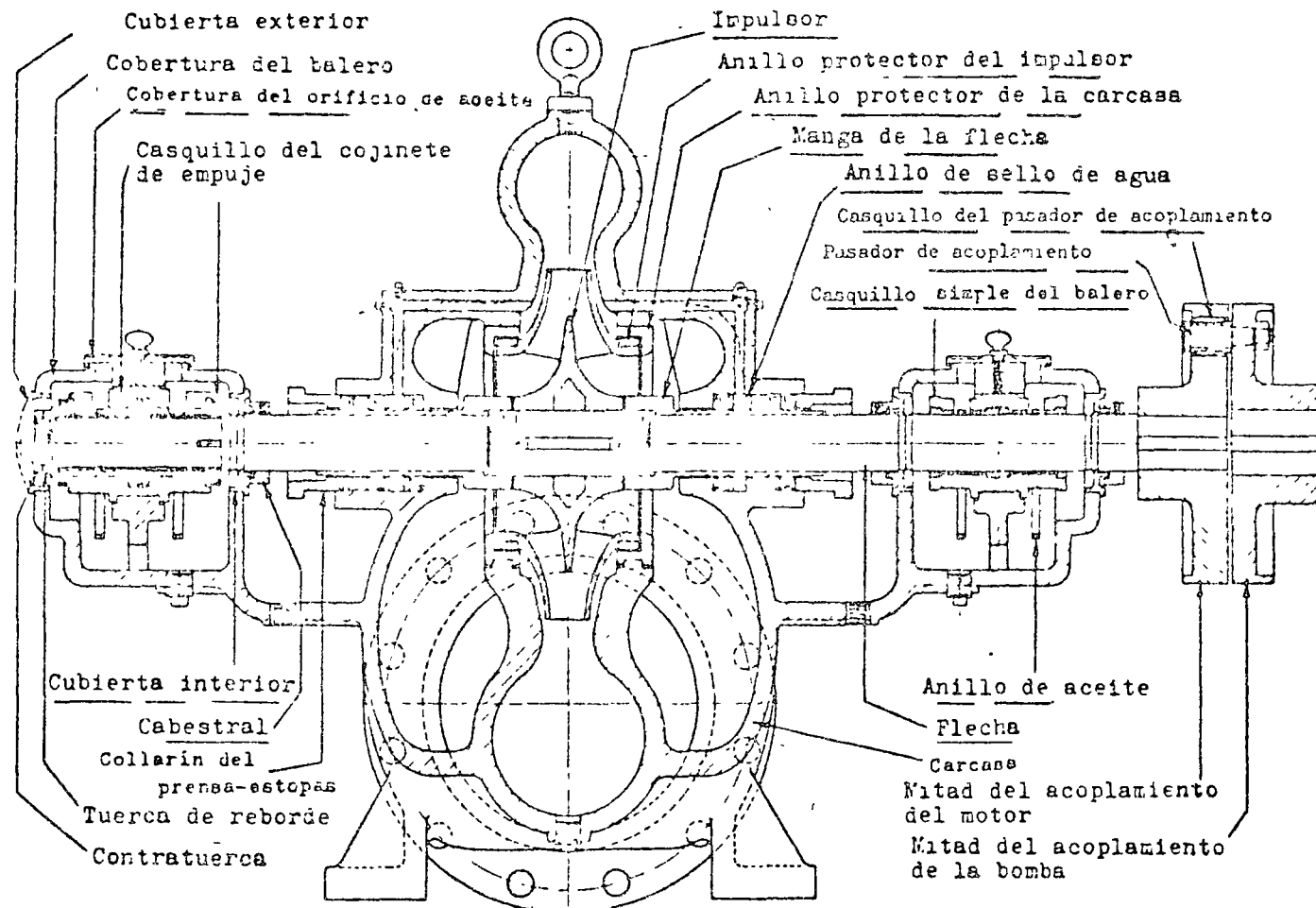


Fig. 31 Bomba de doble succión para condiciones de operación continua y período de vida prolongado.

Se pensará que estos valores no pueden ser valores absolutos; si ocurre o no cavitación a una presión dada dependerá en gran parte del diseño de la bomba y de la mano de obra en la fabricación. Esto es verdad. Las curvas muestran valores que son correctos para bombas bien diseñadas, con curvaturas y pasos armoniosos y superficies lisas muy bien acabadas, cuando son operadas entre límites de aproximadamente 40% de la capacidad nominal y el punto de ruptura (bien arriba de 100% de la capacidad nominal) en la curva carga-capacidad.

Fuera de estos límites, es muy posible que ocurra cavitación. Las curvas no se pueden aplicar a bombas de diseño inferior o baja calidad de mano de obra.

2.3 Algunos aspectos de construcción de bombas

Es necesario conocer algo sobre materiales y construcción de bombas, así como saber distinguir entre malos y buenos aspectos de diseño, si se desea especificar, seleccionar utilizar bombas para distintos tipos de servicio inteligentemente. El usuario en perspectiva debe establecer y exponer claramente al fabricante las condiciones normales de servicio y también los cambios en las condiciones de servicio, esto es, los límites de capacidad y cargas bajo los que ha de operar la bomba, incluyendo altura de succión normal y máxima. El punto en el que se espera máxima eficiencia (usualmente condiciones promedio de operación) debe conocerse. Algunas veces se exigen eficiencias mínimas, y en ocasiones se ofrecen premios para eficiencias mayores que el mínimo requerido. Por otra parte, la eficiencia puede no ser la consideración gobernante para el servicio pretendido.

Existe mercado de consumo para bombas baratas, así como también para máquinas de alta calidad, y no se pueden escribir especificaciones para bombas en general, pues necesariamente estas incluirían algunas características que no serían deseables, o que no justificasen el costo, para todos los tipos de aplicaciones.

No obstante, como un ejemplo típico de buena construcción de bombas, para condiciones de operación continua con agua clara y para un período de vida prolongado, se presenta una bomba de doble succión que se ilustra en la figura 31. Sus características principales son:

La carcasa está partida por un plano horizontal con las caras adecuadamente maquinadas y encabilladas para ser ajustadas entre sí con pernos. Esta flecha de hierro fundido o una aleación de hierro fundido conveniente. Las toberas de succión y descarga son fundidas íntegramente con la mitad inferior de la carcasa, permitiendo así remover la mitad superior con sus tapas de cojinetes, de manera que el elemento giratorio completo puede ser removido para inspección o reparaciones sin afectar ninguna de las conexiones de la tubería.

La superficie interior de todos los pasos de agua deberá ser razonablemente lisa, pero sin pulir.

El impulsor es de bronce, pulido, y del tipo encerrado de doble succión (en bombas pequeñas algunas veces succión sencilla hidráulicamente balanceada), hidráulica y mecánicamente balanceado, y conectado a la flecha por medio de cuñas u otros dispositivos adecuados.

Los anillos desgastables removibles son colocados tanto en la carcasa de la bomba como en el impulsor (con frecuencia en uno solamente). Los anillos de desgaste de la carcasa son de hierro fundido o de bronce, y los del impulsor son de bronce, atornillados o fijados de alguna otra manera efectiva al impulsor para seguridad y facilidad de repuesto.

La flecha forjada, maquinada y torneada precisamente a las dimensiones adecuadas, se protege contra corrosión y desgaste por medio de mangas de flecha de bronce, conectadas rigidamente.

Los cojinetes pueden ser de metal Babbitt o antifricción, o cojinetes de holas del tipo de hileras sencilla o doble con rinuras profundas, que resisten los esfuerzos axiales y radiales, con envolturas a prueba de polvo, fijados adecuadamente con cuñas y sujetados con grapas u otros medios que permitan acceso y reparación. Para los cojinetes de metal Babbitt, la lubricación es por medio de anillos de aceite que flotan libremente sumergidos parcialmente en pozos de aceite.

Las estoperas, o cajas de empaquetadura, se

hallan localizadas a cada lado del impulsor, son de profundidad regulable y tienen un número adecuado de anillos de empaque impregnados de lubricante, con una purga de linterna dispuesta de manera de obtener un sello de agua del lado de descarga del impulsor.

La base, o plancha de asiento, es del tipo de caja rígida para soportar la bomba y el motor, con molidura colectora de goteo y conexión de tubería al dren. Los acoplamientos son del tipo de pasador y casquillos de hule (conexión flexible), mecánicamente balanceados.

Los accesorios que debe proporcionar el fabricante de la bomba, deben incluir los acoplamientos, válvulas de purga de aire arriba de la carcasa de la bomba para extraer el aire durante el cebado, llaves o herramientas especiales necesarias para la bomba, y algunas veces manómetros del tipo Bourdon adecuados a los límites de operación de las presiones durante la succión y descarga.

Las unidades de pasos múltiples pueden obtenerse con características comparables a las que se acaban de mencionar.

2.4

MONTADO DE BOMBAS Y PREVISION PARA EL CEBADO

Una bomba operara satisfactoriamente sólo con montado apropiado y conexiones de tubería correctas. Debe ser anclada a una base sólida, nivelada con cuñas de acero y cementada en el sitio. Los orificios de succión y de descarga de una bomba, de ordinario proveen un paso de agua cuya sección transversal es por lo menos igual a la del impulsor, pero son de menor tamaño que el necesario para la tubería de succión y descarga a la que está conectada la bomba. Las velocidades en la tubería de descarga entre la bomba y la tubería maestra o colector principal pueden ser del orden de 10 a 20 pies por segundo (pps); pero en la tubería de succión, las velocidades no deben ser mayores de 3 a 5 pps, cuanto más baja mejor, dentro de límites razonables, particularmente cuando la bomba esté sujeta a altura de succión. Para

conectar con esta tubería deben usarse aditamentos graduados (reductores), después de la bomba. En la descarga puede emplearse un reductor recto o un codo reductor, proporcionando una recuperación adicional de la carga de velocidad. En el lado de la succión, es preferible un reductor recto, de modo que el agua no ejerza un empuje lateral en la entrada, ni entre al impulsor con velocidades no balanceadas. Debe colocarse una válvula de retención junto al reductor en el lado de la descarga, si la carga excede aproximadamente 50 pies para proteger la bomba de la sobrepresión o golpe de ariete en la línea, y para evitar rotación invertida en caso de escurrimiento en sentido contrario. Una válvula de compuerta más allá de la válvula de retención, proporciona regulación en la descarga, y para cierre total de la tubería maestra si la bomba se detiene o se desmantela. Si la bomba está bajo carga de succión positiva (bomba abajo del manantial), también se necesitará una válvula de compuerta en el lado de succión para desaguar la unidad en caso de necesidad.

Si la bomba es accionada por un motor de velocidad variable, sea una turbina a vapor o motor a gas, una válvula de alivio de presión se coloca en la línea de descarga para evitar exceso de presión si la bomba se opera a velocidades más altas que las de diseño.

Todas las tuberías de conexión y válvulas deben ser suspendidas o soportadas separadamente, y alineadas de manera que ningún peso o esfuerzo actúe sobre la carcasa de la bomba.

Hay que prestar atención especial a la disposición de la tubería de succión, que debe ser corta y recta, con el menor número posible de cambios de dirección. Ningún punto en la corona superior de la tubería de succión debe quedar más alto que el punto superior de la abertura de succión en la bomba, la tubería debe ser horizontal o ligeramente inclinada en dirección a la bomba, para eliminar todas las bolsas de aire. Esto puede implicar el uso de reductores excéntricos. Cuando la bomba trabaja con altura de succión positiva, una válvula de

pie (de columpio vertical u horizontal) se instala en la entrada de la tubería de succión con el fin de mantener el cebado. Esta válvula debe protegerse por medio de una criba gruesa de hierro fundido u otro material para evitar la penetración de material sólido. La entrada de succión debe quedar bien sumergida, de lo contrario puede haber penetración de aire o formación de un vortice sobre la misma.

Se necesitan dispositivos de cebado si la bomba está situada arriba del manantial, pues no operará a menos que la línea de succión y la bomba estén llenas de agua. La bomba puede ser cebada con ayuda de una línea auxiliar de cebado, conectada a una fuente independiente (segura), tal como un tanque elevado que se conserve lleno para esta finalidad. Durante el cebado, la bomba no debe estar funcionando, y las llaves de desagüe se mantendrán abiertas para permitir el escape de aire. Otros dispositivos de cebado incluyen eyectores operados con chorro de vapor o agua, para sacar todo el aire de la línea de succión y de la bomba.

Conviene consultar boletines del Instituto de Hidráulica y la Junta Nacional de Aseguradores contra el Fuego (National Board of Fire Underwriters) para detalles adicionales relativos a la instalación de bombas centrífugas.

Finalmente, siempre que sea razonablemente posible hacerlo, las bombas centrífugas deben ser instaladas a un nivel inferior al de la fuente, para evitar la necesidad de dispositivos de cebado, a no ser las válvulas de aire en la bomba.

2.5 OPERACION

Una bomba centrífuga debe comenzar a trabajar con la válvula de descarga cerrada, de modo que no existan cargas dinámicas en la tubería de descarga hasta que la bomba haya alcanzado la velocidad máxima. Después del arranque, la válvula de descarga se abre ligeramente para ventilar si la unidad está cebada, y después puede abrirse lentamente hasta alcanzar la posición descada. Antes de parar la bomba, debe

cerrarse nuevamente la válvula de descarga. La bomba no debe trabajar por mucho tiempo con la descarga cerrada y, naturalmente, nunca se la hará funcionar estando seca.

Todas las bombas centrífugas deben dejar pisar un poco de agua a través de los estopercos cuando están funcionando, pues así se lubrica el empaque, lográndose un mínimo de desgaste en las camisas de la flecha. Este pequeño goteo se recoge en la moldura colectora de la plancha de base y se desvía a un dren.

La fig. 32 ilustra algunas características de la instalación correcta de una bomba.

PRUEBAS

Los factores más importantes que afectan la operación de una bomba, y que deben determinarse por medio de pruebas son 1) las condiciones de succión, 2) la carga total, 3) la velocidad, 4) el caudal, y 5) la temperatura y

densidad del fluido. Estos factores deben ser señalados o conocidos para interpretar correctamente la prueba. Las curvas características de los fabricantes están frecuentemente basadas en 15 pies de altura de succión, y en el bombeo de agua clara a 68°F. Para pruebas de aceptación, ninguna válvula en el lado de succión debe ser estrangulada, la carga total y la velocidad deben corresponder a las condiciones de servicio de descarga; y la carga, caudal y potencia aplicada deben ser medidas por métodos aceptables.

a) *Medida de la carga.* La carga total contra la cual está trabajando la bomba es la diferencia entre la altura de descarga y la altura de succión.

$$H_t = H_d - H_s, \text{ donde } H_d \text{ y } H_s \text{ son positivos si las presiones correspondientes son positivas}$$

La altura de succión es la altura estática de succión z_s , menos la carga de velocidad en la succión h_{v_s} , menos las pérdidas de carga en la

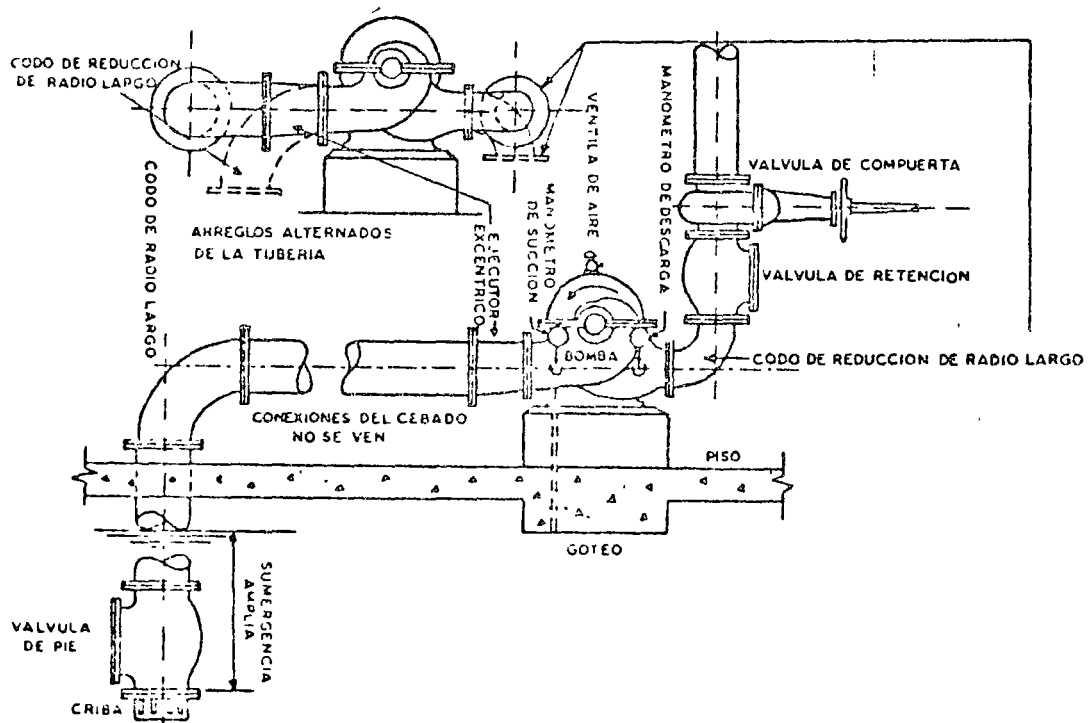


Fig. 32 Instalación típica de una bomba.

tubería de succión (entrada, válvulas, codos y fricción).

$$H_s = z_s - h_{v_s} - h_f, \text{ donde } z_s \text{ es positivo cuando el manantial está arriba de la bomba.}$$

La altura de descarga es la altura estática de descarga, más las pérdidas por fricción y otras pérdidas en el lado de descarga de la bomba.

$$H_d = z_d + (h_{v_d} - h_{v_s}) + h_f$$

En las pruebas, las cargas en la descarga y en la succión de la bomba deben registrarse con manómetros, y estos, naturalmente, muestran la relación $\frac{p}{W}$. Lo que se desea conocer es el ascenso de la línea de energía en la bomba, y no el ascenso en la línea de carga, que es la diferencia en las lecturas de los manómetros. Por consiguiente, debe hacerse una corrección en las lecturas manométricas en una cantidad correspondiente a la carga de velocidad.

Es decir:

$$H_s = (p/W)_s + h_{v_s}, \text{ y}$$

$$H_d = (p/W)_d + h_{v_d}, \text{ y}$$

$$H_t = H_d - H_s = \Delta(p/W) + \Delta h_v$$

Esto es, la carga desarrollada por la bomba aparece en la prueba como la diferencia de las lecturas de los manómetros en la descarga y en la succión, más la diferencia (si existe) entre las cargas de velocidad en la descarga y en la succión. Si los manómetros no son instalados en la línea horizontal que pasa por el centro de la bomba, las lecturas deben ser corregidas adecuadamente.

b) *Medida de caudal.* El caudal de prueba puede ser medido por un dispositivo adecuado (ya sea un orificio o medidor Venturi, un vertedero, etc.) Las medidas directas por volumen o peso son preferibles si las condiciones lo permiten a medidas indirectas realizadas en los dispositivos mencionados.

c) *Medida de velocidad.* La velocidad de rotación de la flecha de la bomba se mide con un tacómetro. Se encontrará que por lo general la velocidad no es absolutamente constante por lo que deben tomarse una serie de lecturas y obtener su promedio.

d) *Medida de la potencia aplicada.* Las bombas centrífugas son unidades de alta velocidad comúnmente impulsadas por motores a gas, turbinas a vapor o motores eléctricos. Cuando son impulsadas por motor, la potencia aplicada a la unidad de bombeo como un todo e_a (véase pág. 6), puede ser medida con instrumentos eléctricos, pero se debe conocer la eficiencia del motor si se desea determinar la eficiencia de la bomba. Es preferible medir directamente la potencia aplicada a la flecha de la bomba, con un dinamómetro eléctrico o mecánico. El primero comprende un motor con campo flotante libre, arreglado de tal manera que el momento de torsión o par motor sea registrado en escalas. Un tipo común del último consiste en una flecha delgada entre el motor y la bomba que sufre una torsión apreciable bajo la carga de trabajo (esta flecha está precalibrada de manera que el par motor correspondiente a una distorsión angular dada, es conocido); y un dispositivo para tomar lecturas de la distorsión angular cuando la flecha está girando, con un estroboscopio. La velocidad de la flecha, medida con un tacómetro, multiplicada por el par motor, da la potencia aplicada a la bomba.

DISPOSICION MULTIPLE DE BOMBAS

Así como a la curva carga-capacidad de la bomba se la conoce como "curva característica de la bomba", igualmente a la curva carga-demanda del sistema de distribución alimentado por la bomba o asociación de bombas, se le suele llamar "característica de servicio". La característica de servicio muestra la carga total para distintas demandas.

Como se muestra en la fig. 33, la característica de servicio consiste en componentes fijas y variables. Se requiere una carga mínima en todos los puntos del sistema donde se va a sacar agua para consumo, la carga en las bombas no puede ser menor que ella y es la componente fija de la característica de servicio. A esta, en la estación de bombeo, debe agregarse las pérdidas asociadas al caudal bombeado; esta compo-

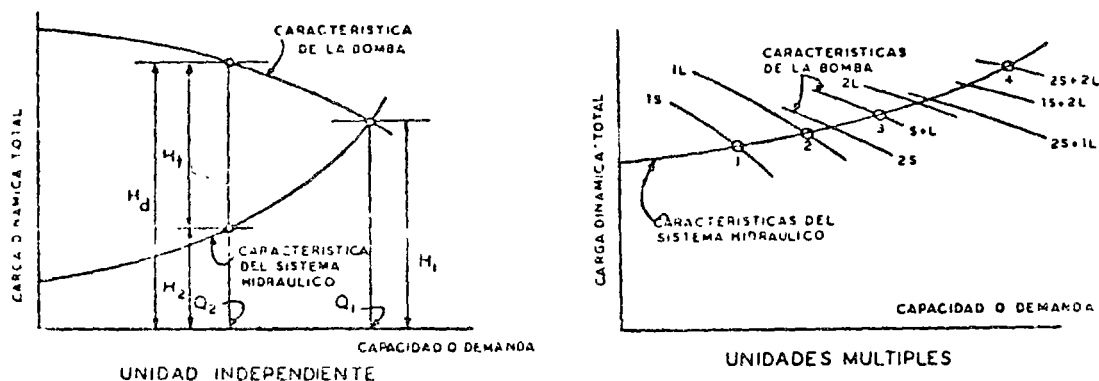


Fig. 33 Características de una bomba vs. características del sistema hidráulico.

nente varía aproximadamente con el cuadrado de Q . La carga contra la que la bomba va a operar es por lo tanto:

$$H = C + kQ^2, \text{ donde } C \text{ y } k \text{ son constantes para el sistema}$$

Si la característica de la bomba y la característica del sistema hidráulico son dibujadas a la misma escala, su intersección muestra donde debe ocurrir el bombeo, es decir, donde la carga H_1 y el caudal Q_1 son iguales para la bomba y el sistema hidráulico. Q_1 es también el caudal máximo que la bomba puede alimentar al sistema hidráulico a la velocidad fija correspondiente a su curva característica. Si la demanda fuera variable e igual a la capacidad nominal de la bomba, entonces la bomba estaría operando a máxima eficiencia en condiciones de servicio, y se tendría la situación ideal. Sin embargo, si las condiciones de demanda varían con el tiempo, y si sólo existe una bomba en la línea, entonces la bomba debe ser estrangulada para cualquier caudal menor Q_2 . Pues cuando la demanda es Q_2 , la carga total en el sistema es H_2 , mientras que la bomba desarrolla la carga H_d , que es mayor que H_2 , en la cantidad H_1 . La válvula de descarga debe cerrarse parcialmente en este caso, de manera de crear esta carga adicional H_1 .

Puesto que H_1 representa la carga desarrollada por la bomba que es disipada en forma de trabajo inútil, la eficiencia total para el caudal Q_2 es

H_2/H_d multiplicado por la eficiencia de la unidad de bombeo

Si la demanda es variable, frecuentemente conviene poner dos o más unidades de bombeo de igual capacidad o de capacidades distintas en la línea, de manera que determinadas unidades puedan ser puestas en servicio a fin de satisfacer las condiciones. Algunas veces, una o más unidades de velocidad variable pueden ser utilizadas, sea individualmente o en paralelo con unidades de velocidad constante. La selección correcta del número y características de las unidades implica un estudio de ingeniería económica, donde los costos deben ser balanceados con economía en gastos de energía. El operador debe ser capaz de satisfacer las condiciones de servicio con facilidad y economía razonables.

La fig. 12 ilustra cómo un número de bombas de velocidad constante pueden satisfacer demandas variables presentes y futuras. Para la demanda presente, se utilizan dos tamaños, que se llamarán grande (L) y pequeño (S). Para la demanda futura, se espera que estas unidades sean duplicadas. La curva característica (S + L) se obtiene simplemente sumando la curva S a la curva L, etc. Así se pueden considerar ocho combinaciones posibles de capacidades de las bombas, utilizando una o dos bombas pequeñas y una o dos bombas grandes, de la siguiente manera:

Bombas en la línea	Punto	Demandas
1S	1	mínimo actual
1L	2	normal actual
1S y 1L	3	máximo actual
2S		caudales intermedios
2S y 1L		caudales intermedios alternativos
2L		caudales intermedios alternativos
2L y 1S		caudales intermedios alternativos
2S y 2L	4	máximo futuro

De este modo sería posible bombear eficientemente una amplia variación de caudales, tanto presentes como futuros. Si las bombas son operadas en paralelo, como se describió, deberían presentar características razonablemente inclinadas, y no aplastadas, por razones expuestas en la sección "Curvas características de las bombas" (pág. 15).

Naturalmente, la utilización de unidades múltiples tiene además la ventaja de que el servicio puede mantenerse aun cuando una o más unidades estén fuera de servicio para fines de reparación.

EJEMPLOS NUMERICOS

Ejemplo 1

Se desea bombear un caudal de agua de 30 litros por segundo, contra una carga dinámica total de 50 m. Determinése la potencia requerida en caballos de vapor.

$$\text{Caballos de vapor} = CV = \frac{QH}{75} \text{ ó,}$$

$$HP = \frac{GH}{3.960}$$

donde:

- CV = Caballos de vapor
- Q = Caudal en litros por segundo
- H = Altura de bombeo en metros
- HP = Caballos
- G = Caudal en galones por minuto
- H = Altura de bombeo en pies

solución

Sistema métrico de unidades

$$CV = \frac{30 \left(\frac{\text{litros}}{\text{seg}} \right) \times 50 (\text{m}) \times 1 \frac{\text{kg}}{\text{litro}}}{75 \frac{\text{kg m}}{\text{seg}} / \text{caballo}} = 20$$

Sistema inglés de unidades

$$CV = \frac{GH}{3.960} = \frac{\left(30 \frac{\text{litros}}{\text{seg}} \times 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}} \times \frac{1 \text{ gal}}{3.785 \text{ litros}} \right) \left(50 \text{ m} \times 3.28 \frac{\text{pies}}{\text{m}} \right)}{33.000 \frac{\text{litros}}{\text{min}} \times \frac{1 \text{ pie}}{8.33 \text{ litros}}} = \frac{1.800 \times 161,0}{3.960} = 20$$

Ejemplo 2.

Se desea bombear un caudal de agua de dos pies cúbicos/seg por medio de la instalación que se indica en la fig. 34. La bomba es de un solo paso y su velocidad N es de 1.760 rpm, determinése:

- La carga dinámica total
- Lecturas manométricas (en lbs/pulg²) en los puntos A, B y C.
- ¿Cuál sería la velocidad apropiada para una bomba de dos pasos, bajo las mismas condiciones?

Cálculo de las pérdidas de carga

Las pérdidas de carga locales pueden calcularse por dos métodos:

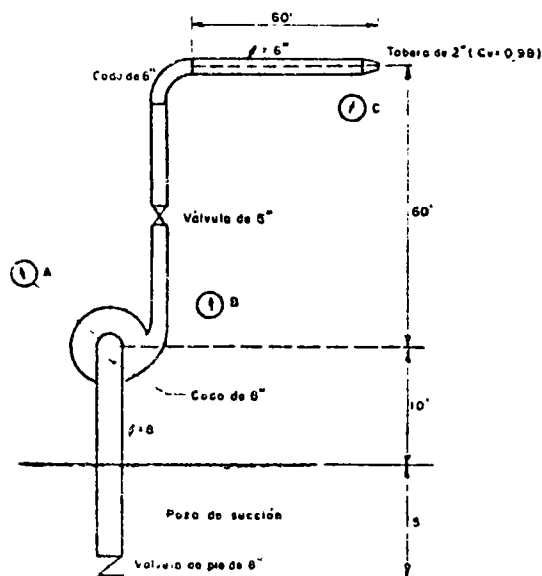


Fig. 34. Ejemplo numérico 2.

1) Empleándose la expresión general:

$$h_f = k \frac{V^2}{2g}$$

II) Trabajando con longitudes equivalentes de tuberías capaces de producir pérdidas idénticas a las locales

Para el problema propuesto se utilizará el método I. Calculemos las cargas de velocidad.

$$h_{v1} = V_1^2/2g$$

$$V_1 = 2,0/0,349 = 5,73 \text{ pies/seg} \therefore h_{v1} = 0,51 \text{ pies}$$

$$V_2 = 2,0/0,196 = 10,2 \text{ pies/seg} \therefore h_{v2} = 1,62 \text{ pies}$$

$$V_3 = 2,0/0,022 = 91,6 \text{ pies/seg} \therefore h_{v3} = 130,5 \text{ pies}$$

Los valores de k se obtienen de cuadros como por ejemplo el cuadro 32 (a) y (b) del "Pipe Friction Manual" del Instituto de Hidráulica.

Es posible, pues, organizar el cuadro siguiente:

Locales	Pérdidas de carga			
	K	$V^2/2g$	h_f	
1) Entrada a la tubería 8"	0,50	0,51	0,26	
2) Válvula de pie 8"	0,80	0,51	0,41	
3) Codo 8"	0,25	0,51	0,13	
4) 12 pies de tubería 8"	—	—	0,65	$\Sigma h_f = 1,45 \text{ pies}$
5) Válvula de compuerta 6"	0,10	1,62	0,16	
6) Codo 6"	0,30	1,62	0,48	
7) 120 pies de tubería 6"	—	—	13,86	
8) Tobera 2" (*)	—	—	5,20	$\Sigma h_f = 19,70 \text{ pies}$

Las pérdidas totales son de $1,45 + 19,70 = 21,15 \text{ pies}$

(*) La pérdida en la tobera de 2" se calculó con la fórmula:

$$h_f = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) (h_{v3} - h_{v1})$$

a) Cálculo de la carga dinámica total:

$$H = \Delta z + \Delta h_v + \Delta p/\omega + \text{pérdidas}$$

$\Delta z =$ Desnivel geométrico en el bombeo

$\Delta h_v =$ Carga de velocidad a la salida de la tobera

$\Delta p/\omega =$ Carga de presión a la salida de la tobera

Así:

$$H = 70 + 130,5 + 0 + 21,15 = 221,65 \text{ pies}$$

b) Lecturas manométricas:

$$\text{Presión en A, } \left(\frac{p}{\omega} \right)_A = -10 - 0,51 - 1,15$$

$$= 11,96 \text{ pies } (-5,18 \text{ psi})$$

Presión en B, Aplicando el teorema de Bernoulli en los puntos B y C se obtiene:

$$10 + \left(\frac{p}{\omega} \right)_B + 1,62 = 70 + 0 + \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) + \text{pérdidas en la descarga}$$

$$\therefore \left(\frac{p}{\omega} \right)_B = 207,0 \text{ pies } (89,6 \text{ psi})$$

$$\text{Presión en C, } \left(\frac{p}{\omega} \right)_C = 130,5 - 1,62 + 5,2$$

$$= 134,1 \text{ pies } (58,0 \text{ psi})$$

c) Velocidad de una bomba con dos pasos

$$N_s = \frac{NV\bar{Q}}{H^2} = \frac{1750\sqrt{2} \times 418,8}{(221,65)^2} = 905$$

$$\text{Velocidad necesaria} = N = \frac{905 (111)^2}{30}$$

$$= 1.020 \text{ rpm}$$

Ejemplo 3

Analizar los datos de las pruebas realizadas en una bomba con doble succión de 3 pulgadas y un solo paso, cuya capacidad nominal es de 400 gpm bajo una carga de 110 pies. La poten-

cia al freno es de 14,5 caballos, siendo la eficiencia de 75 por ciento.

Instrucciones para trazar las curvas características de la bomba para $N = 1.750 \text{ rpm}$:

1) Calcúlense las correcciones en las lecturas de descarga. Es necesario aplicar una corrección debido a que el centro del manómetro se encontraba a 8 pulgadas arriba del centro de la bomba.

2) Calcúlense las correcciones en las lecturas de succión. De la misma manera es necesario corregir las cargas de succión indicadas, pues el manómetro estaba a 4 pulgadas arriba del centro de la bomba.

3) Conviértanse las cargas y caudales indicados

CUADRO 4—Datos de las pruebas—Lecturas en los manómetros

Prueba No	FPM (N)	Par motor (torque) (pies x libras)	Succión (pies)	Descarga (pies)	Caudal (gpm)
1	1.755	41,0	-9,0	87,5	335
2	1.770	39,0	-8,0	93,0	302
3	1.764	38,0	-7,4	96,0	277
4	1.775	36,5	-6,9	99,0	249
5	1.766	33,6	-6,0	103,5	200
6	1.770	30,5	-5,4	107,0	148
7	1.767	27,0	-4,9	108,0	100
8	1.780	24,5	-4,3	110,0	55
9	1.773	21,3	-4,0	110,0	0

por la prueba en cargas y caudales equivalentes para $N = 1.750$ rpm.

- 4) Trácese las curvas de potencia, carga y rendimiento referidas a los caudales correspondientes para $N = 1.750$ rpm.

Teniendo en cuenta las instrucciones 1 y 2 se puede construir el siguiente cuadro:

Con los valores del segundo cuadro se pueden trazar las curvas de la instrucción 4.

Ejemplo 4

Un ingeniero especifica las características de una bomba centrífuga, que deberá suministrar

Prueba No	RPM (N)	Par motor (torque) (pies. libras)	Lecturas corregidas		Caudal (gpm)	Perdidas (pies)	Carga dinámica total (pies)	Potencia (HP)
			succión (pies)	descarga (pies)				
1	1.755	41,0	-8,7	88,2	335	1,1	98,0	13,7
2	1.770	39,0	-7,7	93,7	302	0,9	102,3	13,1
3	1.764	38,0	-7,1	96,7	277	0,8	104,6	12,7
4	1.775	36,5	-6,6	99,7	249	0,6	106,9	12,3
5	1.766	33,6	-5,7	104,2	200	0,4	110,3	11,3
6	1.770	30,5	-5,1	107,7	148	0,2	113,0	10,3
7	1.767	27,0	-4,6	108,7	100	0,1	113,4	9,1
8	1.780	24,5	-4,0	110,7	55	0,0	114,7	8,3
9	1.773	21,3	-3,7	110,7	0	0,0	114,4	7,2

Tomando en cuenta la instrucción 3, se puede elaborar el siguiente cuadro:

un caudal de 1.000 galones por minuto. La carga dinámica total es de 250 pies y el régimen

Carga dinámica total (pies)	Caudal (gpm)	Potencia al freno (HP)	Potencia agua (HP)	Rendimiento (%)
97,1	334	13,6	8,2	60,2
99,7	298	12,6	7,5	59,2
102,9	275	12,4	7,1	57,4
103,9	246	11,8	6,4	53,6
108,3	198	11,0	5,4	49,2
110,3	146	10,0	4,1	40,5
111,2	99	8,8	2,8	31,4
110,8	54	7,9	1,5	19,2
111,5	0	6,9	0	0

de funcionamiento fue establecido para 1750 rpm. Para este caso un fabricante ofrece un tipo de bomba que asegura satisfacer las condiciones del problema. Tiene un impulsor de 12 pulgadas, suministra 2000 gpm contra una carga de 240 pies a 1200 rpm, en el punto de rendimiento máximo. Esta bomba es de succión simple y dos etapas.

- a) ¿Ofrece el fabricante un modelo adecuado al caso?
- b) ¿Qué diámetro del impulsor sería recomendado para el caso presente con este tipo de bomba?
- a) Velocidad específica de la bomba ofrecida (succión simple dos etapas):

$$N_s = \frac{1200 (2000)^{1/2}}{(240)^{3/4}} = 1180$$

Velocidad específica necesaria, considerando una bomba de succión simple y dos etapas:

$$N_s = \frac{1750 (1000)^{1/2}}{(250/2)^{3/4}} = 1180$$

Se ve entonces que el modelo ofrecido es adecuado, pues su velocidad específica coincide con la deseada.

- b) El tamaño correcto a fijar (en términos del diámetro del impulsor) es:

Utilizando la fórmula $H = KN^2 D^2$ tenemos

$$\frac{250/2}{240/2} = \frac{1750 \times D^2}{1200 \times 12^2} \quad D = 8,4''$$

Utilizando la fórmula $Q = KND^3$ resulta:

$$\frac{1000}{2000} = \frac{1750 D^3}{1200 \cdot 12^3} \quad D = 8,4''$$

que coincide con lo anterior.

Ejemplo 5

Una bomba centrífuga de doble succión debe suministrar 900 galones por minuto (2,0 pies cúbicos por segundo) a un tanque elevado, como se indica en la fig. 35. El régimen de operación de la bomba es de 1750 rpm.

Las pérdidas de carga en la tubería de succión (incluyendo las locales) equivalen a 25 pies de una tubería de 8 pulgadas, las pérdidas en

la tubería de descarga (incluyendo las locales) son equivalentes a 240 pies de tubería de 6 pulgadas (considérese $f = 0,030$).

- a) ¿Cuál debe ser la carga total desarrollada por la bomba?
- b) ¿Cuál sería la potencia, en HP, para un rendimiento de 90 por ciento?
- c) ¿Cuál sería la carga de presión, en pies, en la succión de la bomba?
- d) Si para un buen rendimiento, la velocidad específica debe estar entre 900 y 1350 ¿será recomendable una bomba de una etapa, o una de dos etapas?

Tenemos:

$$V_s = 2,0/0,196 = 10,2 \text{ pies/segundo} \quad n_{s1} = 1,6 \text{ pies}$$

$$V_s = 2,0/0,319 = 7,7 \text{ pies/segundo} \quad n_{s2} = 0,5 \text{ pies}$$

- a) Carga total = altura de elevación (z) + pérdida en la entrada ($0,5 h_{s1}$) + h_{f1} + h_{f2} + pérdida en la salida.

$$\text{Altura de elevación (15 + 165)} = 180,0 \text{ pies}$$

$$h_e = \text{pérdida en la entrada} = 0,5 \times 0,5 = 0,3 \text{ pies}$$

$$h_{f1} = f L \frac{V_s^2}{D} = \frac{0,030 \times 25}{2/3} (0,5) = 0,6 \text{ pies}$$

$$h_{f2} = f L \frac{V_s^2}{D} = \frac{0,030 \times 240}{1/2} (1,6) = 23,4 \text{ pies}$$

$$\text{pérdida en la salida} = h_{e2} = 1,6 \text{ pies}$$

$$\text{carga total} = 205,9 \text{ pies}$$

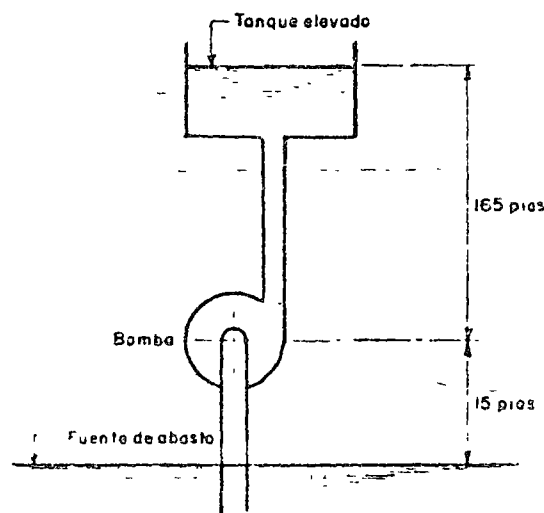


Fig. 35. Ejemplo numérico 5.

$$b) \text{ potencia} = \frac{\omega Q H}{550} = \frac{62,1 \times 2 \times 205,9}{550 \times 0,9} = 52 \text{ HP}$$

$$c) \left(\frac{P}{\omega}\right)_{\text{succión}} = -h_0 - h_{fr} - h_{rs} - 15 \\ = 0,3 - 0,6 - 0,5 - 15 \\ = -16,4 \text{ pies}$$

d) Para una etapa

$$N_s = \frac{1,750 (900/2)^{1,2}}{(206)^{3/4}} = 690$$

Para dos etapas

$$N_s = \frac{1,750 (900/2)^{1,2}}{(206/2)^{3/4}} = 1.150$$

Por consiguiente la bomba deberá ser de dos etapas.

Ejemplo 6

Si la bomba de la fig 36 se pone en marcha cuando el nivel del agua en el lago y en el pozo es el mismo ¿cuál será el abatimiento máximo en el pozo?

Para resolver este problema se considerarán pequeños incrementos de tiempo, referidos al comienzo del funcionamiento de la bomba. Inicialmente ocurrirá un descenso continuo del nivel del agua en el pozo, debido a la deficiencia de alimentación del pozo con agua del lago. Habrá un instante en el cual el desnivel que existe entre el lago y el pozo dará origen a un caudal de alimentación mayor que el efluente del pozo (caudal de bombeo). En este momento el nivel del agua en el pozo

comienza a subir, estableciéndose eventualmente una condición de equilibrio entre afluente y efluente, esto es, una estabilización del nivel del agua en el pozo.

El cuadro 2 permite visualizar las variaciones del nivel del agua en el pozo. Con los datos de ese cuadro fue posible construir las curvas de la fig 37, que indica el abatimiento máximo en el pozo.

Considerando que $f = ma$ (fuerza = masa aceleración) se tiene:

$$(\omega h_1 A - \omega h_2 A) = \left(\frac{\omega A L}{g}\right) \frac{\Delta V}{\Delta T}$$

donde,

ω = peso específico del agua = 62,1 libras/pie cúbico

h_1 = carga actuante sobre la tubería en el lago

A = área de la tubería

h_2 = carga actuante sobre la tubería en el pozo

L = longitud de la tubería

g = aceleración de la gravedad = 32,2 pies/seg²

ΔV = variación del volumen de agua en el pozo

ΔT = intervalo de tiempo considerado

Así:

$$\Delta V = \left(\frac{g}{L}\right) (h_1 - h_2) \Delta T = \frac{32,2}{2000} (h_1 - h_2) \Delta T$$

$$\Delta V = 0,016 (\Delta h) \Delta T$$

Si se consideran las pérdidas de carga en la tubería se tiene:

$$\Delta V = 0,016 (\Delta h - \Delta h_f) \Delta T$$

siendo Δh_f el factor de amortiguamiento debido a la fricción.

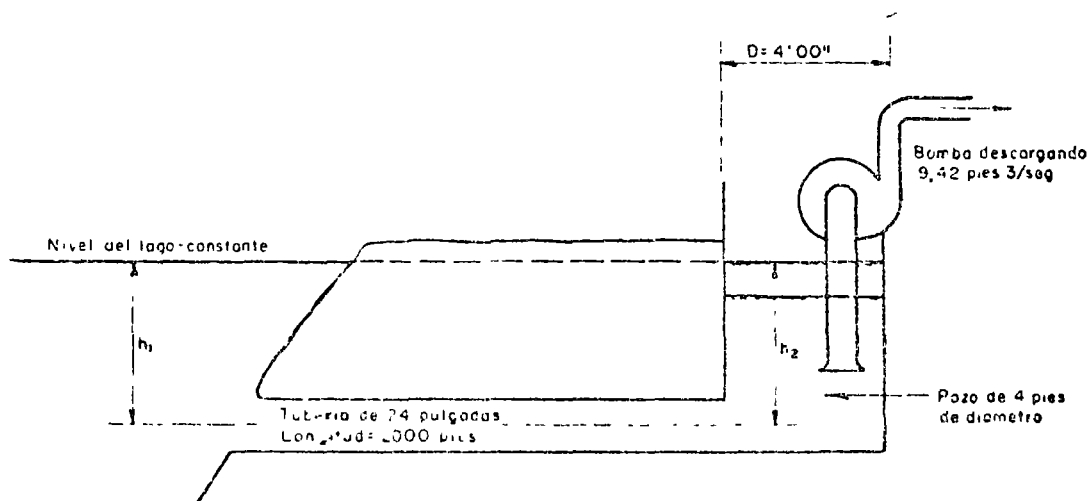


Fig. 36. Ejemplo numérico 6.

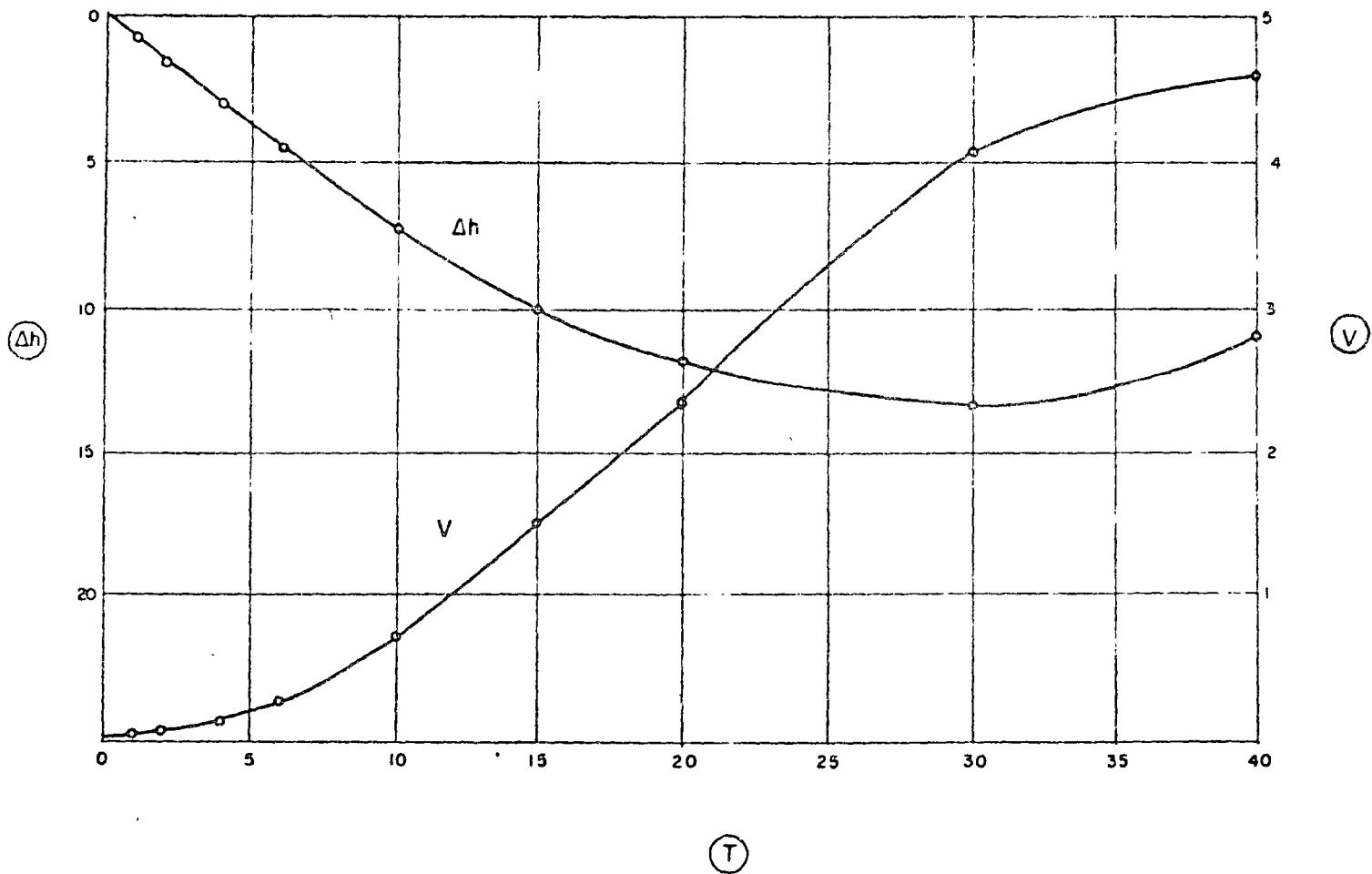


Fig. 37. Ejemplo numérico 6.

CUADRO 5—Variaciones del nivel de agua en el pozo.

Tiempo a partir de la iniciación del funcionamiento de la bomba (seg.) (1)	Intervalo de tiempo considerado (seg.) (2)	Afluente al pozo de succión * (cfs) (3)	Efluente del pozo de succión (cfs) (4)	Q = (4) - (3) (cfs) (5)	Abatimiento del nivel en el pozo h ₁ (pies) † (6)	h (pies) (7)	Pérdida de carga en la tubería h _f (pies) ‡ (8)	h h _f (pies) (9)	Q V (pies cúbicos) (10)
1	—	0	9,42	9,42	0,75	0,75	0	0,75	0,012
—	1	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	0,04	9,42	9,38	0,74	1,49	0	1,49	0,024
—	2	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	0,23	18,84	18,61	1,48	2,97	0	2,97	0,096
—	2	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	0,83	18,84	18,01	1,43	4,40	0	4,40	0,142
—	4	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	3,44	37,68	34,24	2,72	7,12	0,03	7,09	0,457
—	5	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	11,5	47,10	35,6	2,84	9,96	0,27	9,69	0,781
—	5	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	23,7	47,10	23,4	1,86	11,82	1,05	10,77	0,866
—	10	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	74,4	94,2	19,8	1,58	13,40	2,80	10,60	1,71
—	10	—	—	—	—	—	—	—	—
40	—	128,0	94,2	-33,8	-2,69	10,71	7,45	3,26	0,52

* En la tubería de 24 pulgadas; conociendo (h₁ - h₂) se calcula el caudal.

† Como el pozo es cilíndrico, $h = \frac{4 \left(\frac{\text{Afluente} - \text{Afluente}}{\text{Intervalo de tiempo}} \right)}{3,14 \times (\text{Diámetro})^2}$

‡ En la tubería de 24 pulgadas; conociendo el afluente al pozo se calcula la pérdida de carga.

3-7-1 INTRODUCCION

Al tratar sobre la clasificación, la velocidad específica (N_s) y el tipo de curvas en las bombas centrífugas, quedó establecido el rango y características para las bombas de flujo mixto y de flujo axial. - Sin embargo, haremos un extracto para que podamos distinguirlas con mayor facilidad:

<u>CONCEPTO</u>	<u>F. MIXTO</u>	<u>F. AXIAL</u>
(N_s)	4200 a 9000	> 9000
(Q)	medios	grandes
(H)	medias	pequeñas
Tipo curva	creciente	muy creciente
carcasa	tipo difusor	tipo difusor

3-7-2 PROPIEDADES ESPECIFICAS PARA LAS BOMBAS CENTRIFUGAS DE FLUJO MIXTO Y DE FLUJO AXIAL.

A continuación exponemos algunas propiedades para ambas bombas, con ligeros cambios en algunos de ellos, aplicables a los dos tipos. - Por la posición pueden ser horizontales o verticales. El tipo más usual es el vertical en cárcamo húmedo, de uno o dos pasos, en muy pocas ocasiones de más de dos pasos. El tipo de descarga puede ser bajo o sobre la superficie. Su acoplamiento al elemento motriz se realiza con el de tipo flecha sólida o flecha hueca, indistintamente. La lubricación del eje (flecha) en la columna de descarga, normalmente se efectúa con aceite o con la misma agua bombeada, si las características de ésta no afectan a las chumaceras y al eje; en muy raras ocasiones se usa agua limpia a presión entre el eje y el tubo de protección, como lubricante.

El impulsor de una bomba de flujo axial, es abierto, no se puede hablar de recorte de impulsor (no debe recortarse) sino de un ángulo ó grado de inclinación de los álabes. En cambio el impulsor de flujo mixto es cerrado ó semabierto, puede tener ligeros recortes, pero su diseño esencial se refiere al número de álabes y a su ángulo de salida. Hay tipos de bombas de flujo mixto que también no admiten recorte de impulsor debido al diseño de éste y del tazón esférico.

El diámetro de paso de esfera, (tamaño del sólido que puede pasar por el impulsor, sin atascarse) es mayor en la bomba de flujo axial

que en la de flujo mixto. Sin embargo, normalmente, la limitación no es en el impulsor, más bien lo es el difusor, sobre todo cuando se tiene dos ó más pasos en la bomba; por esto se debe tener cuidado de querer utilizar bombas verticales de flujo mixto o de flujo axial, como unidades de tipo inatascable.

El factor de empuje es mayor en una bomba de flujo axial que en una de flujo mixto, siendo bastante alto en ambas unidades, con valores mayores (4 a 5 veces) que en una bomba de flujo radial. El empuje total lo puede soportar el balero de carga del motor o bien un balero especial con su alojamiento y apoyado sobre la base de la bomba.

La más importante observación que se debe tener en la selección, instalación y operación de las bombas de flujo mixto y de flujo axial, es el hecho de su comportamiento al considerarlas operando con un caudal igual a cero y por lo tanto con carga máxima. En la de flujo mixto se tiene una carga 220% mayor y, una demanda de potencia de 150% también mayor que las obtenidas en el punto de máxima eficiencia. En cambio, para la de flujo axial, estos incrementos son exagerados, teniéndose 350% mayor en la carga y 300% mayor en la potencia demandada, que los del punto de máxima eficiencia.

Estos incrementos nos indican que no debemos operar las bombas de flujo mixto y de flujo axial, con caudales muy pequeños, relacionados al de diseño; o también debemos evitar instalar válvulas en la descarga de este tipo de bombas pues en caso de instalarse, se tendrán motores excesivamente desproporcionados, así como baleros de empuje sobradísimos, para el servicio normal de diseño.

Cuando se tengan este tipo de bombas en paralelo, debemos procurar que descarguen individualmente o bien lo hagan a un tanque ó caja de oscilación si la línea de conducción es muy larga.

3-7-3- APLICACIONES

Por sus características: (Q) , (H) , (N_g) y tipo de curvas, tienen una gama muy amplia en sus aplicaciones, siendo los principales: Irrigación y drenaje en agricultura, control de inundaciones, control de avenidas, drenaje pluvial, efluentes de aguas negras con tratamiento primario (después de un desmenuzador, presedimentador, etc), torres de enfriamiento, etc...

3-8-0 BOMBAS CENTRIFUGAS CON ARREGLOS O DISEÑOS ESPECIALES.

3-8-1 INTRODUCCION

Debido a la gran aplicación que tienen las bombas centrífugas, existen casos y problemas especiales donde es necesario hacer ciertas modificaciones o diseños especiales a las unidades para obtener una operación satisfactoria de las mismas. Entre las principales, se pueden mencionar a las eyectoras, autocebantes, de sumidero, sumergibles - de pozo profundo y de payones (well point).

3-8-2 BOMBAS EYECTORAS

Esta unidad es realmente una combinación de un eyector y una bomba centrífuga. Sus componentes esenciales son: Un tubo tipo venturi, un chiflón, la tubería de succión, la tubería de recirculación, una válvula reguladora, una válvula de pie y la bomba centrífuga. El conjunto chiflón y tubo tipo venturi trabaja de acuerdo con el principio establecido por Bernaulli que consiste en que, cuando se tiene un flujo en una tubería, la presión del agua decrece en relación directa al incremento de la velocidad del flujo, y viceversa. La eficiencia de este arreglo, bomba eyector, es baja debido al caudal de recirculación necesario para poder operar el chiflón. Sin embargo, su ineficiencia, no es objeccionable en la mayoría de los casos en que se usan, como son, entre otras en instalaciones domésticas, debido a las ventajas que presentan:

- . Poderse instalar en pozos someros, con ademes de 5 a 10 cm. de diámetro y niveles dinámicos pequeños y poco variables durante el año.
- . Facilidad de su manejo, tanto en la bomba como del eyector y tuberías de succión.
- . Simplicidad, aunada a una inversión y mantenimiento relativamente bajos.

3-8-3 BOMBAS AUTOCEBANTES.

Este tipo de unidades, como los eyectores, también es una bomba centrífuga con arreglos especiales en su carcasa tipo voluta que permite mantener un depósito de agua después de haberse parado, una válvula check, tipo bola, en la succión de la carcasa, retiene el agua después de cada paro.

Las conexiones de succión y descarga de la bomba se localizan siempre en la parte superior de la carcasa.

La aplicación principal de estas bombas se tiene en el drenaje de construcciones tipo medio, en las cuales no se justifica una instalación formal de bombas convencionales, ya sea por el poco monto de la obra o por el tiempo de ejecución de la misma.

3-8-4 BOMBAS DE SUMIDERO

El nombre de estas unidades debemos asociarlo a bombas verticales tipo cárcano húmedo, cuyo tamaño permita que un sólo individuo la maneje con facilidad, es decir, que sea manuable. Normalmente son de capacidad pequeña, con motor fraccionario y sus aplicaciones son muy variadas:

Drenar las fugas de bombas ó turbinas (pequeñas) en una casa de máquinas, manejar aceites residuales en un taller de maquinados, drenar construcciones muy pequeñas, etc.

Esencialmente se componen de bomba con carcasa tipo voluta, columna de soporte y columna de descarga. Puede autosoportarse con un dispositivo especial abajo del colador y de la succión o mediante una placa situada entre la columna de soporte y la base del motor.

3-8-5 BOMBAS SUMERGIBLES.-

Estrictamente hablando, casi todas las bombas pueden ser sumergibles en el agua. Sin embargo, se ha convenido utilizar el adjetivo sumergibles para designar a las unidades, bomba-motor, con un arreglo especial que permite la operación de la bomba con el motor sumergido en el mismo líquido que se está bombeando. Estas unidades están constituidas por:

- . Motor totalmente cerrado (encapsulado).
- . Colador
- . Cuerpo de bombeo.
- . Columna de descarga.
- . Válvula check para cargas mayores de 60 m.
- . Cable blindado (alimentación motor).
- . Placa de sustentación (para bomba vertical).
- . Codo de descarga (para bomba vertical).

La aplicación principal de estas bombas, se recomienda al tenerse:

- . Pozos con nivel dinámico mayor de 150 m.
- . Pozos desplomados ó con cierto quiebre (cualquier nivel dinámico)
- . Espacios muy reducidos.
- . Rebombots en líneas horizontales superficiales o poco profundas (se ahorra obra civil).
- . Instalaciones silenciosas (hospitales, conjuntos residenciales con pocas áreas disponibles para instalaciones convencionales).

Sus limitaciones para los casos anteriores, son:

- . Evitar el uso para bombear agua con temperaturas mayores de 35°C
- . No usarse cuando el pozo produzca algo de arena ó sólidos pequeños en cierta proporción.
- . No usarse en aguas corrosivas ó muy incrustantes.

3-8-6 PUYONES (well point).

Finalmente, dentro de los diseños especiales ó importantes, tenemos a los sistemas de puyanes (well point) que realmente no son bombas centrífugas sino que más bien, forman parte de un sistema de tuberías conectadas a la succión de una ó varias bombas centrífugas. En efecto atendiendo al uso de estos sistemas, abatimientos del nivel freático (excavaciones ó compactaciones) y suministro de agua con control del nivel freático, esencialmente están constituidos por:

- . Puyon (tubo perforado y alojado en otro tubo-cedazo) clavado verticalmente en el terreno (similar al ademo de un pozo). La distancia entre cada puyón varía de 60 a 150 cm., dependiendo del tipo de terreno.
- . Válvula en la descarga de cada puyón varía de 60 a 150 cm., dependiendo del tipo de terreno.
- . Válvula en la descarga de cada puyón (para control de gasto).
- . Cabezal ó múltiple colector, al cual se conectan los puyones por la parte superior.
- . Bomba centrífuga autocabante, cuya succión se conecta al cabezal ó múltiple colector.
- . Bomba auxiliar (tipo de vacío) para eliminar el aire del cabezal colector cuando tenga un desarrollo considerable.

El funcionamiento de este sistema se comprende con facilidad, haciendo la similitud con una bomba horizontal autocebante, - colocada sobre la losa de un cárcamo y bombeando el agua contenida en éste a un nivel máximo de 5 a 6 m. por abajo del eje del impulsor.

La capacidad de un sistema de puyones depende de la permeabilidad del terreno, de su contenido de agua y del número de tubos calentores (puyones). La capacidad de cada puyón es muy variable. 0.2. a 0.3 lps ó de 2 a 3 lps dependiendo, como ya se indicó, de las características del terreno.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Centrifugal Pumps.- Igor Karassik and Roy Carter.
- 2.- Hydraulic Institute Standards. 13th Edition.
- 3.- Bombas para Agua Potable.- Div. Doctorado Facultad
Ingeniería, UNAM Esc. Ingeniería Sanitaria.
- 4.- Ground water and wells. Edward E. Johnson, Inc.
- 5.- Elements of Hydraulic Engineering.- Ray K. Linsley, Jr.
- 6.- Construction Planning, Equipment, and Methods.- R. L. Peurifoy.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

TEMA: CONTROL DE CAUCES

PROF. DR. ROLANDO SPRINGALL.

Febrero-Abril, 1978.

6.1 Aspectos generales

Desde el punto de vista de construcción la hidráulica aplicada al control de ríos y pequeñas corrientes comprende los siguientes aspectos:

- Control de inundaciones a través de encauzamientos de ríos, bordos longitudinales y almacenamientos de regulación.
- Cruce de caminos por medio de puentes o alcantarillas

Por lo anterior, los aspectos generales comprenden el control de inundaciones y el efecto del cruce de los ríos.

6.1.1 Control de inundaciones

Por la necesidad de contar con agua, a lo largo de las orillas de los ríos y de los lagos, se han establecido la mayoría de poblaciones; y en general, las zonas agrícolas más ricas se encuentran en las zonas de planicie. Puesto que el gasto de las corrientes es variable, dependiendo de la distribución que tengan las lluvias en su cuenca, tanto en tiempo como en espacio, ocurre con frecuencia que los caudales rebasan la capacidad de conducción del cauce principal del río y las aguas invaden las tierras adyacentes. Dependiendo de la topografía, las aguas desbordadas pueden correr por la planicie siguiendo la dirección general del río y regresan a él en cuanto sus aguas empiezan a descender; o pueden quedar detenidas permanentemente en zonas -

bajas hasta que se evaporan o se infiltran; o bién pueden llegar a reconocer otros cauces. En general el agua que se desborda, si infiltra, se evapora, corre por la planicie y finalmente se queda en partes bajas, reconoce otros cauces o retorna al río del cuál partió.

Los volúmenes de agua desbordada son quitados al caudal del cauce principal y por ello los niveles máximos alcanzados por un río pueden ser menores aguas abajo, al grado de que se produzcan grandes inundaciones en tramos de aguas arriba y no llegue el río a desbordarse en las zonas bajas. - Cuando la planicie del río es reducida como ocurre en la vertiente del Pacífico las inundaciones abarcan casi toda la longitud del río en la zona baja pero por las fuertes pendientes, las inundaciones duran poco o cubren áreas menores. En la vertiente del Atlántico por ser más plana de planicie, las inundaciones cubren grandes extensiones y duran más tiempo.

Al ocurrir un desbordamiento, junto con el agua, salen del río una gran cantidad de sedimentos. Las partículas más grandes se depositan rápidamente en cuanto disminuye la velocidad del agua que las transporta y por ello las orillas de los mismos tienen una elevación mayor que la planicie adyacente. A esas elevaciones se les conoce en nuestro medio como "barrotes de río" Ya en la planicie, se pueden depositar las partículas mas finas sobre todo en las partes bajas donde la velocidad media es menor. Así, los desborda-

mientos tienden a nivelar y sobreelevar las zonas adyacentes a los ríos. Una acción más importante consiste en el hecho de que el sedimento depositado tiene una acción fertilizante por el gran contenido de materia orgánica que ha recogido en la parte alta de la cuenca.

Del sedimento que es transportado por el agua desbordada muy poco regresa nuevamente a la corriente principal y es aquel que por ser muy fino, — aún con velocidades muy bajas no alcanza a depositarse. Igualmente material fino que haya en la planicie puede ser puesto en suspensión por la corriente y transportado hacia la corriente principal al descender la avenida. Los daños producidos por el agua de un río al desbordarse, pueden consistir en:

- a) Pérdidas de vidas humanas
- b) Pérdidas de ganado y animales en general
- c) Destrucción de las cosechas aún no levantadas
- d) Destrucción de casas y construcciones urbanas en general
- e) Interrupción y/o destrucción de vías de comunicación
- f) Interrupción de servicios eléctricos, de agua potable y drenaje
- g) Propagación de enfermedades

Las principales ventajas producidas por los desbordamientos consisten en:

- a) Humedecer y fertilizar los terrenos para el siguiente ciclo agrícola

la.

- b) Evitar desbordamientos en zonas de aguas abajo, que podrían estar más pobladas o tener mayor riqueza agrícola, ganadera o de servicios.

A medida que se desarrolla y puebla una región, los daños son mayores — que los beneficios y por lo tanto se tiende a reducir o evitar las inundaciones, y para ello se pueden tomar acciones de dos clases: indirectas o directas.

A) Acciones indirectas para el control de inundaciones

Son aquellas que no interfieren con los escurrimientos de un río ni lo modifican, pero permiten avisar con tiempo a los moradores de las áreas afectadas para evitar la pérdida de vidas humanas y de animales y reducir las pérdidas materiales.

Las principales acciones indirectas consisten en:

- a) Instalación de un sistema de alarma mediante pulviógrafos y estaciones de radio.
- b) Cálculo del tránsito de las avenidas a lo largo del río. Complementa la primera acción.
- c) Delimitación de las zonas adyacentes a los ríos en función de la frecuencia con que puedan inundarse.

B) Acciones directas para el control de inundaciones.

Son aquellas que interfieren directamente con los escurrimientos de los ríos ya sea almacenandolos, desviandolos o evitando pasen por determinados lugares.

Las principales acciones directas que se pueden tomar para evitar o reducir las inundaciones, al menos en una área, consisten en la construcción de alguna de las siguientes obras.

- a) Bordos perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia.
- b) Bordos longitudinales a lo largo de una o ambas margenes de un río.
- c) Desvíos permantes por medio de cauces de alivio.
- d) Desvíos temporales a lagunas o zonas adyacentes al río.
- e) Corte de meandros o dragados.
- f) Presas de almacenamiento.
- g) Presas rompe-picos.

Solo en situaciones muy particulares, una sola de las soluciones señaladas resuelve completamente el control de las inundaciones. Cuando se desean proteger grandes extensiones siempre se requiere de la combinación adecuada y afortunada de dos o más de las construcciones señaladas.

Las acciones directas pueden llegar a evitar totalmente los desbordamientos de un río e igualmente evitar que una zona se inunde por lluvia al construirle un buen drenaje. La principal desventaja de este tipo de acciones es su costo, el que por ser tan elevado no puede ser cubierto en la medida necesaria.

Los medios indirectos sirven para avisar a la gente que puede sufrir una inundación y aunque no la evitan, tienen un costo mucho más reducido y por lo tanto están más al alcance de países en desarrollo; sin embargo para que estas medidas sean efectivas requieren de una organización de la que paradójicamente también adolecen éstos.

Por otra parte, ambas acciones requieren de una considerable cantidad de datos topográficos, hidrológicos e hidráulicos. Cuando no se cuenta con ellos se reduce la efectividad de las acciones indirectas o se imposibilita su puesta en marcha.

6.1.2. Cruce de caminos

Se ha mostrado que la presencia de un puente, en un río no es causa de una alteración del escurrimiento que afecte el tramo inmediato aguas arriba del cruce, sino que su efecto es principalmente local y aplicando a la profundidad de socavación. Lo anterior se cumple si el río no se desborda en el tramo de aguas arriba del cruce.

En cambio, si el río se desborda sobre la planicie, y normal al flujo se construye una carretera el efecto que esa obra produce en los escurrimientos llega a ser muy importante y sus consecuencias pueden ser trágicas sobre todo para las poblaciones situadas aguas arriba.

En esas condiciones la carretera trabaja como un dique y el conjunto carretera-puente llega a operar como una presa en que el puente es la obra de excedencias.

Los niveles del agua aguas arriba del camino se obtendrán efectuando el tránsito de la avenida a través de ese posible vaso.

6.1.3 Desarrollo del tema

De acuerdo con los subincisos anteriores para poder diseñar y construir alguna obra de protección o de cruce primero se requiere conocer el gasto de diseño así como el comportamiento del cauce a dicho efecto, para posteriormente dimensionar la obra.

Por lo tanto, el tema se estructuró de acuerdo con los siguientes puntos:

- Gasto de diseño

Se define el período de retorno de diseño de una obra, así como la forma de cuantificar el gasto de diseño de acuerdo con la regionalización de los gastos máximos por el criterio de Gumbel. Se anexan dos formas de valorar el gasto, por medio del análisis de los escurrimientos y un modelo aproximado de lluvia-escurrimiento

- Rectificación y estabilización de cauces

El estudio se plantea de acuerdo con la teoría de los cauces estables, la forma como calcular el radio y amplitud de los meandros estables, así como la profundidad máxima que se puede alcanzar en las curvas de los ríos. Se analiza la forma de dimensionar espigones como obras de defensa, así como los muros marginales. Se indica la forma de reducir la sección de un cauce y los problemas hidráulicos que esto involucra. Se proporciona la forma de valuar la socavación por efecto de las pilas de los puentes.

- Problemas de aplicación

Se proporcionan una serie de ejemplos de problemas prácticos relacionados con el tema.

6.2 GASTOS DE DISEÑO

6.2.1 Antecedentes

Para analizar los diversos criterios existentes para determinar la Avenida Máxima Probable que para una cierta frecuencia de incidencia se puede presentar en el sitio por analizar, se requiere conocer por una parte el tamaño de la cuenca y por otro la información hidrológica disponible. En la tabla 6.2.1 se muestra la forma de seleccionar el criterio más adecuado para deducir la avenida de diseño, de acuerdo con los requerimientos antes mencionados.

Antes de analizar los criterios correspondientes a este capítulo, de acuerdo con la tabla 6.2.1, es conveniente primero plantear la forma de seleccionar para una obra determinada el período de retorno que le corresponde al evento hidrológico para su diseño.

6.2.2 Período de retorno de los eventos hidrológicos

El período de retorno T de un evento hidrológico de magnitud dada Y se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Si un evento igual o mayor a Y ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia $P(Y)$ es igual a 1 en T casos, o sea que

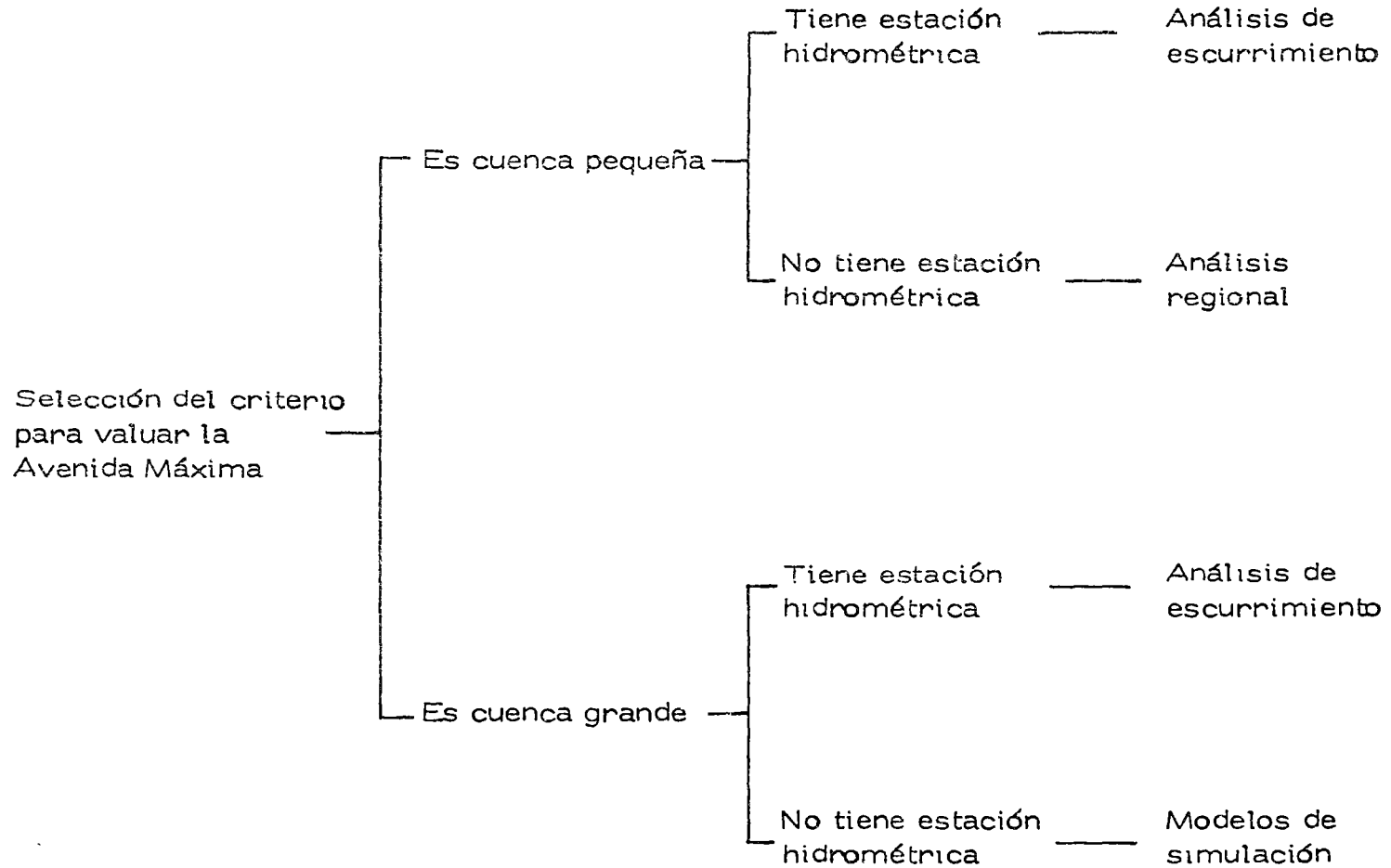
$$T = \frac{1}{P(Y)}. \quad (6.1)$$

La definición anterior permite el siguiente desglose de relaciones de probabili -

TABLA 6.2.1

SELECCION DE LA METODOLOGIA

6.10



dades.

- La probabilidad de que Y ocurra en cualquier año

$$P(Y) = \frac{1}{T} \quad (6.2)$$

- La probabilidad de que Y no ocurra en cualquier año

$$P(\bar{Y}) = 1 - P(Y) = 1 - \frac{1}{T} \quad (6.3)$$

- La probabilidad de que Y no ocurra en n años sucesivos

$$P(\bar{Y})^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (6.4)$$

- La probabilidad conocida como de ocurrencia o riesgo R, de que Y ocurra al menos una vez en n años sucesivos

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (6.5)$$

Si se considera que n sea la vida de diseño operacional de una obra, la ec 6.5 - permite determinar a partir de la asignación de un cierto riesgo de que la obra falle, el período de retorno de la misma. En la tabla 6.2.2 se indican los períodos de retorno correspondientes a diversos niveles de riesgo y períodos de diseño.

De lo anterior se tiene que la asignación de un período de retorno a un evento hidrológico para realizar el diseño de una obra, si se acepta que la vida de diseño es constante, es función directa del riesgo que se tenga durante su vida opera -

TABLA 6.2.2

PERIODOS DE RETORNO ASOCIADOS CON DIVERSOS GRADOS DE RIESGO
Y VIDA DE DISEÑO ESPERADA

Riesgo %	Vida de diseño esperada, en años							
	2	5	10	15	20	25	50	100
95	1.29	2.22	3.86	5.52	7.18	8.85	17.2	33.9
90	1.46	2.71	4.86	7.03	9.19	11.4	22.2	43.9
75	2.00	4.13	7.73	11.0	14.9	18.6	36.6	72.6
50	3.41	7.73	14.9	22.1	29.4	36.6	72.6	145.0
40	4.44	10.3	20.1	29.9	39.7	49.5	98.4	196.3
30	6.12	14.5	28.5	42.6	56.5	70.6	140.7	281.
25	7.46	17.9	35.3	52.6	70.0	87.3	174.	348.
20	9.47	22.9	45.3	67.7	90.1	113.0	225.	449.
15	12.8	31.3	62.0	90.8	123.6	154.3	308.	616.
10	19.5	48.0	95.4	142.9	190.	238.	475.	950.
5	39.5	98.0	195.	292.9	390.	488	975.	1,950.
2	99.0	248.	495.	743.	990.	1,238.	2,476.	4,951.
1	199.5	498.	995.	1,492.	1,990.	2,488.	4,977.	9,953.

6.12

Fuente: Ref. 3

cional, de que se presente un evento mayor al de diseño.

Para cuantificar la probabilidad de ocurrencia o riesgo de que se presente en una obra hidráulica un evento mayor al de diseño requiere tener en cuenta :

- Costo de la obra
- Daños que se pueden tener al presentarse una falla
- Costo de mantenimiento
- Inconvenientes y perjuicios en el caso de falla
- Riesgos de vidas humanas

De ser factible cuantificar los daños que se pudieran ocasionar tanto humanos como materiales, el período de retorno asignado a un evento para el diseño de una obra hidráulica se puede realizar con apoyo de la ec 6.5, efectuando un análisis económico entre el costo de las obras y el costo de los daños por falla de la obra (ref 1)

Usualmente lo anterior es difícil de hacer, por lo que es común utilizar para la selección del evento de diseño, períodos de retorno o criterios preestablecidos. Así, en la tabla 6.2.3 se muestran los períodos de retorno recomendables para estructuras menores y en la tabla 6.2.4 se muestran los períodos de retorno recomendables para la selección de los eventos de diseño relacionados con presas pequeñas.

La clasificación para las presas pequeñas (tabla 6.2.4) corresponde a los siguientes tres grupos

Clase (a) Estructura localizada en áreas rurales o agrícolas cuya falla

TABLA 6.2.3

PERIODOS DE RETORNO DE DISEÑO RECOMENDABLES
PARA ESTRUCTURAS MENORES

Tipo de estructura	Período de retorno (años)
Puente sobre carretera importante, donde el remanso puede causar daños excesivos por inundación u ocasionar la falla del puente	50 a 100
Puente sobre carreteras menos importantes o alcantarillas sobre carreteras importantes	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 a 2
Drenaje de Aeropuertos	5
Drenajes urbanos	2 a 10
Bordos	2 a 50

Fuente: Ref.4 y 5

TABLA 6.2.4

CRITERIO DE DISEÑO RECOMENDABLE PARA PRESAS PEQUEÑAS

Clase de presa	Producto del almacenaje por la altura efectiva*	Existe o se planea una presa aguas arriba	Datos de precipitación para**	
			Hidrograma del vertedor	Hidrograma del libre bordo
(a)'	menor que 11,000	no	P_{100}	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$
	mayor que 11,000	no	$P_{100} + 0.06 (PMP - P_{100})$	$P_{100} + 0.26 (PMP - P_{100})$
	todas	si''	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$	$P_{100} + 0.40 (PMP - P_{100})$
(b)	todas	si o no	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$	$P_{100} + 0.40 (PMP - P_{100})$
(c)	todas	si o no	$P_{100} + 0.26 (PMP - P_{100})$	PMP

* El almacenaje esta en miles de m³ y la altura efectiva se acota hasta la cresta vertedor, en m.

** P₁₀₀ precipitación para 100 años de período de retorno. PMP = precipitación máxima probable.

' Presas para aguas industriales o municipales se pueden diseñar con el criterio equivalente a la clase (b)

'' Se aplica cuando la presa de aguas arriba se localiza de tal manera que al fallar puede dañar la presa de aguas abajo.

puede dañar rancherías, tierras dedicadas a la agricultura, caminos secundarios.

- Clase (b) Estructuras localizadas en áreas predominantemente rurales o agrícolas cuya falla pueda causar daños aislando áreas habitables, caminos principales o vías de ferrocarril, o causar interrupción del uso de servicios de importancia pública.
- Clase (c) Estructuras localizadas donde su falla pueda causar pérdidas definitivas, serios daños a zonas habitacionales, industriales y comerciales, servicios públicos, caminos o ferrocarriles.

6.2.3 Gastos máximos

Un intento para cuantificar gastos de diseño a sido desarrollado a través de una regionalización del país (ref 2), misma que se muestra en la tabla 6.2.4, junto con la fig. 6.2.1

En los anexos A y B se muestran dos formas de cuantificar el gasto, una a través de un análisis directo de escurrimientos en el caso de disponer en el sitio en estudio de una estación hidrométrica y otra a partir de la aplicación de un modelo simplificado lluvia - escurrimiento, con apoyo en un análisis de tormentas.

6.2.4 Bibliografía

1. Navarro, J.L., Sánchez, J.L y Téllez, J.F. "Un criterio para la selección del período de retorno para el diseño de obras de desvío". Pub. Téc. SRH, vol. III, No. 1 (1974) pp 52 - 59
2. S.A.R.H., "Plan Nacional Hidráulico", 1975, segunda parte, Subsecretaría de Planeación, S.A.R.H. (1975) .
3. Chow, V.T. " A general formula for hydrologic frequency analysis", Transactions American Geophysical Union, Vol. 32 (1961)
4. Woods, K.B., Berry, D.S. y Geotz, W.H. "Highway Engineering Hand Book" Mc. Graw Hill Book Co. Inc. Nueva York (1960)
5. "Airport Drainage" Federal Aviation Agency, A.C. 150/5270 - 1 (1966) .
6. "Earth Dams and Reservoirs" Soil Conservation Service, Washington D.C. Engineering Div. NTIS, PB - 260 770, Junio 1976
7. R. Springall "Análisis estadístico y probabilístico de datos hidrológicos" - Facultad de Ingeniería, UNAM (1975)
8. E.J. Gumbel "The Return Period of Floods", Annals Mathematical Statistics, Vol XII, No. 2 (junio 1941)
9. F. González V. "Contribución del análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río "Publicación del Instituto de Ingeniería, - - UNAM, No. 277 (Diciembre 1970) .
10. Ven Te Chow, "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design - of Drainage Structures in Small Drainage Basins". Boletín No. 462, Universidad de Illinois (1962)

A N E X O A*

DETERMINACION DEL GASTO MÁXIMO ANÁLISIS DE ESCURRIMIENTO

3.2 Asignación de períodos de retorno a los datos

Una vez conocidos los gastos máximos anuales registrados por la estación hidrométrica que controla la cuenca en estudio, se ordenan estos de mayor a menor y se procede a deducir el período de retorno correspondiente a cada uno de ellos. De acuerdo con la definición de período de retorno (inciso 1.3), el correspondiente a cada gasto máximo anual se valúa como (ref 7).

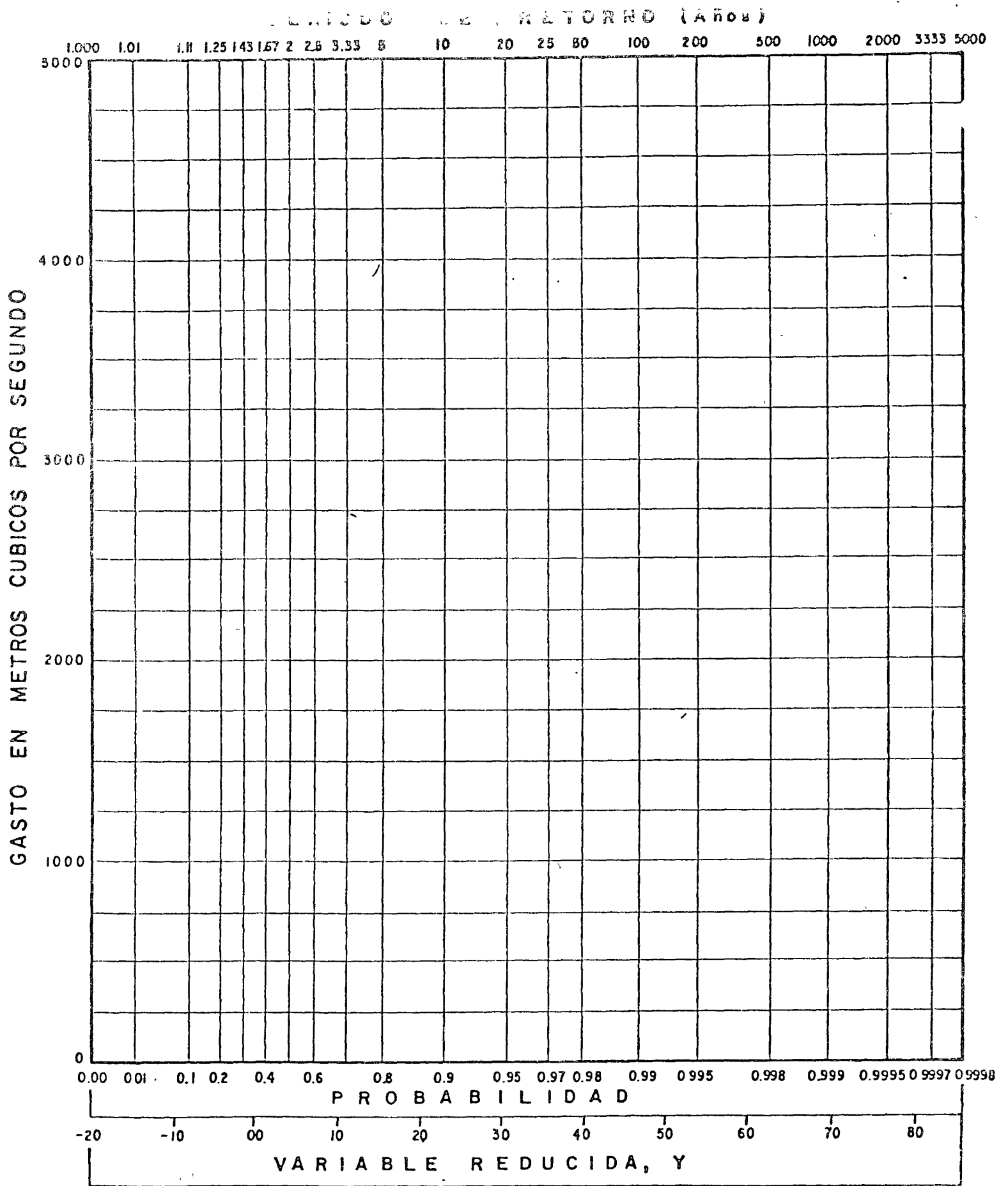
$$T_m = \frac{n+1}{m} \quad (3.1)$$

en donde

- m número de orden del gasto máximo anual en análisis. Corresponde 1 al más grande, 2 al siguiente, etc.
- n años de registro, igual al número de gastos máximos anuales en estudio.
- T_m período de retorno correspondiente, en años.

Cuando se analizan gastos máximos anuales, en ocasiones se tiene que algunos ocurren durante la época de ciclones y otros no, con lo cual la información está constituida por dos poblaciones distintas.

Por lo anterior, conviene antes de proceder a ajustar la información a una cierta distribución de frecuencias graficar los gastos máximos anuales registrados con respecto a sus períodos de retorno en papel de probabilidades de Gumbel -- (fig 3.1). De esta manera, se puede apreciar observando las tendencias si los



Fuente : Ref 7

FIG. 3.1 PAPEL DE PROBABILIDADES DE GUMBEL

datos son de una sola población o de dos. Si es de una sola población todos los puntos tienden a agruparse sobre una línea recta.

3.3 Distribución de frecuencias para una sola población

El análisis entre los gastos máximos anuales registrados y sus períodos de retorno se realiza de acuerdo con la distribución de valores extremos tipo I propuesta por Gumbel (ref 8)

Esta distribución se basa en el tamaño de la muestra y en sus propiedades estadísticas, como son su media y su variancia. La media se valúa como:

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (3.2)$$

siendo en este caso:

- n tamaño de la muestra, igual al número de gastos máximos anuales registrados en estudio
- y_i gasto máximo anual, en m^3/seg
- \bar{y} media de los gastos máximos anuales, en m^3/seg

Por otra parte, la desviación estándar de la muestra S_y se cuantifica de acuerdo con la expresión

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{n-1}} \quad (3.3)$$

De acuerdo con esto, la distribución se expresa como

$$y = \bar{y} - \frac{S_y}{\sigma_n} \left(\bar{Y}_n + \log_e \log_e \frac{T}{T-1} \right) \quad (3.4)$$

donde

- T período de retorno de diseño o de revisión asignado al evento para el cual se desea obtener el gasto máximo, en años (cap 1)
- y gasto máximo relacionado con T, en m³/seg
- \bar{y} media de los gastos máximos anuales registrados, en m³/seg (ec 3.2).
- S_y desviación estándar de los gastos máximos anuales registrados, en m³/seg (ec 3.3)
- σ_n, \bar{Y}_n parámetros función del tamaño de la muestra n; los valores se muestran en la tabla 3.1

La aplicación de esta expresión es inmediata una vez valuada la media y la desviación estándar de la muestra (ec 3.2 y 3.3) y conocido el período de retorno del evento en estudio.

La ec 3.4 si se grafica en el papel de probabilidades de Gumbel (fig 3.1) se deduce una línea recta. El hecho de que esta ecuación representa una línea recta, no implica que los datos de la muestra que se está analizando, estén sobre la

Tabla 3.1 Valores de \bar{Y}_n y σ_n

n	\bar{Y}_n	σ_n	n	\bar{Y}_n	σ_n
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574	∞	.57722	1.28255

Fuente: Ref 7

línea, por lo que es necesario conocer el intervalo de confianza de los resultados obtenidos del análisis de frecuencias. Así, para cierto valor de T se tendrá que

$$y - \Delta y < y < y + \Delta y$$

donde y es el valor obtenido de la ec 3.4 y Δy el intervalo de confianza con una cierta probabilidad.

Para calcular los intervalos de confianza con una probabilidad del 68% se hace lo siguiente (ref 8)

- 1) Para el valor más grande de la muestra analizada (número de orden $m = 1$)

$$\Delta y_1 = S_y F(n) \quad (3.5)$$

donde S_y es la desviación estándar de la muestra y $F(n)$ es función del tamaño de la muestra n , (fig 3.2).

- 2) Para el segundo valor más grande (número de orden $m = 2$)

$$\Delta y_2 = \frac{0.661 (n+1)}{n-1} \Delta y_1 \quad (3.6)$$

- 3) Para los otros valores de la muestra

$$\Delta y = \frac{0.877}{n} \Delta y_1 F(T) \quad (3.7)$$

donde $F(T)$ es una función de T , cuyos valores si $T \leq 10$ años se encuentran

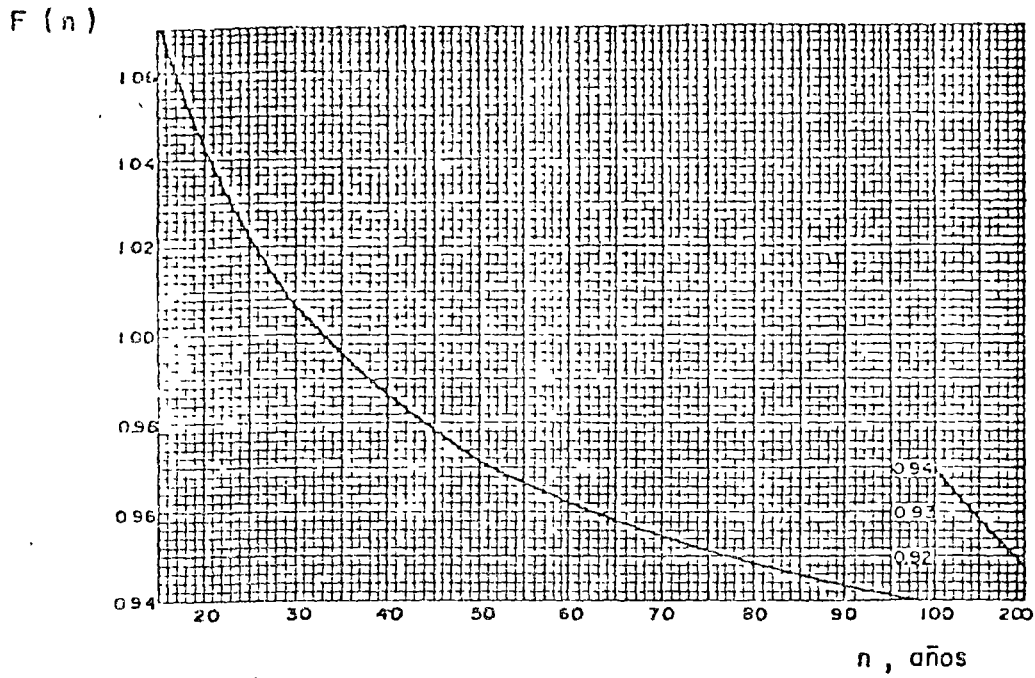


FIG. 3.2 RELACION ENTRE n y $F(n)$

Fuente: Ref. 7

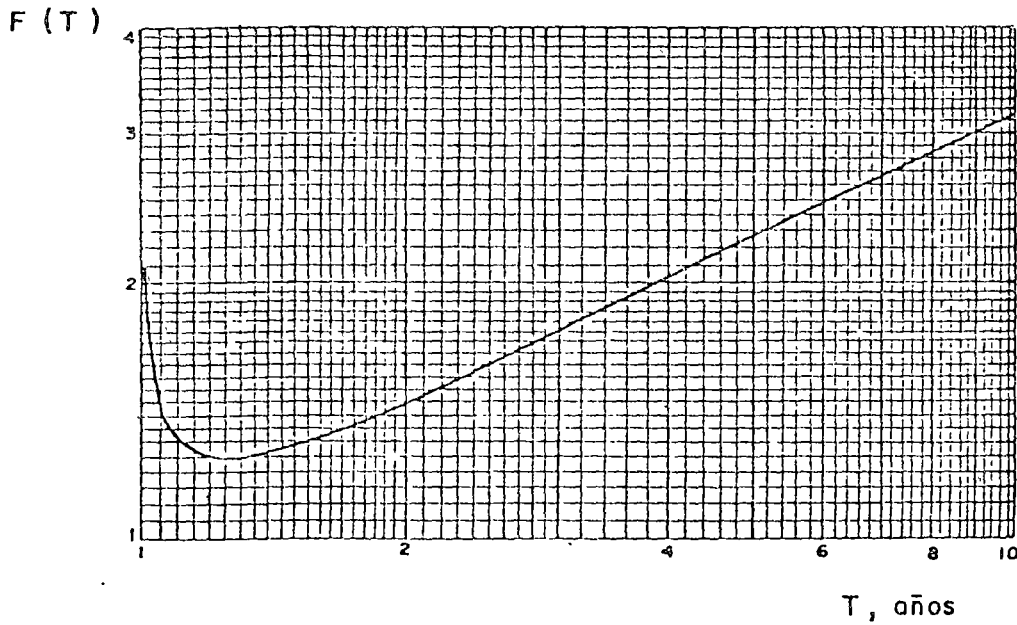


FIG. 3.3 RELACION ENTRE T y $F(T)$

Fuente: Ref. 7

en la fig. 3.3 . Para valores de T mayores de 10, años, se tiene que :

$$F (T) = T^{0.5} \quad (3.8)$$

4) Para extrapolar a valores mayores al máximo de la muestra el intervalo de confianza se considera constante e igual a Y_1

3.4 Distribución de frecuencias a dos poblaciones

Aunque existen criterios precisos para determinar las distribuciones de frecuencias de dos poblaciones (ref 9), dada su complejidad se puede emplear el mismo criterio visto en el subinciso anterior , previa división de ambas poblaciones, - una vez graficados los valores de la muestra con respecto a sus períodos de retorno, En este caso se tendrán dos medias y dos variancias.

*Tomado del Estudio "Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras para el Control de Avenidas" . Elaborado por Consultores, S.A., para la Comisión del Plan Nacional Hidráulico.

A N E X O B*

6. RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

6.1 Introducción

Definida la tormenta de diseño (cap 4 ó 5) se requiere conocer la relación lluvia - escurrimiento necesaria para deducir la avenida de diseño. En este capítulo se proporcionan los elementos requeridos para ello, aceptando que la cuenca - en estudio no dispone de control hidrométrico.

Primeramente se indica la forma de cuantificar la lluvia en exceso , se proporcionan las características del hidrograma unitario triangular a utilizar. Con ello se integra la avenida de diseño.

6.2 Lluvia en exceso

La lluvia en exceso se define como la parte de la lluvia que contribuye al escurrimiento directo, siendo este el producido por el escurrimiento superficial y en menor o mayor grado por el escurrimiento subsuperficial rápido.

Los factores que afectan directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, son el uso de la tierra, condición de la superficie, tipo de suelo, y cantidad y duración de la lluvia.

Para tomar en cuenta el efecto de estos factores en cuencas naturales, se tiene el número del escurrimiento N (ref 10) el cual es un coeficiente de peso del escurrimiento directo, y es función del uso del suelo y las características de éste.

Los suelos se clasifican según afectan las características del material en el escurrimiento, en cuatro tipos de suelos hidrológicos A, B, C y D.

Tipo A. (Potencial de escurrimiento mínimo). Incluye arenas profundas con poco limo y arcilla, y a los loess muy permeables.

Tipo B. Incluye a los suelos arenosos menos profundos que el tipo A, y loess menos profundos o menos compactos que el del tipo A. El grupo en conjunto, tiene una infiltración superior a la media después de su completo humedecimiento.

Tipo C. Comprende suelos poco profundos y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides, aunque menos que los del tipo D. El grupo tiene una infiltración inferior a la media después de la presaturación.

Tipo D. (Potencial de escurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas con alto porcentaje de bufamiento, también incluye algunos suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla 6.1 se podrá conocer el valor de N. Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso h_e puede calcularse para un tirante de lluvia dada h_p a partir de la ecuación

$$h_e = \frac{\left(h_p - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{h_p + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (6.1)$$

donde

h_e lluvia en exceso, en cm

TABLA 6.1.

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Esparcido o baja transpiración	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy esparcido o baja transpiración	56	75	86	91
	Esparcido o baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso o alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

h_p lluvia total, en cm

En el caso de cuencas urbanas, la lluvia en exceso se calcula como

$$h_e = C h_p \quad (6.2)$$

en donde

C coeficiente de escurrimiento

h_e lluvia en exceso, en cm

h_p lluvia total, en cm

El coeficiente de escurrimiento C se valúa para cuencas urbanas de acuerdo con la tabla 6.2. En la tabla 6.3 se proporcionan valores de C para cuencas naturales.

Para procesar el hietograma de una tormenta, conocida la lluvia en exceso, se procede a determinar el índice de infiltración \emptyset . Para ello se aplica por tanteos la ecuación

$$h_e = \sum_{i=1}^n (h_{pi} - \emptyset \Delta t) \quad (6.3)$$

siendo en este caso

h_e lluvia en exceso, ec 6.1 ó 6.2, en mm

h_{pi} lluvia correspondiente al intervalo i del hietograma,
en mm

\emptyset índice de infiltración, en mm/hora

TABLA 6.2

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
EN LA FORMULA RACIONAL

Tipo del Area de Drenaje	Coeficiente de Escurrimiento, C
Césped:	
Suelo arenoso, plano, 2%	0.05 - 0.10
Suelo arenoso, medio, 2-7%	0.10 - 0.15
Suelo arenoso, escalonado 7%	0.15 - 0.20
Suelo denso, plano 2%	0.13 - 0.17
Suelo denso, medio 2-7%	0.18 - 0.22
Suelo denso, escalonado 7%	0.25 - 0.35
Zonas Comerciales:	
Areas del centro de la ciudad	0.70 - 0.95
Areas en los alrededores de la ciudad	0.50 - 0.70
Zonas Residenciales:	
Areas unifamiliares	0.30 - 0.50
Areas multifamiliares, espaciadas	0.40 - 0.60
Areas multifamiliares, juntas	0.60 - 0.75
Areas Suburbanas	0.25 - 0.40
Zonas Industriales:	
Areas despejadas	0.50 - 0.80
Areas densas	0.60 - 0.90
Parques y cementerios	0.10 - 0.25
Parques deportivos	0.20 - 0.35
Areas de patios de ferrocarril	0.20 - 0.40
Areas improvisadas	0.10 - 0.30
Calles:	
Pavimentadas	0.70 - 0.95
Concreto	0.80 - 0.95
Ladrillo	0.70 - 0.85
Paseos andadores	0.75 - 0.85
Azoteas	0.75 - 0.95

Fuente : ASCE

TABLA 6.3

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO EN LA FORMULA RACIONAL *

DESIGNACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA CUENCA.	CARACTERISTICAS QUE PRODUCEN EL ESCURRIMIENTO			
	100 EXTREMO	75 ALTO	50 NORMAL	25 BAJO
Relieve	(40) Escarpado, terreno abrupto, con pendiente en promedio superior al 30%	(30) Montañoso, con pendiente promedio de 10 a 30%.	(20) Lomerío, con pendiente promedio de 5 a 10%	(10) Superficie relativamente plano con pendiente promedio de 0 a 5%.
Infiltración en el Suelo	(20) Cubierta no efectiva, roca o suelo fino con capacidad de infiltración despreciable.	(15) Lento para infiltrar el agua, arcilla u otro suelo con capacidad de infiltración baja.	(10) Normal, capacidad de infiltración semejante a las de la pampa. Suelos limosos, profundos.	(5) Alto, arenas profundas en otro tipo de suelo que toma el agua rápidamente.
Cubierta Vegetal	(20) Cubierta de plantas con efecto de Intercepción. Cubierta llana y esparcida.	(15) De pobre a regular, cultivos nuevos, en tiempo de cosecha, o cubiertas pobres, menores al 10% de áreas de drenaje con buena cubierta.	(10) De regular a buena: aproximadamente el 50% del área de drenaje en pastizales, bosques o cubierta equivalente, no mayores al 50% en áreas de cosecha o cultivos nuevos.	(5) De bueno a excelente: aproximadamente del 90% de áreas de drenaje en pastizales, bosques o cubierta equivalente.
Almacenaje Superficial	(20) Despreciable; pocas depresiones superficiales y poco profundas, corrientes escarpadas y pequeñas, sin estanques y pantanos.	(15) Bajo; un sistema bien definido de pequeñas corrientes, sin estanques y pantanos.	(10) Normal, considerables depresiones superficiales de almacenaje; sistema de drenaje parecido a las áreas típicas de la pampa, lagos, estanques y pantanos menores al 2% del área de drenaje.	(5) Alto; grandes depresiones superficiales de almacenaje, sistemas de drenaje no muy bien definidos, plano amplia de la avenida de almacenamiento o un gran número de lagos, pantanos o estanques.

*NOTA: Para obtener el coeficiente C en porcentaje, sumar de acuerdo con las características de la cuenca en estudio los cuatro valores entre paréntesis, correspondientes a cada columna y renglón.

Δt intervalo de tiempo asignado al hietograma de la tormenta, en horas.

n número de intervalos

Obsérvese que

$$h_p = \sum_{i=1}^n h_{pi} \quad (6.4)$$

en donde h_p es la altura de lluvia total de la tormenta en estudio.

*Tomado del Estudio "Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras para el Control de Avenidas". Elaborado por Consultores, S.A., para la Comisión del Plan Nacional Hidráulico.

ANEXO C

C A U C E S E S T A B L E S*

* Es copia del artículo R. Springall G.

"Cauces Estables" Pub. N° 157 del Instituto de Ingeniería, UNAM.

RESUMEN

NOTACION

1. INTRODUCCION	1
1.1 <u>Antecedentes</u>	1
1.2 <u>Gasto formativo</u>	2
1.3 <u>Grados de libertad</u>	3
1.4 <u>Métodos por estudiar</u>	4
2. METODO DE ALTUNIN	4
2.1 <u>Generalidades</u>	4
2.2 <u>Fórmulas fundamentales</u>	5
2.3 <u>Procedimiento de cálculo</u>	9
3. METODO DE BLENCH	9
3.1 <u>Fórmulas fundamentales</u>	9
3.2 <u>Fórmulas adicionales</u>	11
4. FORMULAS DE ENGELUND Y HASEN	12
5. GEOMETRIA DE MEANDROS	13
5.1 <u>Aspectos generales</u>	13
5.2 <u>Criterio soviético</u>	14
5.3 <u>Criterio de Blench</u>	15
5.4 <u>Criterio de Leopold y Wolman</u>	16
6. OBRAS DE DEFENSA	16
6.1 <u>Espigones</u>	17
7. RECONOCIMIENTO	20
8. REFERENCIAS	21
TABLAS Y FIGURAS	23

1000000

RESUMEN

Se indican tres criterios para determinar los característicos que requiere el cauce de un tramo de río recto para ser estable. Se proporcionan fórmulas para calcular el radio y amplitud de meandros estables, así como la profundidad máxima que se puede alcanzar en las curvas de un río, basándose en las características del meandro. Se analizan los espigones como obras de defensa de las márgenes de un río, proporcionando un criterio para su orientación, longitud y separación.

ABSTRACT

In this paper three criteria are indicated to determine the characteristics required by a straight part of a river-bed to be stable. Formulas are given to calculate the radius and extent of stable meanders, as well as the maximum depth that can be reached in river curves, taking into consideration the meander characteristics. Breakwaters are analyzed as shelter works at the edge of a river, giving a criterion for its orientation, length, and separation.

NOTACION

A	constante, función del tipo de cauce y rugosidad, ec 2.9, tabla 1
A_m	amplitud media del meandro, en m, fig 3
A_f	área hidráulica de la sección transversal de la curva, en m^2
a	coeficiente función del tramo en estudio, ec 2.11
B	ancho de la superficie libre del agua, en m
C	carga medida en partes por 100000 en peso. Es la relación del peso del arrastre de fondo por unidad de tiempo al peso del agua por unidad de tiempo
C_c	carga crítica, ec 3.4
D	separación entre espigones, en m, fig 5
d	diámetro medio del material del fondo, en m, ec 2.3
d_i	diámetro medio, en mm, de cada fracción de muestra de material de fondo analizada
d_{35}	diámetro del grano, en mm, el cual corresponde al 35 por ciento por peso de finos
d_{50}	diámetro del grano, en mm, el cual corresponde al 50 por ciento por peso de finos
d_{65}	diámetro del grano, en mm, el cual corresponde al 65 por ciento por peso de finos
d_{90}	diámetro del grano, en mm, el cual corresponde al 90 por ciento por peso de finos
F	número de Froude, ec 4.5
F_b	factor de fondo, ec 3.1
F_{L0}	constante, función del diámetro del material
F_s	factor de orilla, ec 3.5
f	coeficiente de desarrollo, ec 2.5. Para condiciones medias véase tabla 1
g	aceleración de la gravedad, en m/s^2
H	tirante medio de la corriente, en m

H_k	tirante medio en la zona exterior de una curva, en m, ec 5.5.
H_m	tirante máximo en la zona de una curva, en m, ec 5.6
H_p	tirante máximo frente al espigón, en m
K	coeficiente de forma, ec 2.1
k	constante, ec 3.10
L	longitud media del meandro, en m, fig 3
L_f	longitud total del espigón dentro del agua, en m, fig 5.
l_f	longitud del espigón dentro del agua, en m, fig 5.
M	talud de los lados del espigón.
m	exponente de forma, ec 2.2 ó 2.4. Para condiciones medias véase tabla 1
N	número de meses que intervienen en el cálculo del gasto formativo
n	coeficiente de rugosidad de Manning
P_l	porcentaje del volumen líquido mensual respecto al volumen líquido anual
P_s	porcentaje del volumen de sólidos mensual respecto al volumen de sólidos anual
P_i	porcentaje en peso correspondiente a cada d_i , ec 2.3.
Q	gasto formativo, en m^3/s , ec 1.1.
Q_0	gasto medio mensual, en m^3/s
r	radio medio de curvatura de un meandro, en m, fig 3
S	pendiente de la superficie del líquido
V	velocidad medio de la corriente, en m/s
V_s	velocidad media superficial, en m/s
V_ϕ	velocidad de formación, en m/s
α	coeficiente función del gasto y tirante, ec 2.12
β	exponente función de m, ec 2.10

γ	ángulo de expansión, fig 5
γ_0	peso específico del agua, en ton/m^3
γ_s	peso específico del material sólido, en ton/m^3
ϵ	coeficiente función de B y r, tabla 4
ϕ	ángulo de la curva, en radianes, ec 5.1
θ	ángulo de inclinación del espigón, fig 5.
σ	densidad relativa del material seco del fondo
τ	constante función de B y r, tabla 4
ν	viscosidad, m^2/s

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Existen muchos problemas en que interesa saber si en una determinada zona un río sufrirá modificaciones en su cauce. Para estudiarlos, la hidráulica fluvial se basa en el concepto de cauces estables.

Se puede decir que un tramo de río es estable cuando sus corrimientos laterales son mínimos; la condición necesaria para que esto se cumpla es que la erosión sea mayor o igual que el depósito. Análogamente, la condición necesaria y suficiente para que un tramo de un río sea inestable es que el aporte de sólidos, tanto el lateral como el acarreado de aguas arriba, sea mayor que la capacidad de arrastre en el tramo.

A la definición anterior le falta la variable tiempo en el que se desarrolla el fenómeno. Por lo tanto, se puede agregar que el equilibrio de aportes sólidos debe pensarse de tal manera que, aunque se provoquen erosiones y depósitos durante ciclos, al final de estos, el cauce estable vuelva a sus condiciones iniciales.

Finalmente, debido a que de un año a otro los volúmenes escurridos pueden variar, se debería llamar cauce estable aquel que, después de un periodo largo de años, no ha modificado sus características geométricas o hidráulicas (un cauce con el equilibrio de aportes mencionados arriba, no sufre modificaciones de importancia).

El problema de la estabilidad de un cauce desde un punto de vista estacionario puede plantearse imaginando el siguiente experimento: sobre una masa de arena (o cualquier otro material erosionable) se hace escurrir un gasto constante de agua y de material sólido. Suponiendo que el cauce formado sea recto, la corriente tenderá a formar una sección y un perfil de equilibrio. Con este experimento se crearían las características de un cauce estable, pero asociadas a un gasto constante. En un río o un canal, donde puede haber variaciones amplias de gastos, es necesario pensar en un proceso dinámico de cambio continuo. Sin embargo, sería incorrecto considerar una sección diferente para cada gasto del río, porque su duración no es suficiente como para alterar el trabajo realizado en condiciones anteriores. Surge la necesidad de establecer una relación entre las características estadísticas del proceso formado por los escurrimientos, los aportes sólidos y el efecto que producen sobre la forma y perfil del tramo considerado.

1.2 Gasto formativo

Debido a la complejidad del problema, se ha tenido que establecer el concepto de gasto formativo, al cual es un gasto constante que origina la formación del cauce estable en el terreno. Lo arbitrario del concepto hace que se lo defina de muy diversas formas; dependiendo de la finalidad del estudio, se podría hablar de un gasto formativo para época de estiaje y otro para época de avenidas. Tratando de uniformar el criterio, se verá la definición de gasto formativo propuesta

por Altunin¹, la cual tiene la ventaja de tomar en cuenta el gasto sólido.

El gasto formativo se puede calcular con la ecuación

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^N P_{li} P_{si}}{\sum_{i=1}^N P_{st}} \times \frac{12 Q_0}{100} \quad (1.1)$$

La expresión anterior sirve para épocas de avenidas, y solo durante los meses en que existe un intenso movimiento de material sólido. Para época de estiaje se usan los gastos no empleados en época de avenidas, y el gasto formativo se calcula como

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^N P_{li}}{N} \times \frac{12 Q_0}{100} \quad (1.2)$$

1.3 Grados de libertad

Al analizar la experiencia obtenida en la mesa de arena, se ve que para definir el cauce estable se tienen tres condiciones que pueden considerarse los datos del problema: gasto sólido, gasto líquido y tipo de material arrastrable. La corriente tratará de ajustarse a tener la capacidad de arrastrar la cantidad de gasto sólido que se le aporta. Para ello, si se mantiene en un cauce recto, modificará su tirante, ancho y pendiente. Si el cauce no se mantiene recto, tenderá a formar curvas, ya sea como una manera de ajustar alguno de los parámetros, o los tres, o bien como una nueva forma de ajuste que introduce una indeterminación más al problema.

De lo anterior se deduce que para un cauce recto hay tres grados de libertad o formas de ajustarse a las condiciones impuestas. Para un cauce curvo existirá un mayor número de grados de libertad. Si la solución al problema planteado es

única, se necesita establecer tres ecuaciones independientes para cauces rectos y cuatro para cauces curvos. En la actualidad estos últimos no tienen una solución cuantificable, ya que los métodos de análisis solo sirven para cauces rectos, aunque algunos incluyen fórmulas para valorar meandros estables.

1.4 Métodos por estudiar

Se verán dos criterios para el estudio de cauces estables. Uno debido a Altunin ¹, el cual sirve para materiales no cohesivos, y otro que es la teoría de régimen de Blench ², que se usa para materiales cohesivos y arenas. Los dos criterios se aplican a tramos de cauces rectos.

Se indican las fórmulas de Engelund y Hasen ³ que, aunque no constituyen un método, se pueden utilizar dentro de las tres ecuaciones necesarias para el análisis de cauces estables rectos.

En cuanto a cauces curvos se analizan diversas fórmulas para calcular la geometría de meandros estables; se presentan las fórmulas de la escuela soviética ¹, las de Inglis y Blench ², y un estudio comparativo de análisis de cauces con meandros y sin ellos debido a Leopold y Wolman ⁵.

Finalmente se proporciona un criterio para calcular espigones debido a Altunin ¹, desde el punto de vista de orientación, longitud y separación.

2. METODO DE ALTUNIN

2.1 Generalidades

Altunin distingue tres zonas importantes en el desarrollo de un río:

- a) Zona de montaña. En esta parte la sección del cauce está forma-

da por roca, cantos rodados o guijarros. Es la zona con mayores pendientes y a la que pertenecen la mayoría de los afluentes pequeños.

b) Zona intermedia. La sección del cauce está cubierta por una capa más o menos gruesa de arenas y gravas. Generalmente en la primera parte de esta zona se desarrollan los ríos con cauces errantes y en la zona de aguas abajo, los ríos sin meandros.

c) Zona de planicie o déltica. Es donde el río corre sobre los sedimentos que ha arrastrado y depositado en épocas pasadas y en la cual se presentan las menores pendientes. El material del fondo consiste en arenas finas y limos principalmente. Dentro de esta zona se desarrollan los ríos con meandros. No todos los ríos alcanzan a tener desarrollada esta zona, menos aun aquellos que nacen cerca del mar.

Altunin divide las secciones transversales en dos tipos. Son de tipo "a", aquellas formadas por orillas difícilmente erosionables y de tipo "b", las secciones cuyas orillas son fácilmente erosionables. Las primeras se acercan a una forma rectangular y las segundas, a una trapezoidal.

La mayoría de las expresiones propuestas son de tipo empírico y producto de la observación tanto de las características hidráulicas de las corrientes naturales como del material del fondo del cauce.

2.2 Fórmulas fundamentales

Al comparar el ancho y el tirante de diferentes secciones, Glushilov¹ encontró que se pueden relacionar de acuerdo con la ecuación

$$\frac{B^m}{K} = H \quad (2.1)$$

donde, según Orlov

$$m = 0.72 \left[\frac{d(\sigma-1)}{HS} \right]^{0.1} \quad (2.2)$$

siendo

$$d = 0.01 \sum d_i p_i \quad (2.3)$$

y

$$K = \begin{cases} 8 \text{ a } 12 & \text{cauces material aluvial} \\ 3 \text{ a } 4 & \text{cauces tipo a} \\ 16 \text{ a } 20 & \text{cauces tipo b} \end{cases}$$

Otra ecuación que se puede usar para calcular el valor de m es la propuesta por Altunin, donde

$$m = 0.5 + \frac{V_s - V}{V} \quad (2.4)$$

Cuando no se puede calcular el valor de m , para condiciones medias, se puede conocer su valor en la tabla 1.

La ec 2.1 es la primera para el análisis de cauces estables usando el método de Altunin; pero existe otra ecuación análoga que se puede utilizar en una primera aproximación; consiste en relacionar las diferentes pendientes que hay a lo largo del recorrido de un río, de acuerdo con el diámetro medio del material que forma el cauce. Se considera que

$$d = f \cdot S \quad (2.5)$$

donde

$$f = \begin{cases} 1 \text{ a } 2.5 & \text{zona de planicie} \\ 5 \text{ a } 10 & \text{zona intermedia} \\ 10 \text{ a } 100 & \text{zona de montaña} \end{cases}$$

La segunda ecuación para el análisis de cauces estables según Altunin es la que toma en cuenta la fórmula de Chezy que se puede expresar como

$$Q = CBH \sqrt{HS} \quad (2.6)$$

donde

$$C = \frac{1}{n} H^Y$$

Siendo Y un exponente que varía entre $1/7$ y $1/5$, si se considera $Y = 1/6$, la ec 6 se transforma en la expresión propuesta por Manning

$$Q = \frac{1}{n} BH^{5/3} S^{1/2} \quad (2.7)$$

Si se sustituye el valor de H de acuerdo con la ec 2.1 en la expresión anterior, se obtiene

$$B = \frac{A Q^\beta}{S^{0.5\beta}} \quad (2.8)$$

donde

$$A = (n K^{5/3})^\beta \quad (2.9)$$

$$\beta = \frac{3}{3+5m} \quad (2.10)$$

En la tabla 1 se encuentra el valor de A para diversas zonas del río cuando $K = 10$.

La tercera ecuación que propone Altunin es la de equilibrio

$$V = a V_{\phi} H^{\alpha} \quad (2.11)$$

donde relaciona la velocidad media de la corriente V , con el tirante H y las características del cauce y tipo de material, siendo

$$a = \begin{cases} 1.0 & \text{zona de montaña o intermedia} \\ 1.0 \text{ a } 1.15 & \text{zona de planicie} \end{cases}$$

y

$$\alpha = \frac{1}{1+H} \quad (2.12)$$

que Altunin recomienda, para empezar a tantear, escoger

$$\alpha = \begin{cases} 1/5 & \text{para gasto máximo} \\ 1/4 & \text{para gasto medio en época de creciente} \\ 1/3 & \text{para gasto medio en época de avenidas} \end{cases}$$

El término V_{ϕ} es la velocidad de formación de la corriente que excluye la posibilidad de erosión en el tramo en estudio, pero que asegura el tránsito de todos los materiales arrastrados procedentes de tramos superiores. El valor de V_{ϕ} es función del diámetro representativo del material del fondo (tabla 2). Si el cálculo es para un gasto formativo de época de avenidas (ec 1.1), para calcular el valor de V_{ϕ} se utiliza el valor de d , según la ec 2.3, multiplicado por 1.3 para tratar de tomar en cuenta el estado continuo de arrastre del material del fondo.

Si el cálculo es para el gasto máximo que se puede presentar en determinado intervalo de retorno, conviene considerar el valor de d asociado a los diámetros de material más grandes (p. ej. d_{90}).

Algunas relaciones V_{ϕ} con A de acuerdo con la expresión

$$V_{\phi} = \frac{1}{A^2} \quad (2.13)$$

que es una ecuación complementaria

2.3 Procedimiento de cálculo

La determinación de las características estables de un tramo de cauce dependerá en cada caso de los incógnitos del problema, y puede resolverse con base en las tres ecuaciones fundamentales deducidas en el inciso anterior, o sea las ecs 2.1, 2.6 y 2.11, que son independientes entre sí.

Para mayor claridad en el empleo de las fórmulas propuestas, en la tabla 3 se presentan tres problemas y las fórmulas que se necesitan para calcular las diferentes variables. Se está ahora en posibilidad de comparar las características reales de un cauce con las características del cauce estable e inferir qué evolución tendrá dicho cauce o bien, si ya no se modificará.

3. METODO DE BLENCII

3.1 Fórmulas fundamentales

Las tres ecuaciones básicas que considera Blench² para el cálculo de cauces estables relacionan los valores en equilibrio del ancho, tirante y pendiente. La primera ecuación denominada de factor de fondo mide la posibilidad de que el lecho de la sección del tramo en estudio se mantenga o no; se define como

$$F_b = 3.28 \frac{V^2}{H} \quad (3.1)$$

y está íntimamente relacionado con el material del fondo. El F_b , para que la sección sea estable, se calcula de la siguiente manera:

a) Fondo con dunas

$$F_b = F_{bo} (1 + 0.12 C) \quad (3.2)$$

siendo

$$F_{bo} = 1.9 d_{50}^{1/2} \quad \text{para arenas}$$

$$F_{bo} \approx d_{50}^{1/3} \quad \text{para gravas}$$

b) Fondo plano

$$F_b = 32.2 + 0.06(C - C_c) \quad (3.3)$$

donde

$$C_c = \frac{32.2 - F_{bo}}{0.12 F_{bo}} \quad (3.4)$$

La segunda ecuación es el factor de orilla, el cual se define

como

$$F_s = 10.76 \frac{V^3}{B} \quad (3.5)$$

Este factor mide la posibilidad de que se den o no atacados las orillas. Estas serán estables si F_s vale 0.1, 0.2 ó 0.3, según lo cohesivo que sea el material limoso.

Si las orillas están formadas por grava fina o arena sin cohesión, el valor de F_s se calcula como $F_{bo}^2/8$ pero F_{bo} se calculará para el material

do las orillas.

La tercera ecuación, que es la de fricción, se puede escribir

$$\frac{V^2}{gHS} = 3.36 \left(1 + \frac{C}{233}\right) \left(\frac{VB}{V}\right)^{0.25} \quad (3.6)$$

3.2 Fórmulas adicionales.

De las tres ecs 3.1, 3.2 y 3.6 se pueden deducir otras ecuaciones que pueden ser de utilidad práctica. Combinando estas tres ecuaciones básicas se pueden deducir las características del cauce estable, basándose en los factores de fondo y orilla, y en el gasto formativo. Esto es

$$B = 1.81 \left(\frac{F_b}{F_s} Q\right)^{1/2} \quad (3.7)$$

$$H = 1.02 \left(\frac{F_s Q}{F_b^2}\right)^{1/3} \quad (3.8)$$

$$S = \frac{0.55 F_b^{5/6} F_s^{1/2}}{k Q^{1/6} (1 + C/233)} \quad (3.9)$$

donde

$$k = \frac{6.6g}{V^{1/4}} \quad (3.10)$$

Finalmente, la ec 3.9 puede escribirse en diversas formas. Se puede expresar como

$$S = \frac{0.55 F_{h0}^{5/6} F_s^{1/2}}{k Q^{1/6}} f'_c \quad (3.11)$$

$$S = \frac{0.64 F_{h0}^{7/8}}{k B^{1/4} H^{1/8}} f''_c \quad (3.12)$$

$$S = \frac{0.606 F_{h0}^{11/12}}{k B^{1/6} Q^{1/12}} f'''_c \quad (3.13)$$

donde f'_c , f''_c , y f'''_c son funciones de C y se pueden calcular de la fig 1.

4. FORMULAS DE ENGELUND Y HASEN

Estos autores³ proponen las fórmulas siguientes. Para fondo con dunas, la fórmula de fricción para el equilibrio de corrientes aluviales:

$$\frac{V}{\sqrt{gHS}} = \sqrt{\phi} \left(1.07 + 1.52 \ln \phi \frac{10^3 \cdot H}{d_{65}} \right). \quad (4.1)$$

donde

$$\phi = \frac{H S 10^3}{(\sigma - 1) d_{35}} \quad (4.2)$$

si $10^2 < \phi H / d_{65} < 10^5$, la ec 4.1 se puede sustituir por la fórmula de potencias

$$V = \frac{10.4 H^{5/4} S^{9/8}}{d_{35}^{5/8} d_{65}^{1/8}} \quad (4.3)$$

La ec 4.3 es válida solo para arenas en general, ya que en su deducción se usó

$\sigma = 2.68$. La segunda expresión de importancia es la que relaciona el ancho del cauce con el tirante

$$\frac{B}{H} = 55.7 \frac{F^5}{S \phi^2} \quad (4.4)$$

donde

$$F = \frac{V}{\sqrt{gH}} \quad (4.5)$$

y ϕ se calcula con la ec 4.2.

Para usar las expresiones anteriores se tienen que complementar con alguna otra que permita calcular la capacidad de arastre de la corriente, con lo cual se podría integrar un método de cálculo para cauces estables.

Se puede pensar, por ejemplo, en una combinación de la fórmula de equilibrio de Engelund y Hasen (ec 4.1), con la relación ancho-tirante de Altunin (ec 2.1), y con la fórmula de arrastre de Garde y Albertson⁴.

5. GEOMETRIA DE MEANDROS

5.1 Aspectos generales

Como se dijo al principio, todos los métodos anteriores a los expuestos aquí, solo sirven para estudiar los tramos rectos de los cauces. A continuación se verán las principales relaciones que deben cumplirse entre los elementos de una curva para que sea estable.

En una curva, a causa de la acción centrífuga, se presenta una sobrelevación del agua en su extradós. Esta diferencia de elevaciones en la curva origina una corriente transversal al flujo principal, y crea una zona de depósito en el intradós de la curva y una zona de erosión en su extradós. La combinación de esa corriente transversal y el flujo principal produce un movimiento helicoidal en las líneas de corriente (fig 2). Esto hace que el material erosionado de la orilla en una determinada sección de la curva sea depositado aguas abajo en la otra orilla. Por lo tanto, la curva, una vez iniciada, tenderá a crecer hacia afuera y esta tendencia será mayor cuanto mayores sean las velocidades tangenciales de la corriente y cuanto más brusca sea la curva.

Conforme crece la curva, la velocidad de la corriente disminuye, ya que la longitud de desarrollo del río aumenta disminuyendo su pendiente. En esta forma, llegará un momento en que la velocidad no sea capaz de alterar el material de la orilla exterior. El razonamiento anterior solo es posible si el gasto que pasa

por el río es constante. Generalmente sucede que conforme la curva progresa, en su inicio y al final, se forma una curva secundaria cuyo radio es pequeño, lo cual da lugar a que la capacidad erosiva de la corriente aumente en esa zona. Esto hace que el meandro se corte.

Para un determinado gasto formativo, el meandro en su fase intermedia puede ser estable. Se usa la misma definición que para un tramo recto.

Existen diversas fórmulas que relacionan entre sí las características geométricas de un meandro, en el caso que sea estable, ligándolas con las características hidráulicas (fig 3).

5.2 Criterio soviético

La escuela soviética tiene varias fórmulas para calcular el radio medio de curvatura de un meandro estable

Según Rasln

$$r = 100 \frac{\sqrt{Q}}{\phi} \quad (5.1)$$

Por otra parte, Makkaviev considera que

$$r = \frac{0.004}{S} \sqrt{Q} \quad (5.2)$$

o bien

$$r = 40 \sqrt{A_t} \quad (5.3)$$

Altunin propone en cambio la relación

$$3.5 B \leq r \leq 8 B \quad (5.4)$$

que permite una mayor flexibilidad al escoger el radio de una curva, y fija al mismo tiempo un valor máximo.

En el lado exterior de las curvas se alcanzan las mayores profundidades que Altunin relaciona con el tirante medio del tramo recto. La profundidad media o tirante medio en la zona exterior de la curva se puede calcular como

$$H_K = H (1 + \tau \sqrt{B/r}) \quad (5.5)$$

Según Altunin, la profundidad máxima que se puede alcanzar en la zona exterior de la curva es

$$H_m = \epsilon H \quad (5.6)$$

Los valores τ y ϵ son funciones de B/r y se calculan con la tabla 4.

Por otra parte, Altunin considera que la longitud media de un meandro se valúa como

$$L = (12 \text{ ó } 14) B \quad (5.7)$$

donde se toma el valor de 12 para terrenos de la zona intermedia y 14 para la zona de planicie.

5.3 Criterio de Blench

Para establecer sus fórmulas de equilibrio de meandros, Blench² se basó en el estudio hecho por Inglis, el cual recomienda que

$$L = 51 \sqrt{Q} \quad (5.8)$$

Según Blench

$$L = 22 (\Gamma_b / \Gamma_s)^{1/2} Q^{1/2} \quad (5.9)$$

y considera que existe una relación entre la amplitud del meandro y su longitud, siendo de 0.5 para arenas gruesas y de 1.5 para arena fina y arcilla.

5.4 Criterio de Leopold y Wolman

Leopold y Wolman⁵ han hecho recientemente estudios sobre la formación de meandros, encontrando una relación entre la pendiente del cauce y el gasto que pasa por el cauce principal. En la fig 4 se sintetizan sus resultados, según los cuales cualquier tramo de río que se encuentre debajo de la recta $S = 0.0125 Q^{-0.44}$ tendrá meandros. Obsérvese que esto no necesariamente es cierto, pero sí se obtiene un indicio bastante bueno.

Para valles de tipo aluvial, Leopold y Wolman obtuvieron las siguientes relaciones entre las diversas características geométricas de un meandro

$$L = 11 B^{1.01} \quad (5.10)$$

y

$$A_m = 3.04 B^{1.10} \quad (5.11)$$

$$L = 4.59 r^{0.98} \quad (5.12)$$

6. OBRAS DE DEFENSA

Cuando se desea encauzar un río, proteger sus márgenes en un sitio determinado, o bien rectificar un tramo del mismo, se utilizan principalmente, dos tipos de obras: los muros longitudinales y los espigones.

No se tratará aquí sobre los primeros, cuyo principal problema estriba en su procedimiento de construcción y en una buena selección de los materiales. Este último factor está en función de las velocidades de la corriente y del

posible olcaje de las embarcaciones cuando el río es navegable. Los muros longitudinales, una vez construídos, fijan en forma definitiva la orilla del cauce, lo cual es ventajoso con respecto a los espigones. En cambio, su construcción requiere una técnica más cuidadosa. Además, como la longitud expuesta a la corriente es grande, su mantenimiento debe ser constante y efectivo, principalmente porque si se presenta una falla en un punto, esta crece inmediatamente. Estos puntos de falla hacen que, para proteger el mismo tramo de un río el muro longitudinal sea generalmente más costoso que los espigones.

6.1 Espigones

Los espigones son muros no paralelos a la corriente, que se construyen en la orilla de los cauces con el fin de desviar las líneas de corriente y evitar que la orilla sea erosionada. Parte de la construcción está en tierra y sirve de liga entre el terreno y el espigón mismo; el resto está dentro de la corriente.

La distribución de los espigones se fija en planta en la misma forma que los muros, de acuerdo con el ancho y radio de curvatura obtenidos. Además se requiere fijar su longitud total, su longitud dentro de la corriente y la separación entre ellos.

El trabajo principal de los espigones es alejar de la orilla las líneas de corriente con fuerte velocidad. Con esto se crean zonas de calma relativa entre espigón y espigón, las cuales, en algunas ocasiones, se llenan paulatinamente con materiales arrastrados de otras zonas, hasta que se forma una nueva orilla estable.

Son muy variados los materiales con que se construyen espigones, principalmente de piedras, madera, concreto, etc. La obra puede impedir

el paso del agua, o bien dejarla pasar. En el segundo caso se emplean los espigones permeables que se utilizan principalmente en los cauces de avenida que actúan sobre la corriente, disminuyendo su velocidad, al aumentar la rugosidad en las zonas donde se colocan. Los espigones impermeables se han utilizado más ampliamente, mientras que los permeables han sido poco estudiados y aprovechados.

Altunin tiene un criterio para la determinación de las características de los espigones impermeables, con los cuales es posible regular un tramo de río. La longitud del espigón puede ser cualquiera entre un gran rango de valores, pero una vez escogida, la separación entre ellos es función de esa longitud; recomienda en forma general que la longitud de trabajo del espigón sea aproximadamente las $2/3$ de su longitud total, y que sea menor de $1/3$ del ancho de la superficie libre en el tramo recto. Lo anterior está expresado por

$$\left\{ \begin{array}{l} l_t = 2/3 L_t \\ l_t \leq 1/3 B \end{array} \right. \quad (6.1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_t = 2/3 L_t \\ l_t \leq 1/3 B \end{array} \right. \quad (6.2)$$

además, se debe cumplir que

$$L_t \geq H_p \sqrt{1 + M^2} \quad (6.3)$$

Una vez seleccionada la longitud, la separación entre espigones estará dada por (fig 5) :

$$D = \frac{\text{sen}(\theta + \gamma)}{\text{sen } \gamma} l_t \quad (6.4)$$

Comúnmente el ángulo de expansión γ tiene un valor

aproximado de 9 grados. Si los espigones se colocaron perpendicularmente a la orilla, su separación será

$$D = 4 l_1 \quad (6.5)$$

Esta separación se recomienda incluso cuando θ esté comprendida entre 75° y 90° .

Cuando los espigones se prolongan paralelamente a la orilla (fig 5b), la separación entre ellos aumenta y en ese caso D es igual a 5 ó 6 l_1 . No siempre conviene prolongarlos, ya que en la zona de esa prolongación, se requiere el mayor volumen de material.

Cuando se colocan espigones en curva, con un radio de curvatura pequeño, la separación puede encontrarse gráficamente como se indica en la fig 5c.

Una inclinación de 20° hacia aguas abajo, es decir, con un ángulo θ de 70° , parece ser la más apropiada para los espigones que trabajan la mayor parte del tiempo descubiertos. En el caso en que los espigones permanezcan la mayor parte del año cubiertos por el agua, se recomienda que el ángulo θ valga de 110 a 120° , es decir, que estén dirigidos hacia aguas arriba. Su separación es la misma que la obtenida con la ec 6.4.

Respecto a la construcción de estas obras, se puede mencionar que cuando están construidas con piedras, el diámetro mínimo de cada elemento se puede calcular por la fórmula de Isbach¹

$$d = \frac{V^2}{14.7 \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}} \quad (6.6)$$

Se debe dejar un volumen extra de material en la punta del espigón para que al producirse la erosión al pie de ella, sea rellenado el hueco con ese material y no se afecte el resto de la obra. Ese volumen se podrá calcular una vez que se conozca la erosión máxima que puede presentarse en esa zona.

7. RECONOCIMIENTO

El Ing. José Luis Sánchez B. hizo la revisión crítica del manuscrito.

Los diferentes puntos de vista fueron discutidos con el Ing. José Antonio Maza A. y con el Ing. Carlos Cruickshank, a quien se debe, además, la forma de presentar los diversos métodos.

8. REFERENCIAS

1. J.A. Maza Alvarez, "Socavación total en las pilas de los puentes", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1966).
2. T. Blonch, "Regime Behaviour of Canals and Rivers", Butterworths Scientific Publications, Londres (1957).
3. F. Engelund y E. Hasen, "Investigations of Flow in Alluvial Streams", Contributions from Hydraulic Laboratory. Universidad Técnica de Dinamarca. Boletín No. 9, 1965. Reimpreso del Acta Polytechnic Scandinavica, Copenhagen (1965).
4. R.J. Garde y M.L. Albertson, "Le Charriage de Fond Dans les Chanaux Alluviaux". La Houille Blanche, Grenoble (may-jun 1961).
5. L.B. Leopold, M. Gordon Wolman y J.P. Miller, "Fluvial Processes in Geomorphology", W.H. Freeman and Company, San Francisco y Londres (1964).

TABLA I

VALORES DE f , A Y m PARA CAUCES ESTABLES, EN QUE EL GASTO FORMATIVO ES DEL 3 AL 10 POR CIENTO, EN UN AÑO (SOLO DEL 3 AL 10 POR CIENTO DE LOS GASTOS ANUALES SON MAYORES QUE ESE GASTO)

Zona del río y condición del cauce	f	Número de Froude	Parámetro A tipo de sección		Exponente m cuando $K = 10$ tipo de sección	
			a	b	a	b
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras	>10	> 1.0	0.50	0.75	-	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, boleq y guijarros. Rápidos y pendiente cercana a la crítica	7	1.0 - 0.5	0.75	0.90	1.00	0.80
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado de guijarros, grava y arena. Corriente tranquila.	6	0.50 - 0.20	0.90	1.0	0.80	0.75
Zona intermedia. Cauce formado de arenas grueso, medio y fina. Corriente tranquila.	5	0.20 - 0.04	1.0	1.1	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.						
a. Río caudaloso.	2	0.20 - 0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b. Río poco caudaloso	1	0.30 - 0.20	1.3	1.7	0.60	0.50

TABLA 2

VALORES DE LA VELOCIDAD V_{ϕ} DE FORMACION DEL CAUCE EN
 FUNCION DEL DIAMETRO DE LAS PARTICULAS EN MOVIMIENTO
 (Calculada para un tirante medio de 1m)

Diámetro en mm	V_{ϕ} en m/seg	Diámetro en mm	V_{ϕ} en m/seg
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5.0	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.76
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

T A B L A 3
 FORMULAS PARA EL CALCULO DE CAUCES ESTABLES FORMADOS EN
 TERRENOS CONSTITUIDOS POR MATERIALES QUE VAN DESDE ARENA
 GRUESA HASTA GUIJARROS.

(diámetro mayor de 1 mm)

Variable por calcular	$\alpha = \frac{1}{5}$	$\alpha = \frac{1}{4}$	$\alpha = \frac{1}{3}$
	<u>primer problema</u>	Se conocen S, V ϕ , A	
H	$\frac{0.732 V\phi^{10/3}}{(1000 S)^{10/9}}$	$\frac{0.685 V\phi^4}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.565 V\phi^6}{(1000 S)^2}$
V	$V\phi H^{1/5}$	$V\phi H^{1/4}$	$V\phi H^{1/3}$
q	HV	HV	HV
B	$\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$	$\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$	$\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$
Q	qB	qB	qB
	<u>segundo problema</u>	Se conocen Q, V ϕ , A	
S	$\frac{0.00192 A^{0.653} V\phi^{3.26}}{Q^{0.325}}$	$\frac{0.00163 A^{0.568} V\phi^{3.21}}{Q^{0.268}}$	$\frac{0.00123 A^{0.31} V\phi^{3.19}}{Q^{0.156}}$
B	$\frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}}$
q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
H	$\left(\frac{q}{V\phi}\right)^{5/6}$	$\left(\frac{q}{V\phi}\right)^{4/9}$	$\left(\frac{q}{V\phi}\right)^{3/8}$
V	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$
	<u>tercer problema</u>	Se conocen Q, S, A	
ϕ	$\frac{0.817 Q^{0.10} (1000 S)^{0.307}}{A^{0.2}}$	$\frac{0.855 Q^{0.085} (1000 S)^{0.512}}{A^{0.175}}$	$\frac{0.943 Q^{0.049} (1000 S)^{0.317}}{A^{0.10}}$
B	$\frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}}$
q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
H	$\left(\frac{q}{V\phi}\right)^{2/6}$	$\left(\frac{q}{V\phi}\right)^{4/9}$	$\left(\frac{q}{V\phi}\right)^{3/8}$
V	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$

TABLA 4

$\frac{B}{r}$	τ	$1 + \tau \sqrt{\frac{B}{r}}$	ϵ
0	0	1.00	1.27
0.16	0.60	1.24	1.48
0.20	0.60	1.27	1.84
0.25	0.65	1.33	2.20
0.33	0.75	1.43	2.57
0.50	0.85	1.60	3.00
0.70	2.00	2.69	3.00
1.00	2.00	3.00	3.00

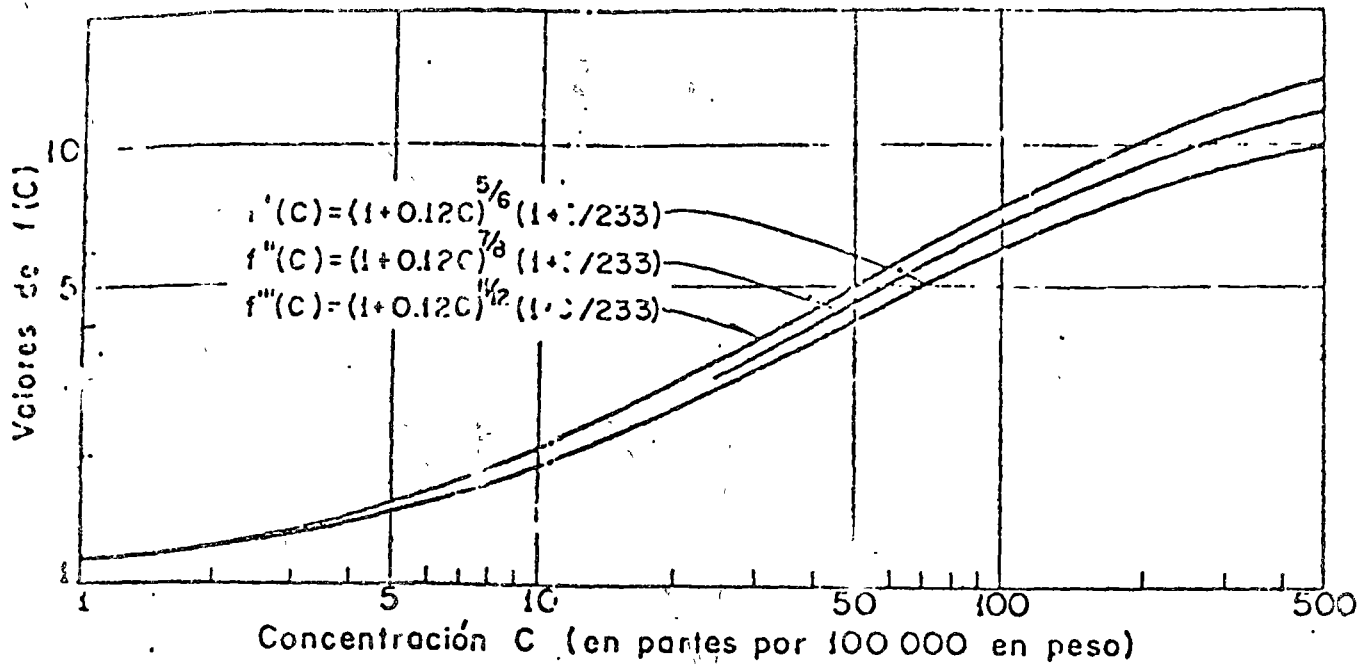


Fig 1

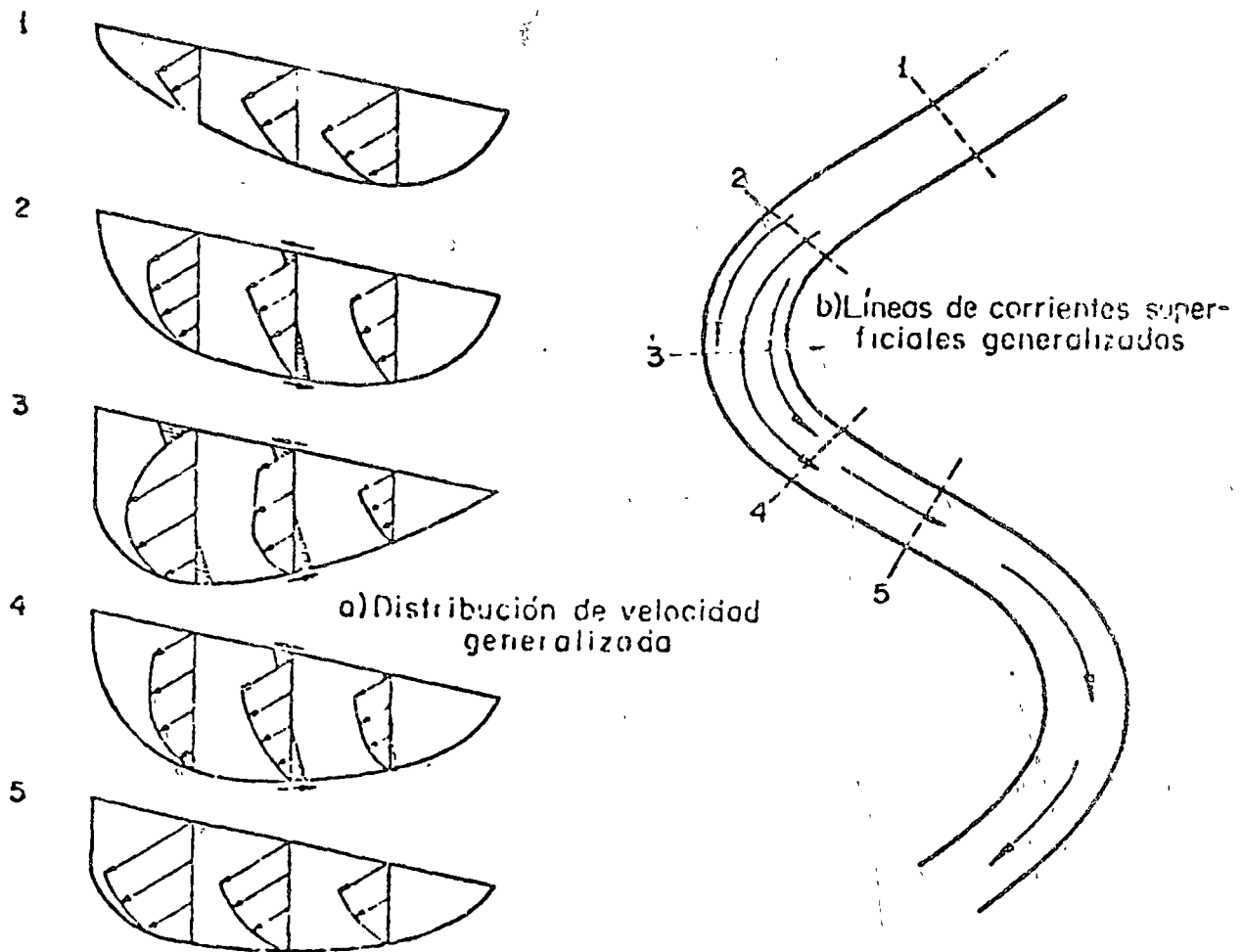


Fig 2 Vista isométrica de un diagrama generalizado de distribución de flujo en un meandrio

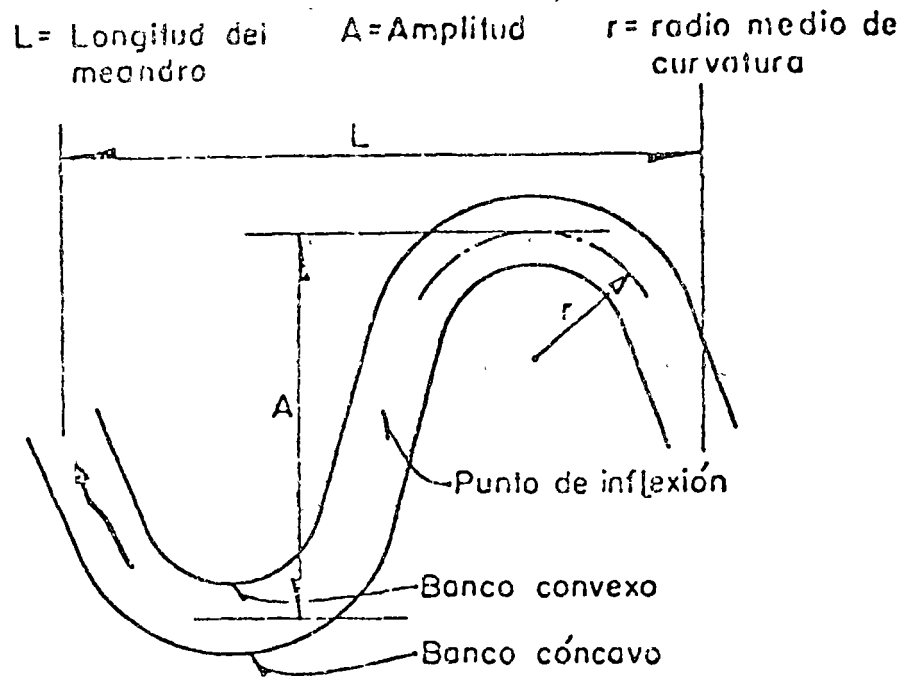


Fig 3 Características geométricas de un meandro

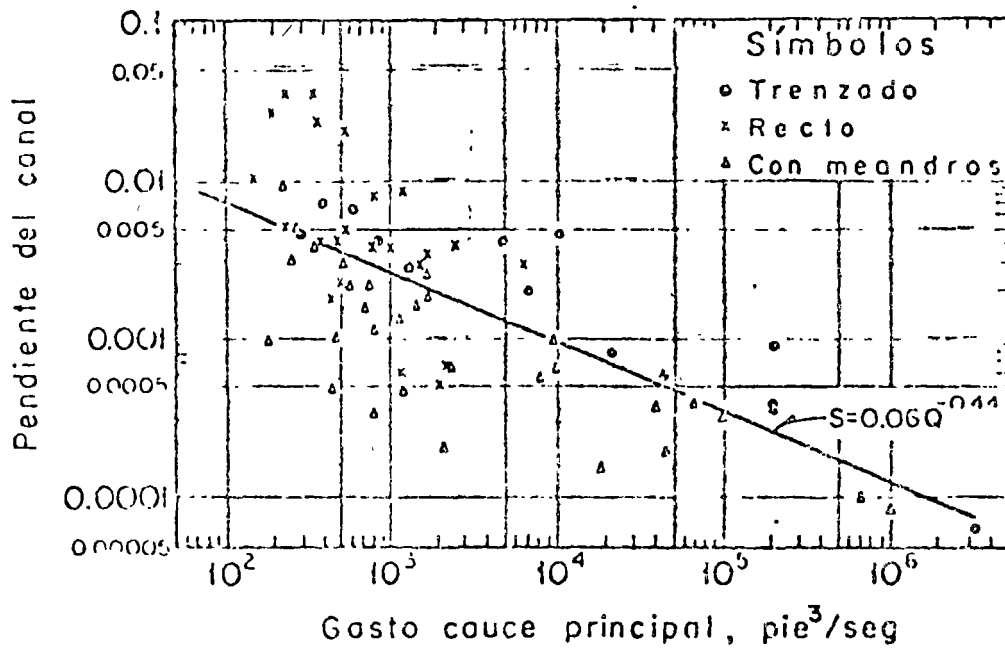


Fig.4 Relación gasto-pendiente de datos de canales con meandros y trenzados

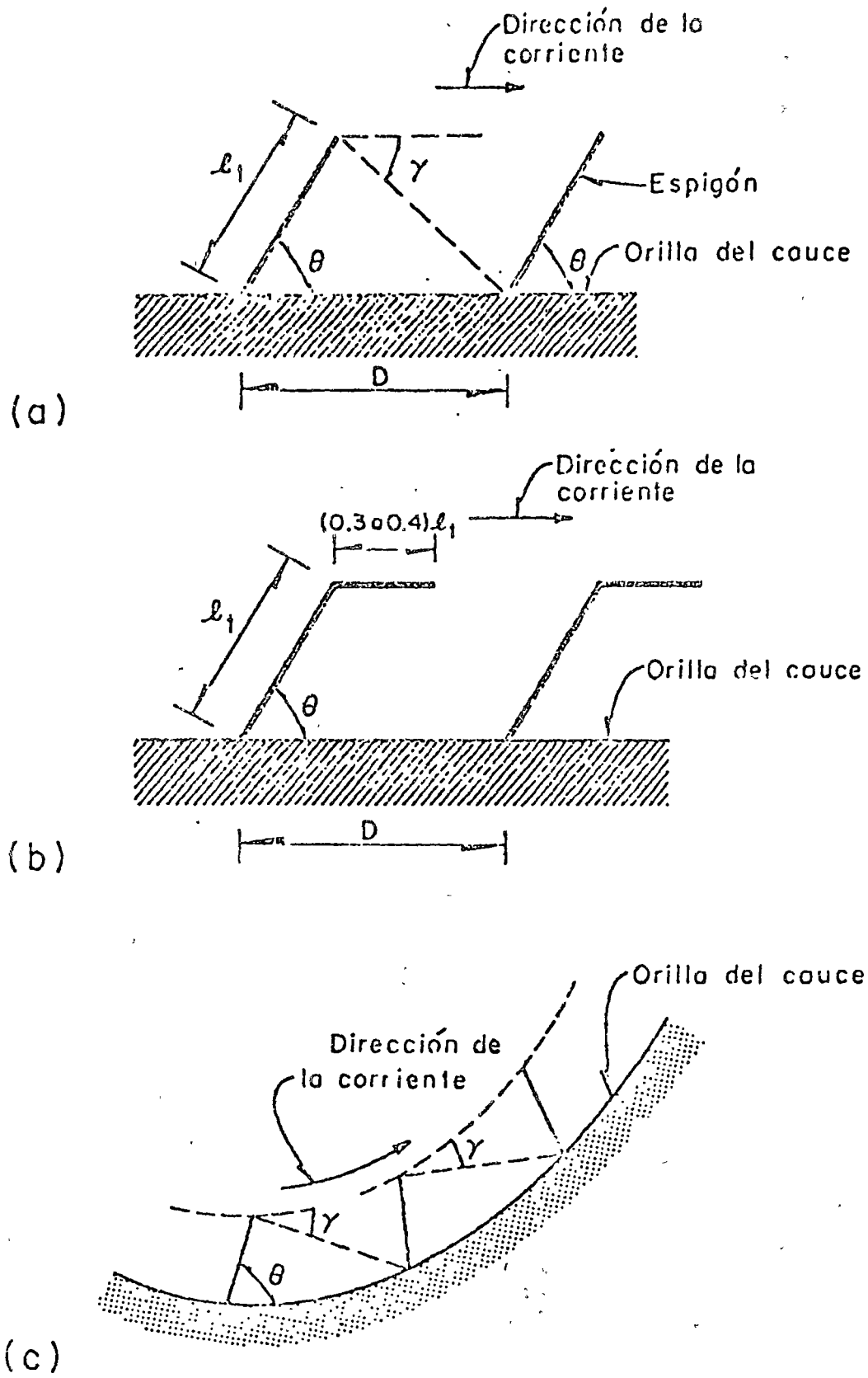


Fig 5. Características geométricas de los espigones

puede dañar rancherías, tierras dedicadas a la agricultura, caminos secundarios.

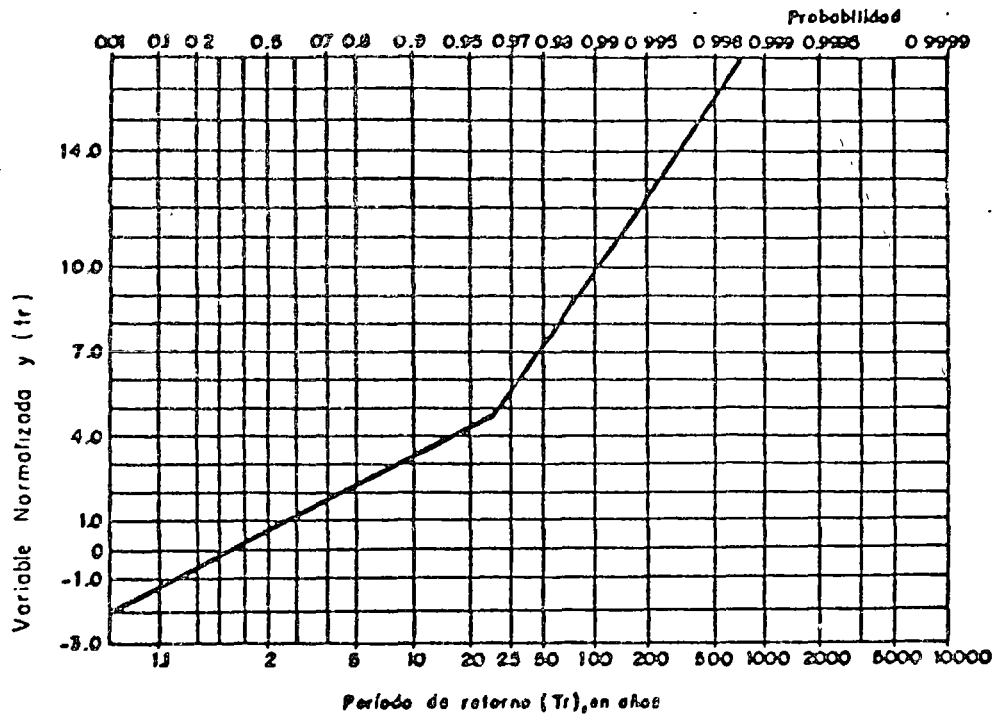
Clase (b) Estructuras localizadas en áreas predominantemente rurales o agrícolas cuya falla pueda causar daños aislando áreas habitables, caminos principales o vías de ferrocarril, o causar interrupción del uso de servicios de importancia pública.

Clase (c) Estructuras localizadas donde su falla pueda causar pérdidas definitivas, serios daños a zonas habitacionales, industriales y comerciales, servicios públicos, caminos o ferrocarriles.

6.2.3 Gastos máximos

Un intento para cuantificar gastos de diseño a sido desarrollado a través de una regionalización del país (ref 2), misma que se muestra en las tablas 6.2.4 y - 6.2.5 junto con las figs 6.2.1 y 6.2.2

En los anexos A y B se muestran dos formas de cuantificar el gasto, una a través de un análisis directo de escurrimientos en el caso de disponer en el sitio en estudio de una estación hidrométrica y otra a partir de la aplicación de un modelo simplificado lluvia - escurrimiento, con apoyo en un análisis de tormentas.



REGION G

$$Q(Tr) = A \cdot Y(Tr) + B$$

a $Q(Tr)$ gasto máximo para un período de retorno (Tr) m^3/seg

$Y(Tr)$ valor de la variable normalizada para un período de retorno (Tr)

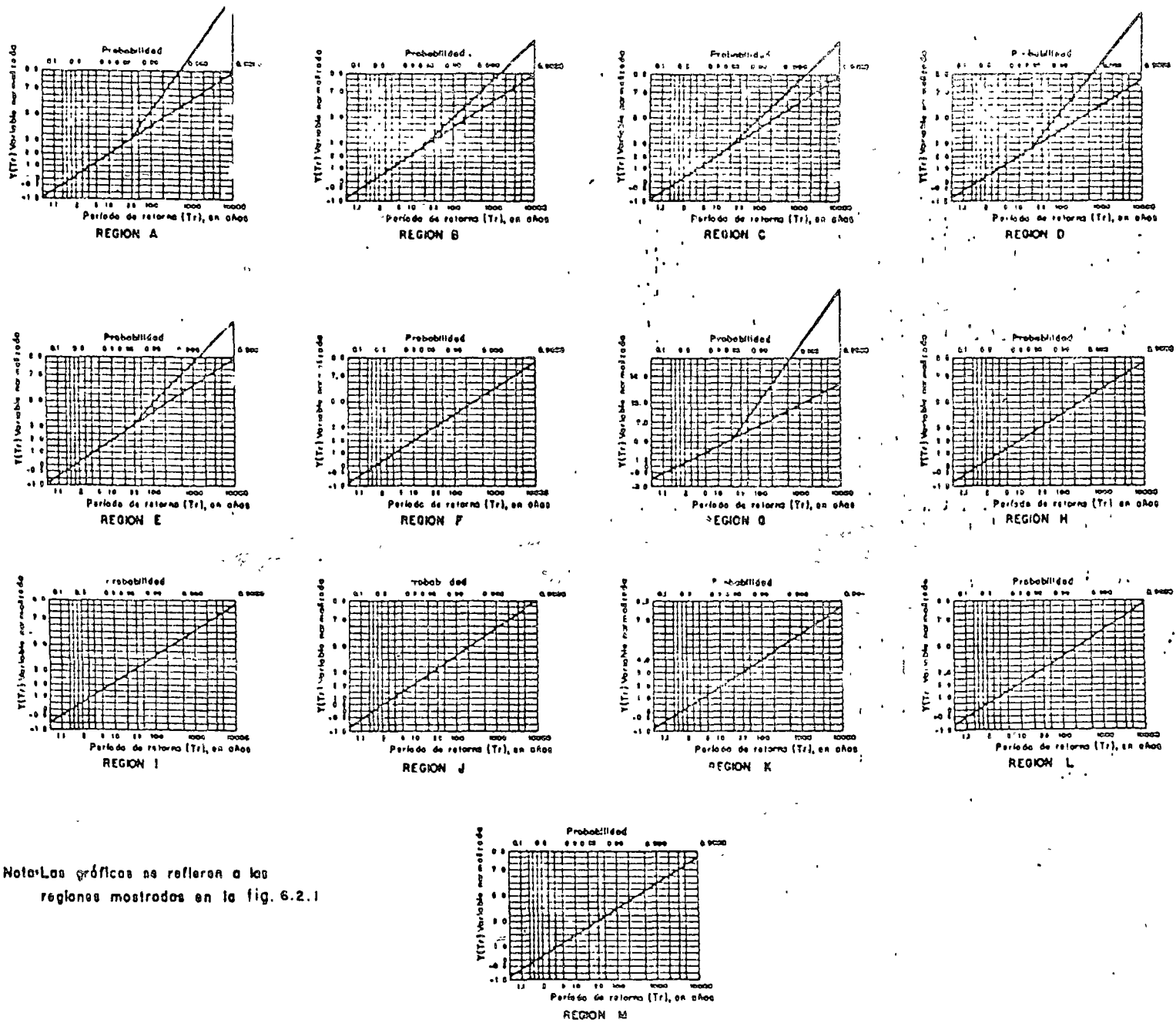
A y B parámetros regionales de Gumbel estimados con las ecuaciones del cuadro

* Los valores del gasto máximo se consideran válidos para cuencas con área mayor de 500 Km^2 y pendientes menores del 8%

Tabla 6.2.4 Estimación del gasto máximo en función de la variable normalizada.



FIG.6.2.1 REGIONALIZACION PARA GASTOS MAXIMOS



Nota: Las gráficas se refieren a las regiones mostradas en la fig. 6.2.1

Fig. 6.2.2 Estimación de la variable normalizada para la regionalización de gastos máximos.

Figura	Parámetros regionales A y B Gumbel I para gastos máximos		Número de estaciones-año
A	$A = \frac{0.62 \quad 0.32 \quad 0.51 \quad 1.15}{\frac{AR \quad S \quad I}{10.18}}$	$B = \frac{0.34 \quad 0.36 \quad 0.42 \quad 1.01}{\frac{AR \quad P \quad I}{547.95}}$	448
B	$A = \frac{1.73 \quad 0.25 \quad 3.40 \quad 3.01}{\frac{AR \quad S \quad P}{2.79}}$ $1.07 \quad I$	$B = \frac{173407 \quad L \quad S \quad P}{\frac{0.60 \quad 3.60}{AR \quad I}}$	208
C	$A = \frac{0.56 \quad 0.37 \quad 1.12}{\frac{AR \quad S \quad P}{0.42 \quad 0.43}}$ $1.13 \quad L \quad I$	$B = \frac{0.41 \quad 0.14 \quad 0.77}{\frac{0.28}{2.16 \quad L}}$	253
D	$A = \frac{0.53 \quad 1.23}{\frac{5.71 \quad AR \quad I}{0.10 \quad 0.71}}$ $L \quad P$	$B = \frac{0.47 \quad 0.656 \quad 0.86}{\frac{0.07 \quad 0.30}{2267 \quad L \quad E}}$	450
E	$A = \frac{0.50 \quad 1.45}{\frac{AR \quad P}{0.09 \quad 0.24 \quad 0.21}}$ $6336 \quad I \quad S \quad L$	$B = \frac{0.39 \quad 0.52 \quad 0.39 \quad 2.65}{\frac{0.08}{Exp \quad 16.2 \quad I}}$	450
F	$A = \frac{0.53 \quad 0.67 \quad 1.81}{\frac{3.82 \quad AR \quad S \quad I}{0.76}}$ P	$B = \frac{0.48 \quad 0.64 \quad 2.77}{\frac{0.50}{1.21 \quad AR \quad S \quad I}}$ P	283
G	$A = \frac{0.44 \quad 0.80}{\frac{AR \quad I}{15.5 \quad S}}$	$B = \frac{0.61 \quad 0.72 \quad 0.52}{\frac{0.34 \quad 0.16}{529 \quad L \quad S}}$	499
H	$A = \frac{0.33 \quad 0.28 \quad 0.13 \quad 0.36 \quad 0.71}{\frac{AR \quad S \quad P \quad I}{12.40}}$	$B = \frac{0.42 \quad 0.32 \quad 1.77 \quad 0.62}{\frac{Exp \quad 14.4}{AR \quad L \quad P \quad I}}$	261
I	$A = \frac{0.44 \quad 2.90}{\frac{AR \quad I}{0.97 \quad 0.81}}$ $29375 \quad S \quad P$	$B = \frac{0.40 \quad 2.48}{\frac{0.82 \quad 1.10}{117 \quad S \quad P}}$	100
J	$A = \frac{0.33 \quad 0.88}{\frac{22 \quad AR \quad P}{1.14 \quad 0.18}}$ $I \quad L$	$B = \frac{0.80 \quad 1.06}{\frac{0.17}{149 \quad L}}$	197
K	$A = \frac{0.41}{\frac{2696 \quad L}{0.60 \quad 0.54 \quad 0.65}}$ $S \quad P \quad I$	$B = \frac{0.45 \quad 0.21 \quad 0.76}{\frac{0.49}{250 \quad S}}$	222
L	$A = \frac{0.56 \quad 1.46}{\frac{Exp \quad 38.5 \quad L \quad S}{0.62 \quad 3.80}}$ $AR \quad I$	$B = \frac{1.08 \quad 1.26 \quad 0.44}{\frac{2.35 \quad 0.42}{Exp \quad 22.8 \quad L \quad S \quad P}}$ $I \quad AR$	198
M	$A = \frac{0.28 \quad 0.37 \quad 0.59 \quad 0.68}{\frac{AR \quad S \quad P \quad I}{0.12}}$ $4.8 \quad L$	$B = \frac{0.84 \quad 0.42 \quad 1.28 \quad 0.46}{\frac{0.40}{2379 \quad L}}$	152

A y B Parámetros de Gumbel
L. Longitud, en Km AR. Area, en km² S. Pendiente, en fracción P. Precipitación media anual, en mm I. Precipitación máxima en 24 hrs. y periodo de retorno de 10 años, en mm.

TABLA 6.2.5

Ecuaciones regionales de gastos máximos

6.2.4 Bibliografía

1. Navarro, J.L., Sánchez, J.L y Téllez, J.F. "Un criterio para la selección del período de retorno para el diseño de obras de desvío". Pub. Téc. SRH, vol. III, No. 1 (1974) pp 52 - 59
2. S.A.R.H., "Plan Nacional Hidráulico", 1975, segunda parte, Subsecretaría de Planeación, S.A.R.H. (1975) .
3. Chow, V.T. " A general formula for hydrologic frequency analysis", Transactions American Geophysical Union, Vol. 32 (1961)
4. Woods, K.B., Berry, D.S. y Geotz, W.H. "Highway Engineering Hand Book" Mc. Graw Hill Book Co. Inc. Nueva York (1960)
5. "Airport Drainage" Federal Aviation Agency, A.C. 150/5270 - 1 (1966) .
6. "Earth Dams and Reservoirs" Soil Conservation Service, Washington D.C. Engineering Div. NTIS, PB - 260 770, Junio 1976
7. R. Springall "Análisis estadístico y probabilístico de datos hidrológicos" - Facultad de Ingeniería, UNAM (1975)
8. E.J. Gumbel "The Return Period of Floods", Annals Mathematical Statistics, Vol XII, No. 2 (junio 1941)
9. F. González V. "Contribución del análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río " Publicación del Instituto de Ingeniería, - - UNAM, No. 277 (Diciembre 1970) .
10. Ven Te Chow, "Hidrologic Determination of Waterway Areas for the Design - of Drainage Structures in Small Drainage Basins". Boletín No. 462, Universidad de Illinois (1962)



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

CONTROL DE CAUCES
RECTIFICACION Y ESTABILIZACION DE CAUCES
EJEMPLOS DE APLICACION

DR. ROLANDO SPRINGALL G.

ABRIL, 1978.



6.3 Rectificación y estabilización de cauces

El análisis relativo a la rectificación y estabilización de cauces se puede plantear a través de la teoría de los cauces estables y de la socavación de cauces naturales. En el anexo C se muestra la teoría por estudiar relativa a los cauces estables y en el anexo D la relación con la socavación en cauces naturales .

6.4 Ejemplos de aplicación

6.4.1 Ejemplo de aplicación relacionado con el anexo A

Deducir la avenida de diseño para un período de retorno de 50 años en el río Tecolapa hasta la estación Angel R. Cabadas.

- Localización y descripción de la zona en estudio (ref 6).

Está contenida dentro de la región hidrológica No. 28 correspondiente a la cuenca del río Papaloapan. Es subafluente del río Tecomate, el cual fluye por margen derecha al río Papaloapan. Se encuentra en la parte baja del río mencionado cerca de su desembocadura al Golfo de México, en el estado de Veracruz. El sitio de análisis se sitúa a orillas de la población de Angel R. Cabadas, Veracruz se afora desde un puente con claro entre los estribos de 22 metros y se cuenta con 18 años de registro.

- Características de la cuenca (ref 5).

El área de la cuenca del río Tecolapa hasta la estación Angel R. Cabadas es de 124.7 Km² por lo que se considera una cuenca pequeña. La pendiente de la

cuenca es de 0.0890 (método de Nash) y la del cauce es de 0.0162. La longitud del cauce es de 32 Km; ésta y tributarios asciende a 43 Km. La densidad de drenaje es de 0.3448 (fig 3.5).

- Posición del problema

Dado que en el sitio en estudio se localiza una estación hidrométrica y es además una cuenca pequeña, la metodología a emplear corresponde a un análisis directo de escurrimiento. Como $T = 50$ años y $n = 18$ años se deduce que $5n = 90$ años; no se requiere regionalización ya que $T < 5n$. Esto es válido si los gastos máximos anuales corresponden a una sola población o bien si la población ciclónica comprende 10 valores.

Lo anterior se revisará en el siguiente inciso.

- Períodos de retorno de los gastos máximos anuales registrados

Para el análisis de los gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica Angel R. Cabadas, sobre el río Tecolapa, se ordenaron de mayor a menor como se muestra en la tabla 3.3, asignándoles sus correspondientes períodos de retorno de acuerdo con la ec 3.1, la cuál como $n = 18$ años, se puede escribir como $T = 19/m$. Así para el gasto máximo anual más grande, como $m = 1$, $T = 19$ años; para el siguiente $m = 2$, $T = 9.5$ años; etc.

Dichos datos se graficaron en papel especial de probabilidades (fig 3.1), encontrándose de acuerdo con la fig 3.6 que la muestra contiene en forma aproximada

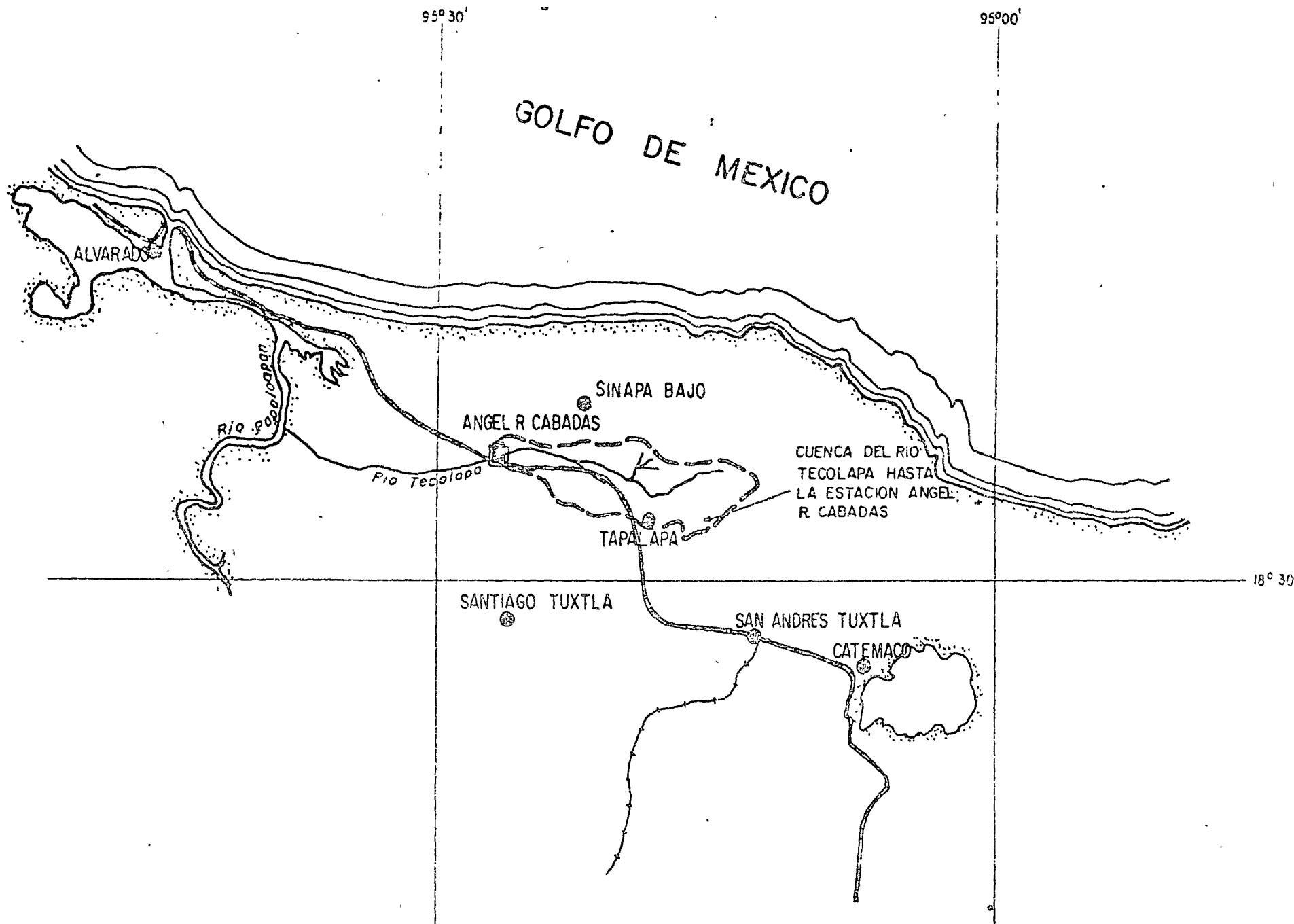


FIG. 3.5 LOCALIZACION DE LA ZONA EN ESTUDIO

TABLA 3.3

ANALISIS DE GASTOS MAXIMOS

ESTACION ANGEL R. CABADAS RIO TECOLAPA.

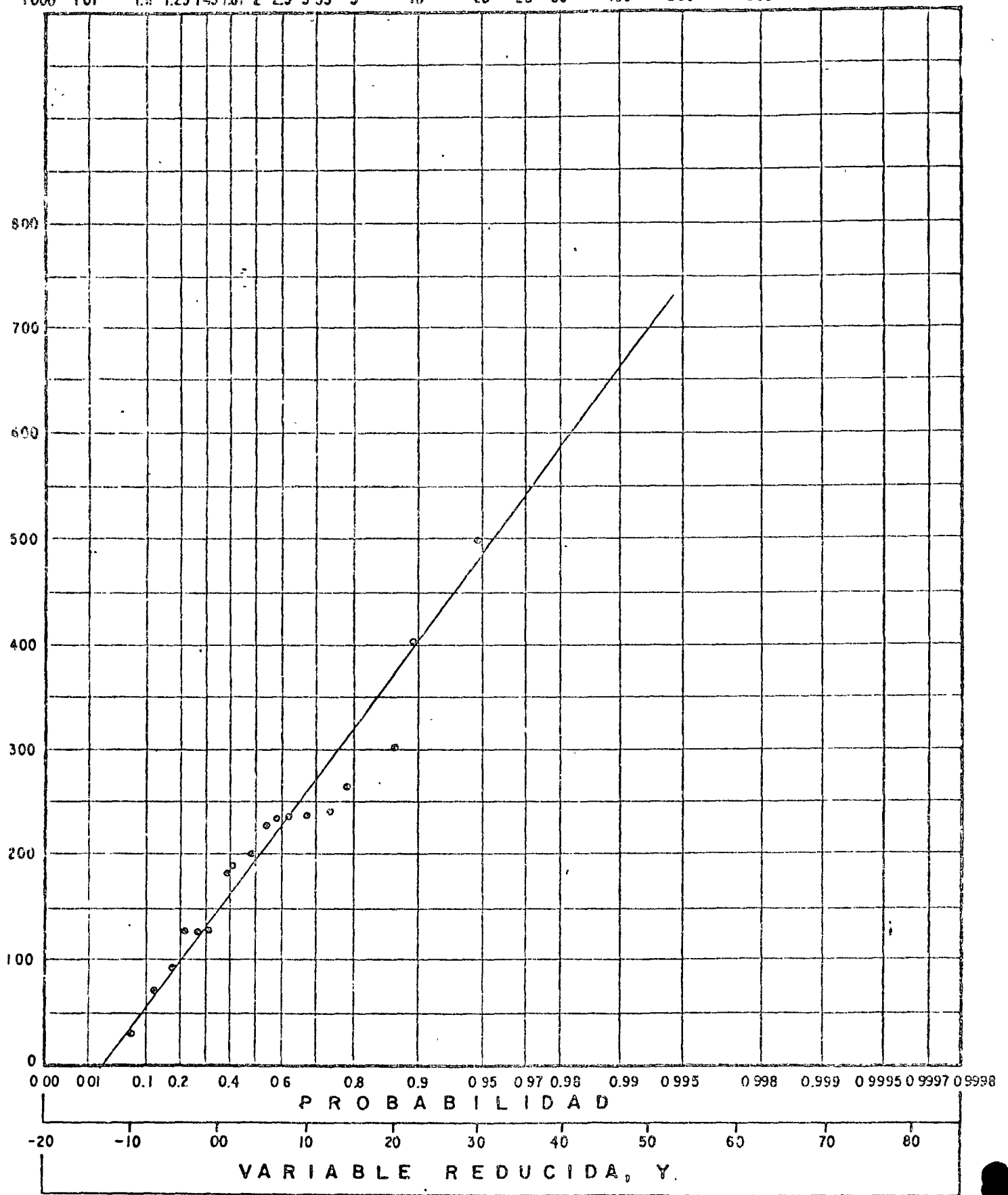
No. ORDEN	AÑO	GASTO MAX. ANUAL m ³ /seg.	Tm
1	1967	500.00	19.00
2	1960	404.00	9.5
3	1971	303.00	6.33
4	1974	265.00	4.75
5	1968	243.00	3.80
6	1966	236.00	3.17
7	1972	235.00	2.71
8	1969	234.00	2.38
9	1965	227.00	2.11
10	1970	200.00	1.90
11	1958	190.00	1.73
12	1973	182.00	1.58
13	1964	129.00	1.46
14	1961	128.00	1.36
15	1957	126.00	1.27
16	1962	94.10	1.19
17	1963	71.90	1.12
18	1959	28.30	1.06

Fuente : Ref.

PERIODO DE RETORNO (Años)

1000 101 1.1 1.25 1.43 1.67 2 2.5 3 3.33 5 10 20 25 50 100 200 500 1000 2000 3333 5000

GASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO



Fuente: Consultores, S. A.

Fig. 3.6 DISTRIBUCION DE GASTOS MAXIMOS ANUALES EN RELACION CON SUS PERIODOS DE RETORNO

una sola población. Por lo tanto, se puede continuar con el análisis.

- Distribución de frecuencias

En la tabla 3.4 se muestra el ordenamiento del cálculo. Con ello, de acuerdo con la ec 3.2 se tiene que

$$\bar{y} = \frac{3796.30}{18} = 210.91$$

De la ec 3.3 se deduce como

$$S_y = \sqrt{\frac{223794.58}{17}} = 114.74$$

De la tabla 3.1 se obtiene para

$$n = 18 \quad \bar{Y}_n = 0.5202 \quad \sigma_n = 1.0493$$

De la ec 3.4 se deduce finalmente que

$$y = 210.91 - \frac{114.74}{1.0493} \left(0.5202 + \log_e \log_e \frac{T}{T-1} \right)$$

Con lo cual efectuando operaciones se encuentra

$$y = 154.03 - 109.35 \log_e \log_e \frac{T}{T-1}$$

Expresión que relaciona el comportamiento de los gastos máximos anuales respecto a sus períodos de retorno. Para $T = 50$ años se deduce un valor medio de $Q_{\text{máx}} = 580.70 \text{ m}^3/\text{seg}$.

TABLA 3.4

ORDENAMIENTO DEL CALCULO PARA DEDUCIR LA
DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS

No ORDEN	AÑO	Gasto Máx. Anual Aforado y_i m ³ /seg.	$y_i - \bar{y}$	$(y_i - \bar{y})^2$
1	1967	500.00	289.09	83 573.03
2	1960	404.00	193.09	37 283.75
3	1971	303.00	92.09	8 480.57
4	1974	265.00	54.09	2 925.73
5	1968	243.00	32.09	1 029.77
6	1966	236.00	25.09	629.51
7	1972	235.00	24.09	580.33
8	1969	234.00	23.09	533.15
9	1965	227.00	16.09	258.89
10	1970	200.00	- 10.91	119.03
11	1958	190.00	- 20.91	437.23
12	1973	182.00	- 28.91	835.79
13	1964	129.00	- 81.91	6 709.25
14	1961	128.00	- 82.91	6 874.07
15	1957	126.00	- 84.91	7 209.71
16	1962	94.10	-116.81	13 644.58
17	1963	71.90	-139.01	19 323.78
18	1959	28.30	-182.61	33 346.41
n= 18	SUMA	3 796.30		223 794.58

Para calcular el intervalo de confianza Δy , dado que $T = 50$ años $> n = 18$ años, se requiere aplicar la ec 3.5. Así, de la fig 3.2 se tiene para

$$n = 18 \text{ años que } F(n) = 1.056$$

Substituyendo en la ec 3.5 se deduce

$$y = 114.74 (1.056) = 121.17$$

De esta manera, el gasto máximo de diseño relacionado a un período de 50 años resultaría

$$Q \text{ diseño} = Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 580.70 + 121.17 \hat{=} 702 \text{ m}^3/\text{seg}$$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

B O M B A S
(CONTINUACION)

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

ABRIL, 1978

EQUIPOS DE BOMBEO

APLICACIONES PRACTICAS.

Por: Ing. Federico Alcaraz L.

1) INSTALACIONES

Antes de iniciar cualquier instalación debemos estar conscientes de los materiales que emplearemos.

1.1) Tuberías.

- En los anexos 5101 y 5102 se detallan las propiedades de las tuberías de acero y sus accesorios.
- En el anexo 5103 se detallan las propiedades de la tubería de cobre.
- En los anexos 5115, 5116 se detallan las propiedades de la tubería de asbesto cemento.
- En los anexos 5120 y 5121 se detallan las propiedades de las tuberías de P.V.C. y sus accesorios.

1.2) Válvulas.

Hay varias clases de válvulas.

1.2.1) Válvulas de globo. (Fig. 1.2.1).

Se caracterizan por un cuerpo bridado, roscado ó soldado en cuyo centro tiene una cavidad esférica donde está el asiento. Son útiles, pues pueden controlar el gasto, pero sus pérdidas de energía son muy grandes por lo que no se recomiendan en instalaciones importantes.

1.2.2) Válvulas de compuerta (Fig. 1.2.2)

Que consisten en un cuerpo que puede ser obstruido al bajar o subir un disco. Como dejan libre el paso del agua, sin cambio de dirección, sus pérdidas de energía son bajas. No son adecuadas para controlar el flujo, por lo que casi siempre se usan ó abiertas ó próximas al cierre.

1.2.3) Válvulas de retención (Fig. 1.2.3)

Se usa para permitir el flujo en un solo sentido sin permitir, automáticamente, el retorno del fluido. Las mas comunes son las de columpio y las de asiento móvil. Es importante cuidar la dirección y la posición (horizontal ó vertical) de la válvula pues no son intercambiables.

1.2.4) Válvulas macho. (Fig. 1.2.4)

Consisten en un cuerpo atravesado por una espiga la que tiene un agujero con un diámetro igual al de la válvula. La espiga puede girar de manera que el agujero quede alineado o nó con la válvula, permitiendo así el control del flujo.

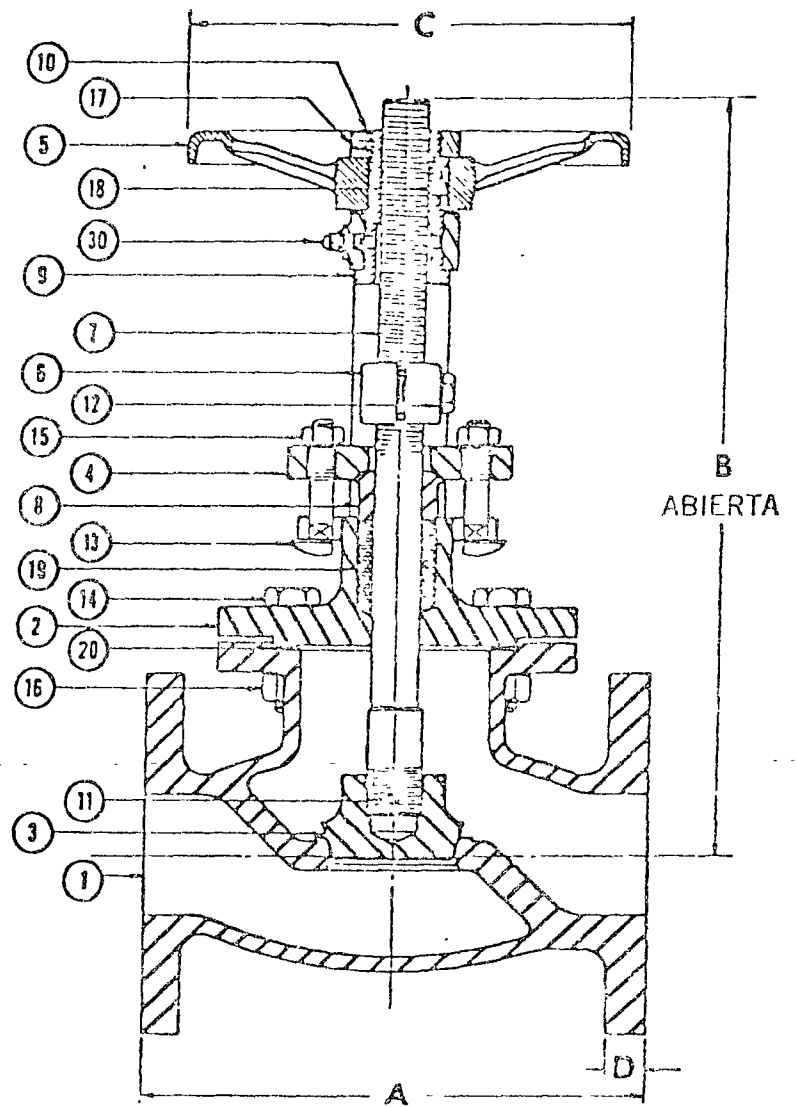
Estas válvulas son económicas y sirven también para controlar el flujo. Son muy recomendables, entre sus variedades se encuentra:

- La válvula de bola; con la espiga en forma esférica.
- La válvula macho lubricada; que se puede engrasar interiormente lo que la hace perfectamente estanca.

1.2.5) Válvula de mariposa (Fig. 1.2.5)

LISTA DE PARTES

- 1 CUERPO
- 2 BONETE
- 3 DISCO
- 4 PRENSA ESTOPA
- 5 VOLANTE
- 6 CUÑERO
- 7 VASTAGO
- 8 ESTOPERO
- 9 YUGO
- 10 TUERCA DEL YUGO
- 11 DISCO PERNO
- 12 TORNILLO CUÑERO
- 13 TORNILLO ESTOPERO
- 14 TORNILLO BONETE
- 15 TUERCA ESTOPERO
- 16 TUERCA BONETE
- 17 PRISIONERO
- 18 VOLANTE CUÑERO
- 19 EMPAQUE
- 20 JUNTA

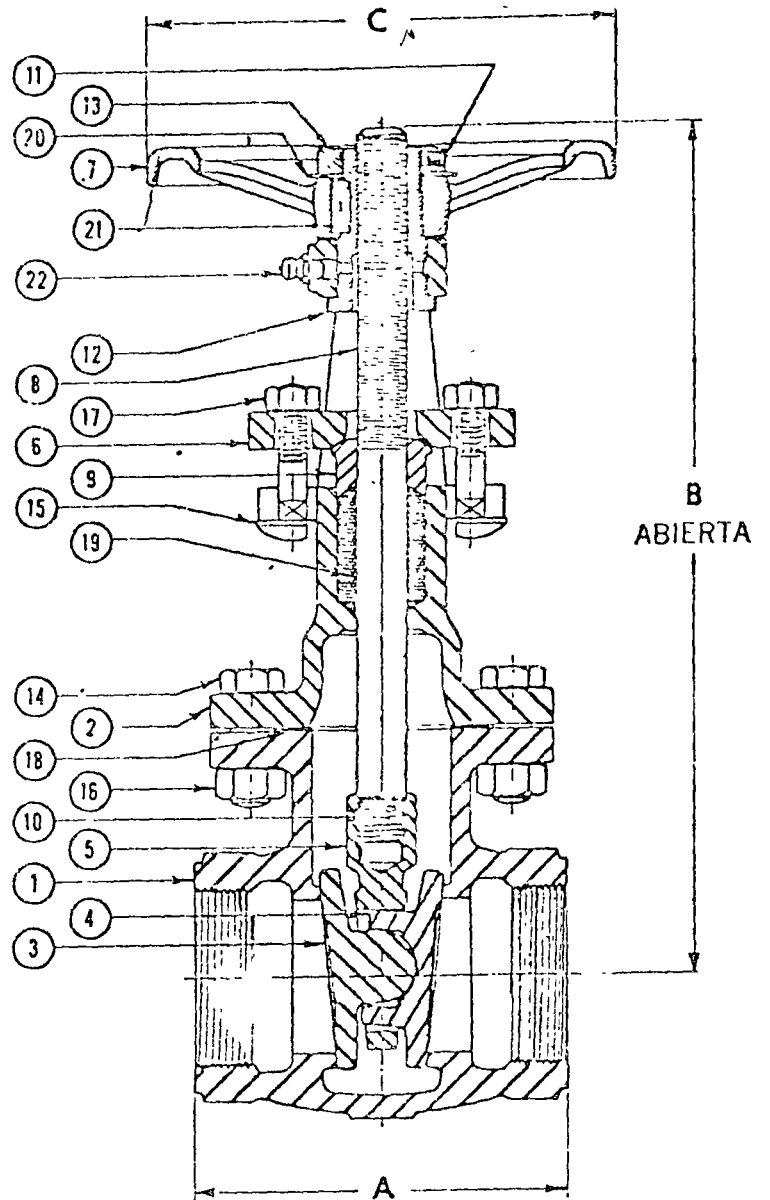


VALVULA GLOBO BRIDADA

Fig. 1.2.1 b

LISTA DE PARTES

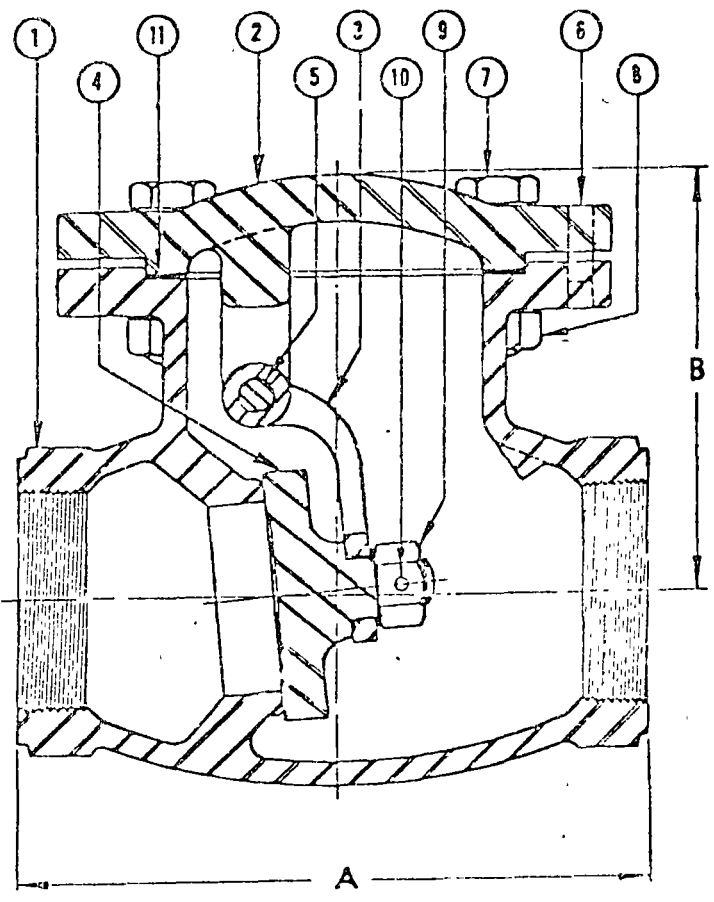
- | | |
|----|-------------------------|
| 1 | CUERPO |
| 2 | BONETE |
| 3 | PORTA COMPUERTA |
| 4 | COMPUERTA MACHO |
| 5 | COMPUERTA HEMBRA |
| 6 | PRENSA ESTOPA |
| 7 | VOLANTE |
| 8 | VASTAGO |
| 9 | ESTÓPERO |
| 10 | PERNO |
| 11 | PRISIONERO |
| 12 | YUGO |
| 13 | TUERCA DEL YUGO |
| 14 | TORNILLO BONETE |
| 15 | TORNILLO ESTOPERO |
| 16 | TUERCA BONETE |
| 17 | TUERCA ESTOPERO |
| 18 | JUNTA |
| 19 | EMPAQUE |
| 20 | PLACA DE IDENTIFICACION |
| 21 | CUÑERO VOLANTE |
| 22 | GRASERA |



VALVULA DE COMPUERTA

Fig. 1.2.2 a

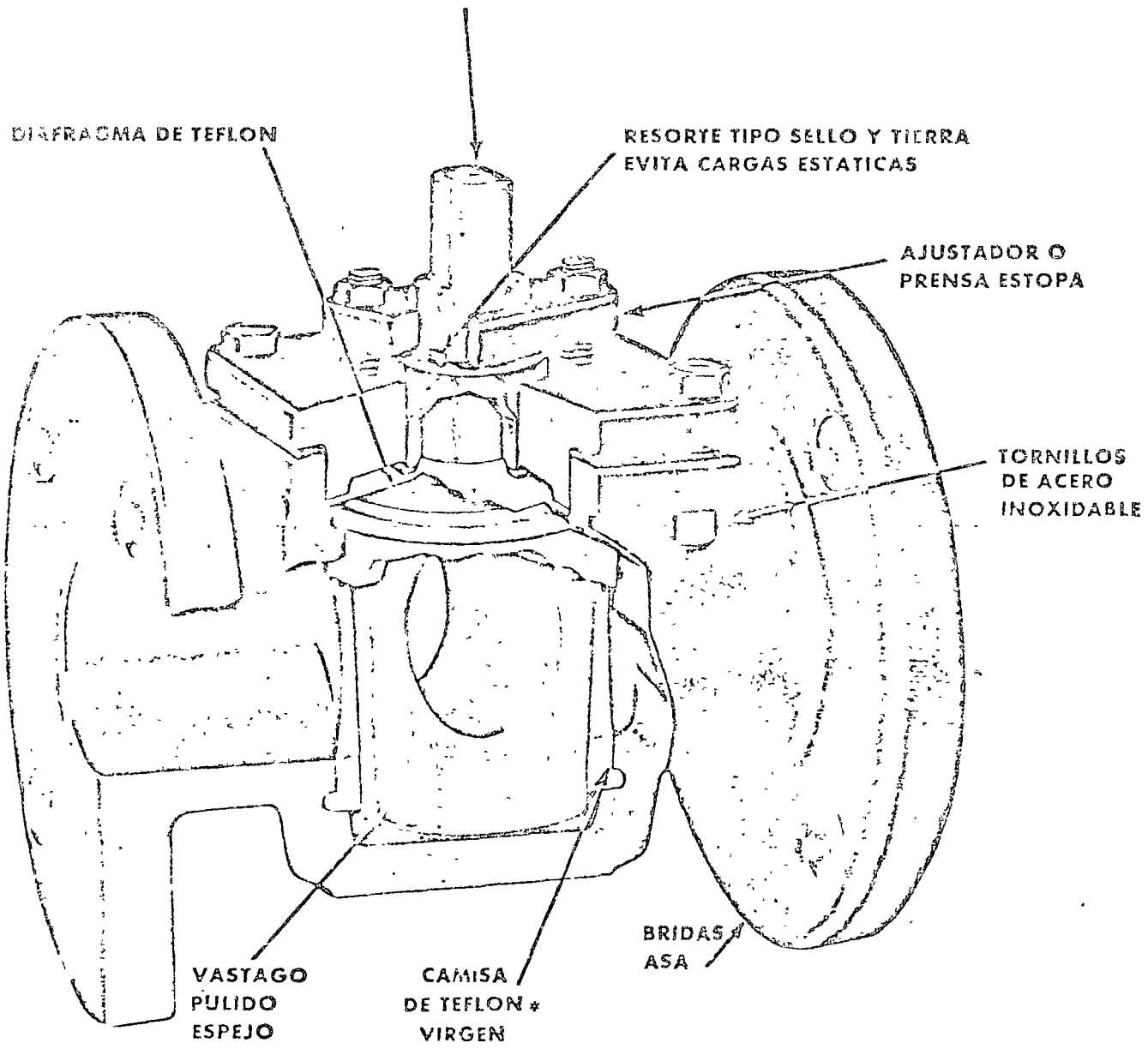
- LISTA DE PARTES**
- 1 CUERPO
 - 2 TAPA
 - 3 BRAZO DISCO
 - 4 DISCO
 - 5 FLECHA BRAZO
 - 6 PERNO TAPA
 - 7 TORNILLO TAPA
 - 8 TUERCA TAPA
 - 9 TUERCA DISCO
 - 10 PERNO DISCO
 - 11 JUNTA



VALVULA DE RETENCION

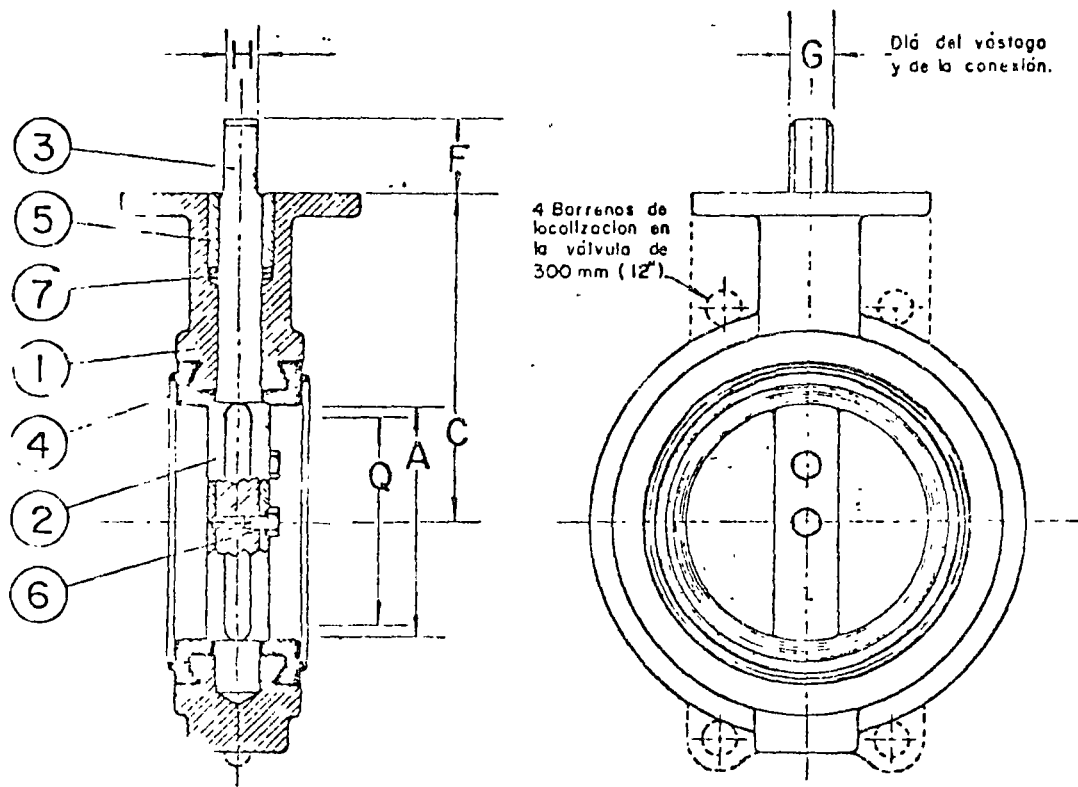
Fig. 1.2.3

PUEDA OPERARSE NEUMATICA O ELECTRICAMENTE SIN MODIFICAR
EL VASTAGO U OPERARSE CON PALANCA MANUAL



VALVULA MACHO

Fig. 1.2.4



PIEZA N ^o	DESCRIPCION	CANT.	PARTE N ^o .	OBSERVACIONES
1	CUERPO	1	203 - III	
2	DISCO	1	204 - III	
3	VASTAGO	1	205 - III	
4	ASIEN TO	1	206 - 100	150 mm o 200 mm, 206-III
5	BUJE	1	207 - III	
6	TORNILLO	2	905 - III	300 mm 3 Piezas.
7	EMPAQUE	1	928 - III	

VALVULA DE MARIPOSA

Fig. 1.2.5

Esta válvula consiste en un cuerpo dentro del cual hay un disco el que puede girar sobre un eje para colocarse perpendicular o paralelamente al flujo con lo que hacen el control. Generalmente son muy económicas y fáciles de operar.

1.2.6) Otras.

Como la válvula de diafragma, la válvula deslizante, las de tubo elástico, etc. que tienen pocas aplicaciones en instalaciones de bombeo.

1.3) Soportes.

Hay una gran variedad de soportes, una buena selección se describe en los siguientes anexos.

- Separación entre soportes en el anexo 5201, hoja 1/2.
- Separación entre tuberías de diferentes diámetros en el anexo 5201, hoja 2/2.
- Diferentes tipos de soportes:
 - a) Soporte en U en los anexos: 5202, 5203, 5204 y 5205.
 - b) Angulo vertical en el anexo 5206
 - c) Angulo horizontal en el anexo 5207
 - d) Abrazaderas en el anexo 5208, 5210, 5211, 5218 y 5219
 - e) Soportes a columnas en anexo 5209
 - f) Rodetes para tubo en anexo 5212
 - g) Varillas para soporte en anexo 5213
 - h) Fijadores y aseguradores en anexos 5214 y 5215
 - i) Soportes de gancho en anexo 5217

1.4) Instalaciones típicas.

- 1.4.1) Bombeo a la red con excedencias al tanque. Se detalla en anexo 5612, donde se ve una válvula de compuerta en la succión (se debe poner con el eje horizontal para evitar la entrada de aire), y en la descarga una válvula de retención para evitar que regrese el agua al parar la bom-

ba y se pierda presión en la red. Para poder reparar la bomba ó la válvula, adelante de ésta se coloca otra válvula de compuerta.

1.4.2) Instalaciones típicas de bombas.

Se detallan en anexo 5611, especialmente en la succión se debe poner especial cuidado en evitar las cámaras - de aire. En el anexo 3505 se detallan los controles e - léctricos.

1.4.3) Determinación de gastos.

Se detalla en artículo anexo, el método de Hunter.

1.4.4) Volúmen del tanque elevado.

Se detalla en un artículo anexo, la determinación del volúmen mínimo.

1.4.5) Volúmenes de cisterna, para n bombas.

Se detalla en anexo 5614 el método para determinar los volúmenes y posiciones de los electroniveles de control.

1.4.6) En equipos de construcción.

En anexo 5900 se detalla el sistema de bombeo de una - petrolizadora.

En anexo 5901 se detalla el sistema del hidráulico común en un equipo de construcción.

1.4.7) Factores que influyen en la selección de una bomba.

Se detalla en anexo 5610.

1.4.8) Símbolos.

Se detallan en anexos 5601, 5602, 5603 y 5604.

2) CALCULOS

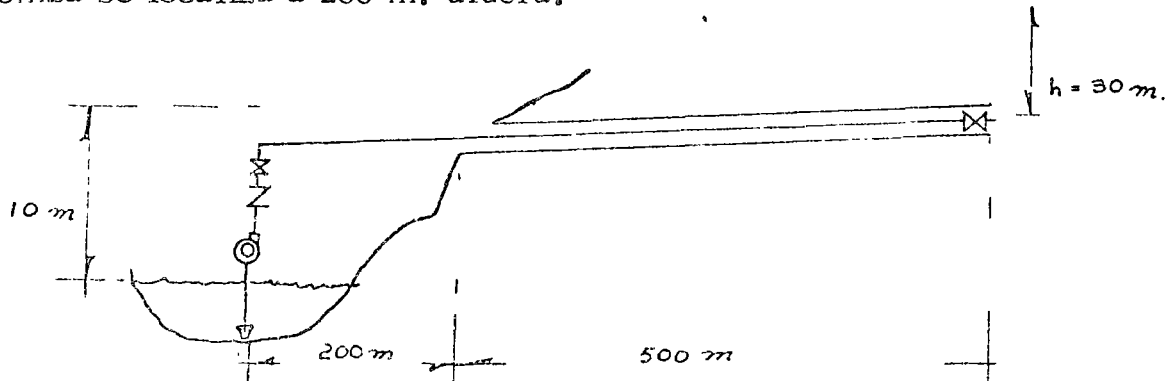
2.1 Pérdidas en tuberías

Estas se detallan para diferentes materiales y condiciones:

- En tuberías de acero en anexo 5311
- En tuberías de asbesto cemento en anexo 5312
- En tuberías de P.V.C. en anexo 5313
- En conexiones en anexo 5314.

2.2.1) EJEMPLO DE CALCULO DE UN SISTEMA DE BOMBEO.

Supongamos un túnel cuyo frente está a un kilómetro de la entrada y la bomba se localiza a 200 m. afuera.



La instalación tiene las siguientes características:

- Longitud de tubería exterior: 230 m.
- Accesorios:
 - 1 válvula de retención.
 - 2 válvulas de compuerta.
 - 3 codos de 90°
- Gasto requerido: 10 l.p.s. a 1.0 Kg/cm².
- Material: Cédula 80
- Longitud total:

Exterior:	230 m.
Interior:	500 m.
	730 m.
	=====

Longitud equivalente de accesorios:

Suponiendo 4": (norma 5314)

2 válvulas compuerta: $2 \times 1.8 = 3.6 \text{ m.}$

$$\begin{array}{r} 1 \text{ válvula retención:} \quad 21.0 \text{ m.} \\ 3 \text{ codos } 90^\circ: \quad 3 \times 7 = \underline{21.0 \text{ m.}} \end{array}$$

$$45.6 \text{ m.}$$

Longitudes:

	Tubería	730 m.
	Accesorios	<u>45.6 m.</u>

$$775.6 \text{ m.}$$

De la tabla de pérdidas por fricción en tuberías de cédula 40: (5311):

para 10 l.p.s. y 4":

$$hf / \text{ced. } 40 = 1.46 \text{ m.} / 100 \text{ m.}$$

$$v / \text{ced. } 40 = 1.22 \text{ m.} / \text{seg.}$$

Corrección por diámetro:

diámetro tubería de 4":

$$\text{cédula } 40: \quad 102.3 \text{ m. m.}$$

$$\text{cédula } 80: \quad 97.2 \text{ m. m.}$$

$$hf / \text{ced. } 80 = 1.46 \left(\frac{102.3}{97.2} \right)^5 = 1.89 \text{ m} / 100 \text{ m.}$$

$$v / \text{ced. } 80 = 1.22 \times \left(\frac{102.3}{97.2} \right)^2$$

$$v / \text{ced. } 80 = \underline{1.35 \text{ m} / \text{seg.}}$$

pérdidas totales por fricción:

$$hf = \frac{1.89 \times 775.6}{100} = 14.66 \text{ m.}$$

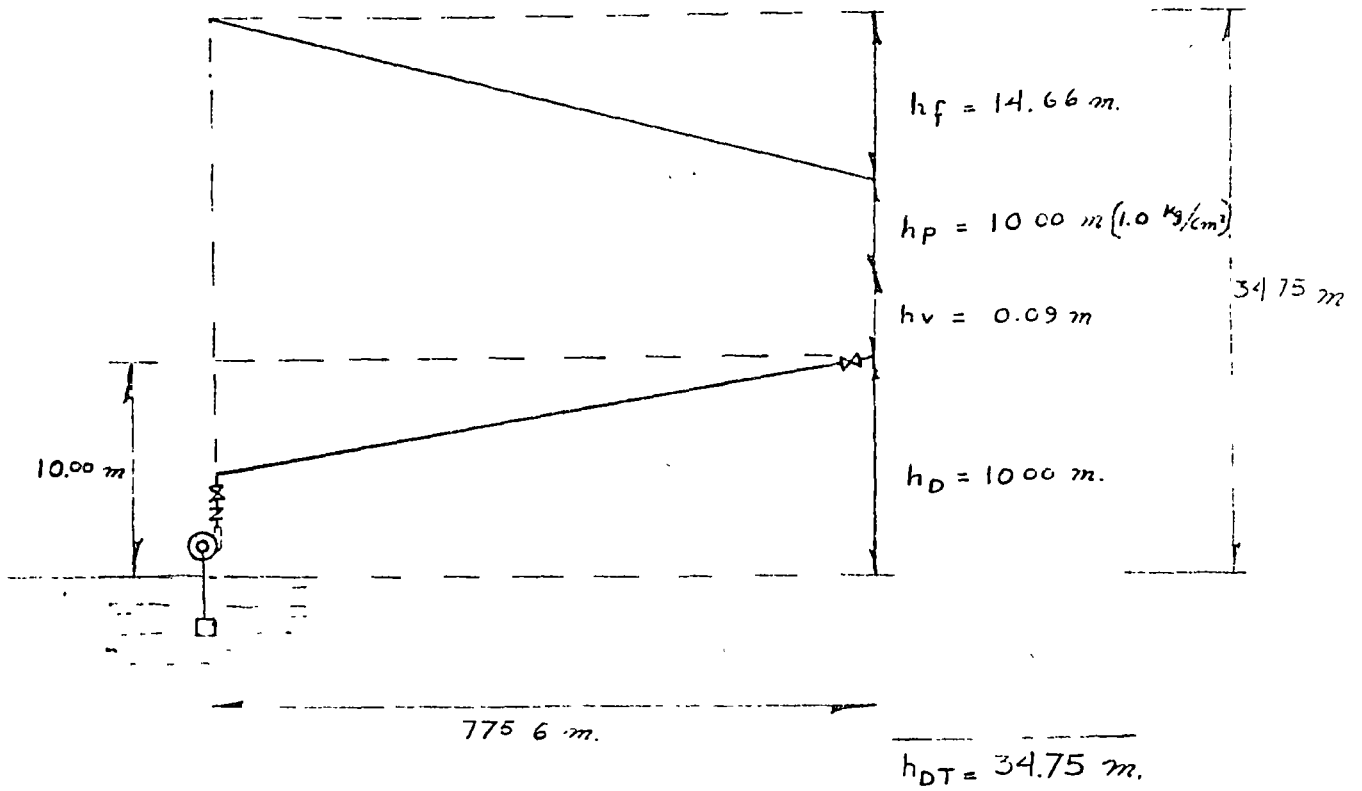
carga de velocidad:

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.35)^2}{2 \times 9.81} = 0.09 \text{ m.}$$

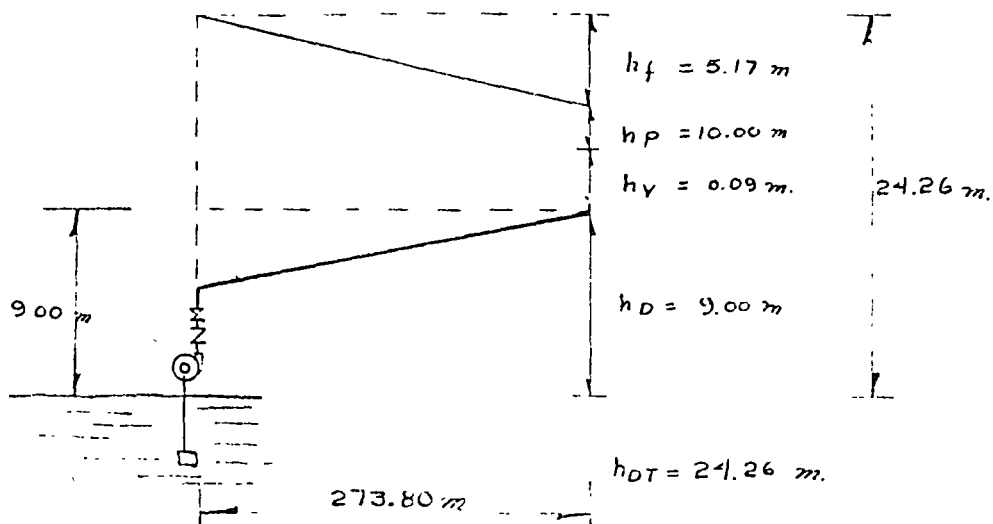
Para los 230 m. exteriores:

L =	230
1 válvula retención:	21.0
1 válvula compuerta:	1.8
3 codos de 90 °:	<u>21.0</u>
	273.80
	=====

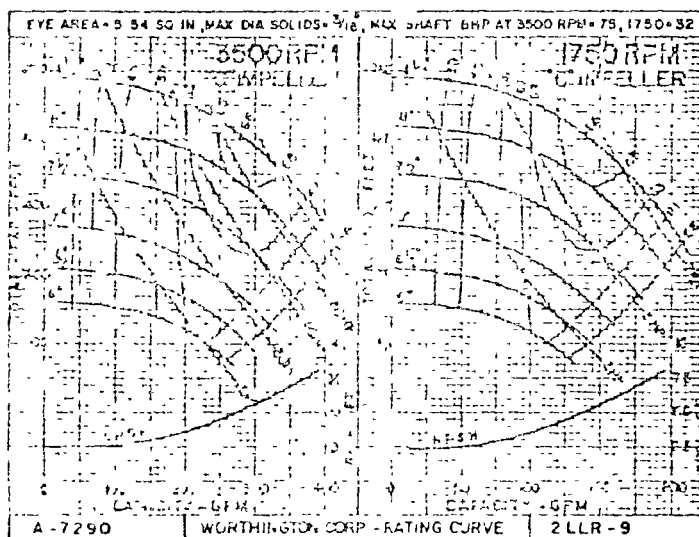
$$h_f = \frac{1.89 \times 273.8}{100} = 5.17$$



CONDICION FINAL



CONDICION INICIAL

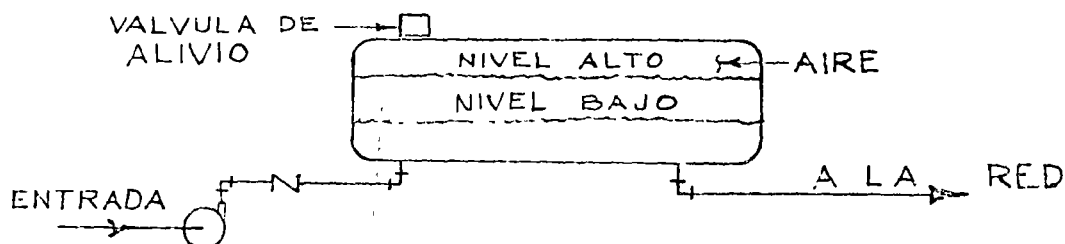


- LA BOMBA DEBE SER EFICIENTE PARA BOMBEAR 10 l.p.s. CONTRA UNA ALTURA QUE VARIA ENTRE 25 y 35 m.

2.2.2) Hidroneumáticos

2.2.2.1) Descripción:

Un hidroneumático consiste en una bomba, de mayor capacidad que la demanda, conectada a un tanque con suficiente capacidad de regulación.



2.2.2.2) Funcionamiento:

Empecemos un ciclo del hidroneumático con el agua en el nivel alto y la bomba parada. El agua sale del tanque hacia la red hasta que alcanza el nivel bajo, entonces arranca la bomba, como su capacidad es mayor que la demanda, el agua sube en el tanque hasta alcanzar el nivel alto y para la bomba, reiniciando el ciclo. Con el fin de mantener el colchón de aire, que tiende a salir disuelto en el agua, se le suministra una suficiente cantidad de aire a la parte alta del tanque. Este aire, que puede venir de un compresor, se controla por medio de un switch de presión. Al bajar la presión arranca el compresor y al alcanzar la presión máxima se para.

Esta presión máxima se puede alcanzar cuando el agua está abajo del nivel alto y al subir el agua levantará la presión arriba de la máxima. Para evitar esto se usa una válvula de alivio que deja escapar aire automáticamente al alcanzar la presión máxima.

2.2.2.3) Diseño.

Ilustraremos el diseño con un ejemplo.

Gasto:	10 l. p. s. = 600 l. p. m.
Altura mínima:	28 m = 2.8 Kg/cm ² (40 psi.)
Presión diferencial:	20 psi.
Presión máxima:	60 psi.

Solución:

En la curva 556, entramos considerando una reserva del 10% del volúmen del tanque, seguimos horizontalmente hasta encontrar la presión mínima (40 psi.), seguimos entonces la línea de presión más próxima (35 psi. en este caso) hasta intersectar la línea vertical correspondiente a la presión máxima (60 psi.) y leemos horizontalmente el porcentaje del volúmen del tanque que corresponde al nivel alto (34%). Esto nos deja un volúmen de bombeo del 24%. Si el tanque es horizontal, leemos el porcentaje de la altura, que corresponde a los porcentajes de volúmen (10 y 34%), en la gráfica 463.

Así: 10% equivale a 15.7% del diámetro.
34% equivale a 37.4% del diámetro.

El tamaño del tanque depende de la relación entre el gasto de la bomba y el gasto requerido, y de el número de arranques por hora de la bomba (ciclos de bombeo). Entre más ciclos menor es el tamaño del tanque ya que tiene que almacenar menos en cada ciclo, aunque es conveniente menos de 10 ciclos para evitar arranques frecuentes de la bomba.

La gráfica 557 nos da el factor por el que tenemos que multiplicar el gasto (en litros por minuto) para obtener el tamaño del tanque. En nuestro ejemplo entramos con el volúmen de bombeo de 24% y bajamos hasta intersectar la curva del número de ciclos (hemos escogido 8), y de ahí seguimos horizontalmente hasta leer el factor de multiplicación (7.6 en nuestro ejemplo). Para un gasto de bombeo igual al doble de la demanda.

Volúmen total del tanque = $7.6 \times 600 = 4560$ lts.

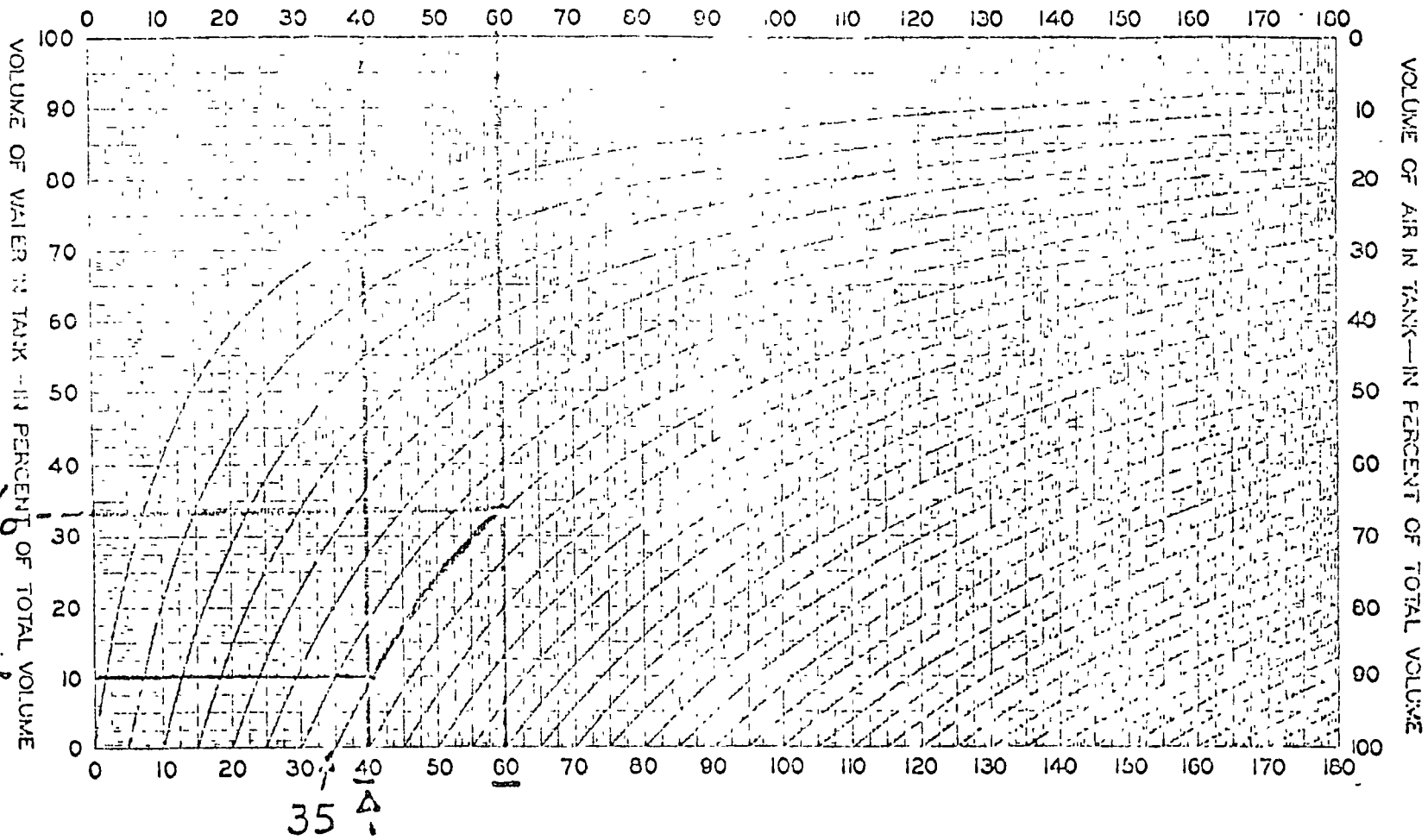
Usaremos un tanque de 1.20 m. de diámetro por 4.00 m. de largo.

Nivel alto: $0.157 \times 1.20 = 0.19$ m.

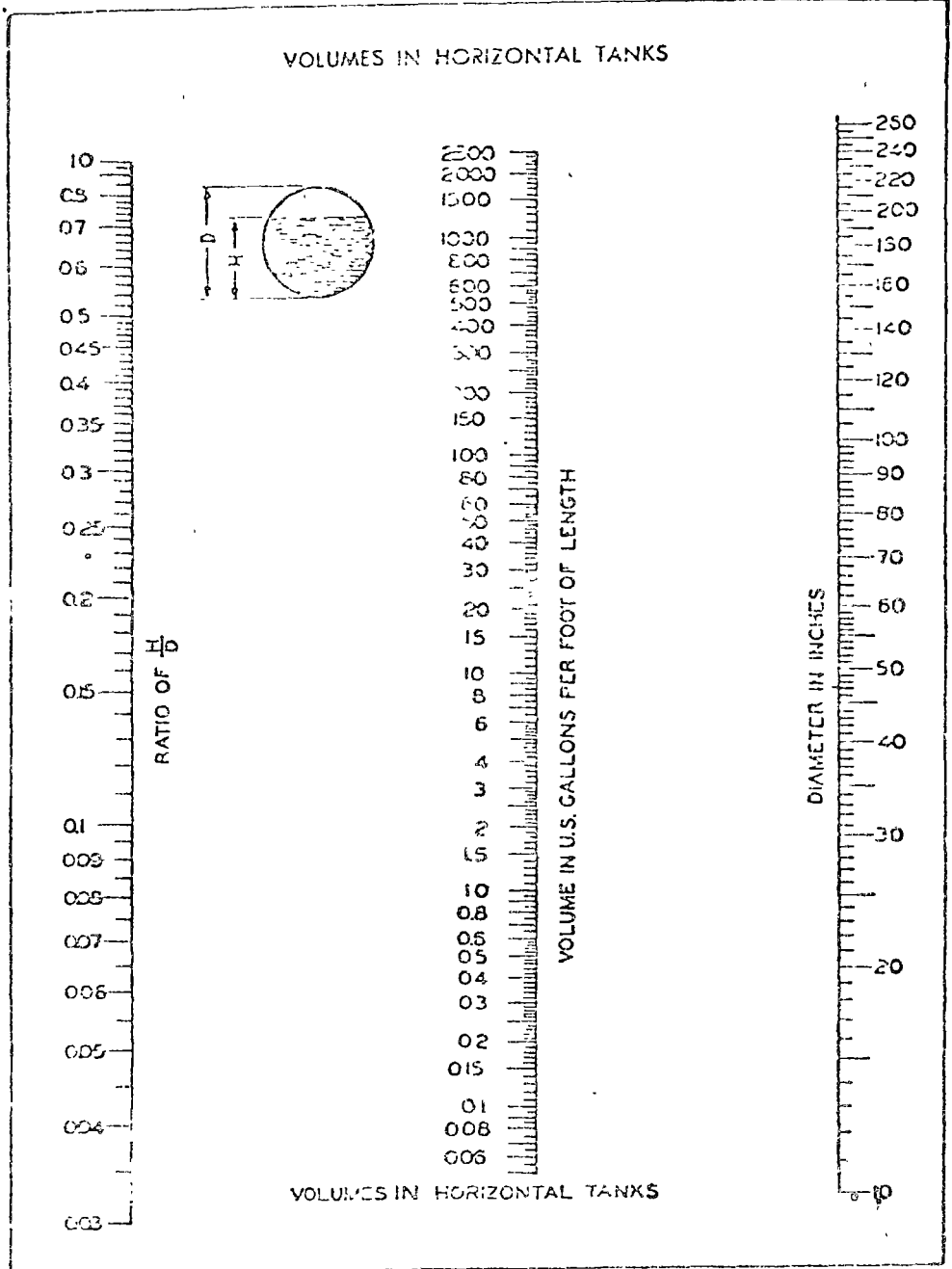
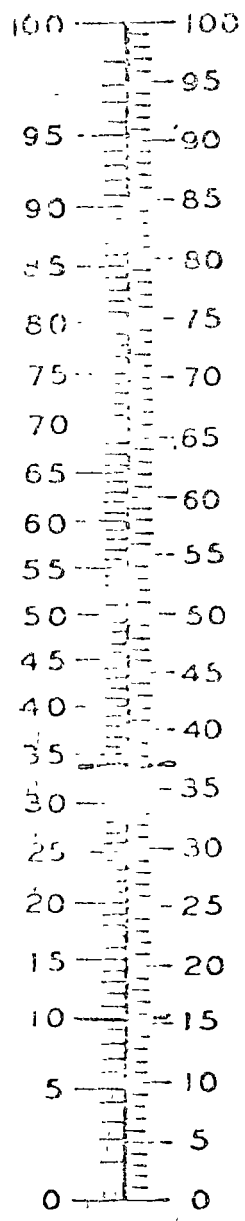
Nivel bajo; $0.374 \times 1.20 = 0.45$ m.

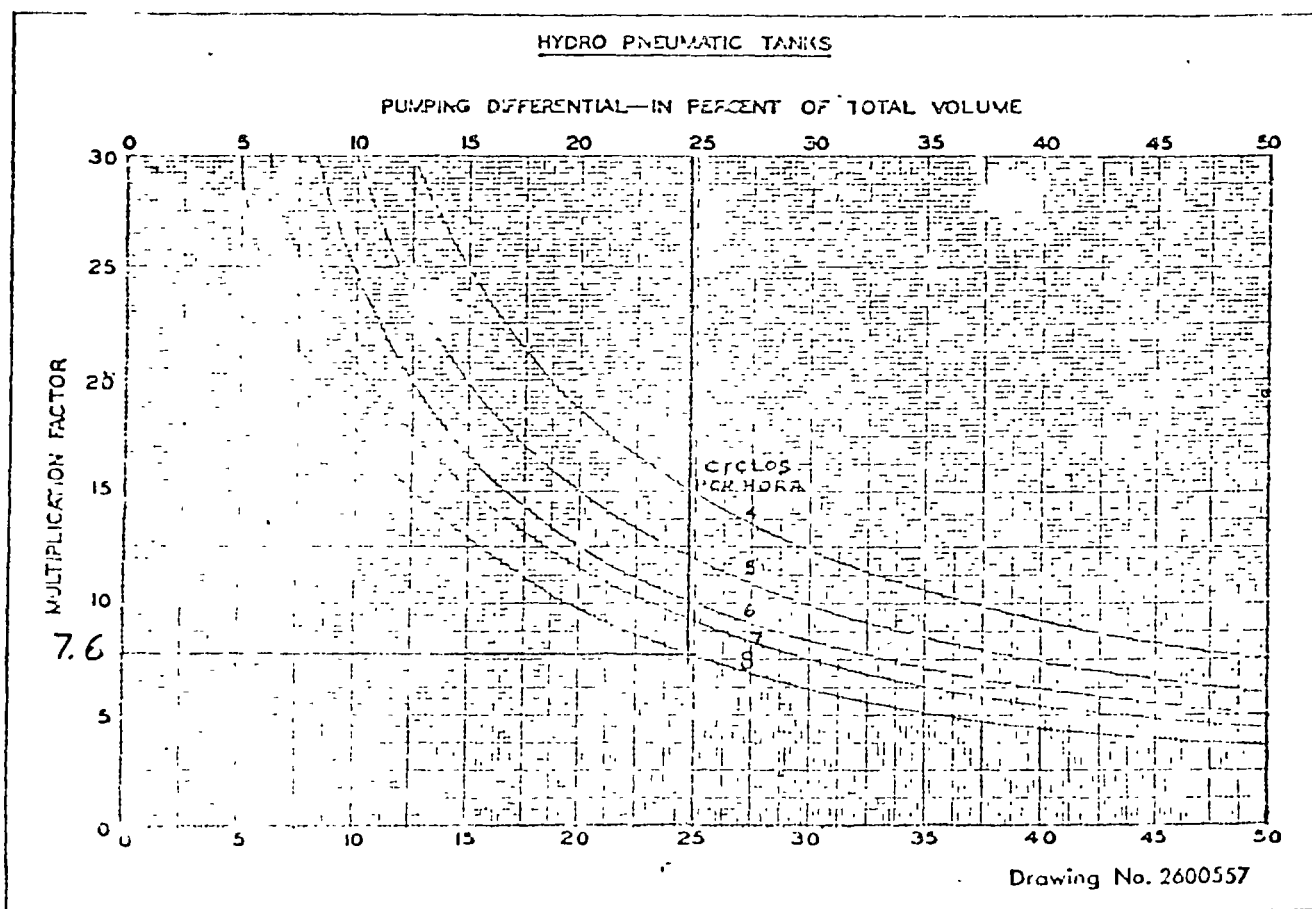
PRESSURE AND VOLUME RELATIONSHIPS
FOR HYDRO-PNEUMATIC TANKS

PRESSURE IN TANK—IN POUNDS PER SQUARE INCH—GAUGE

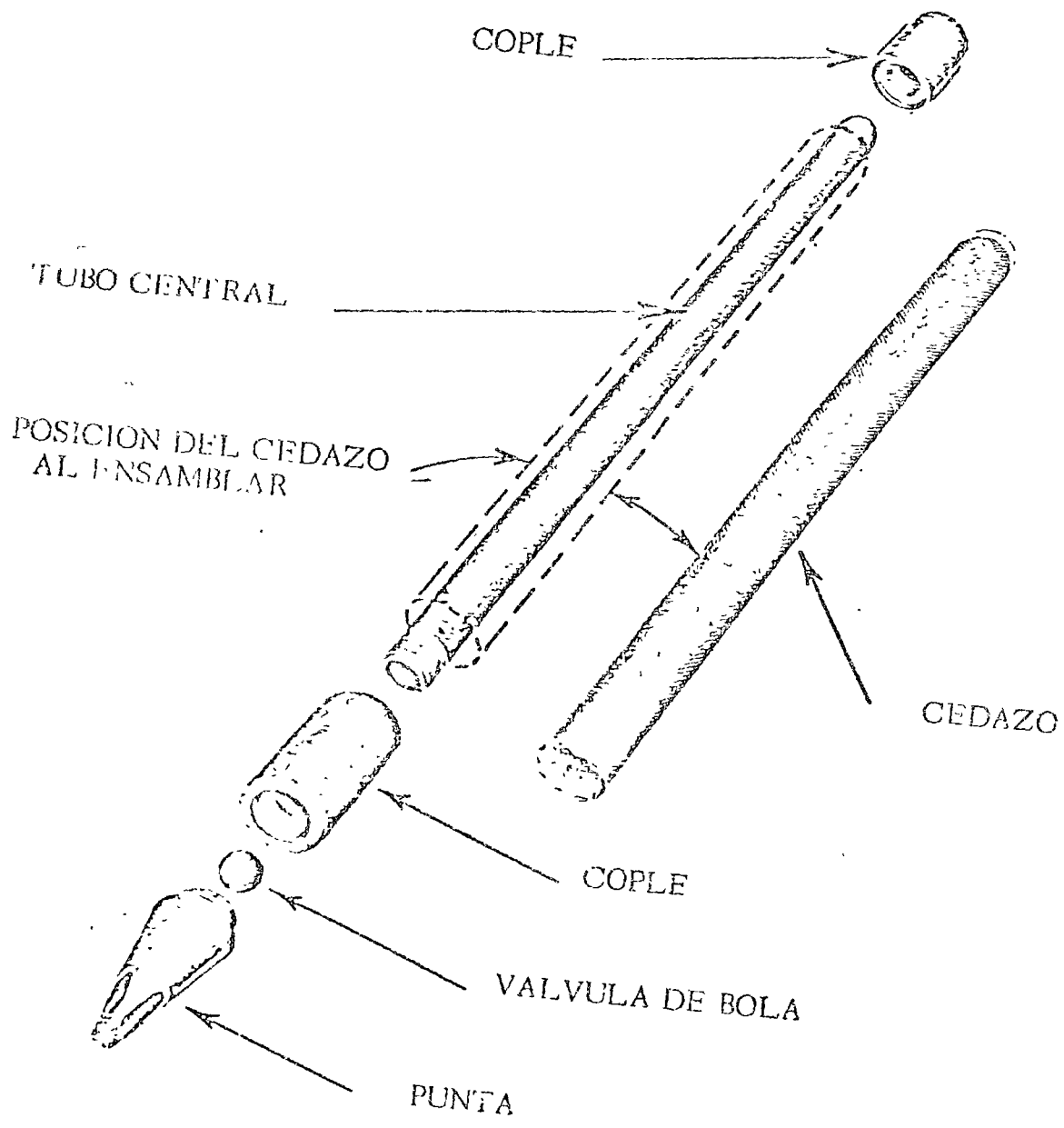


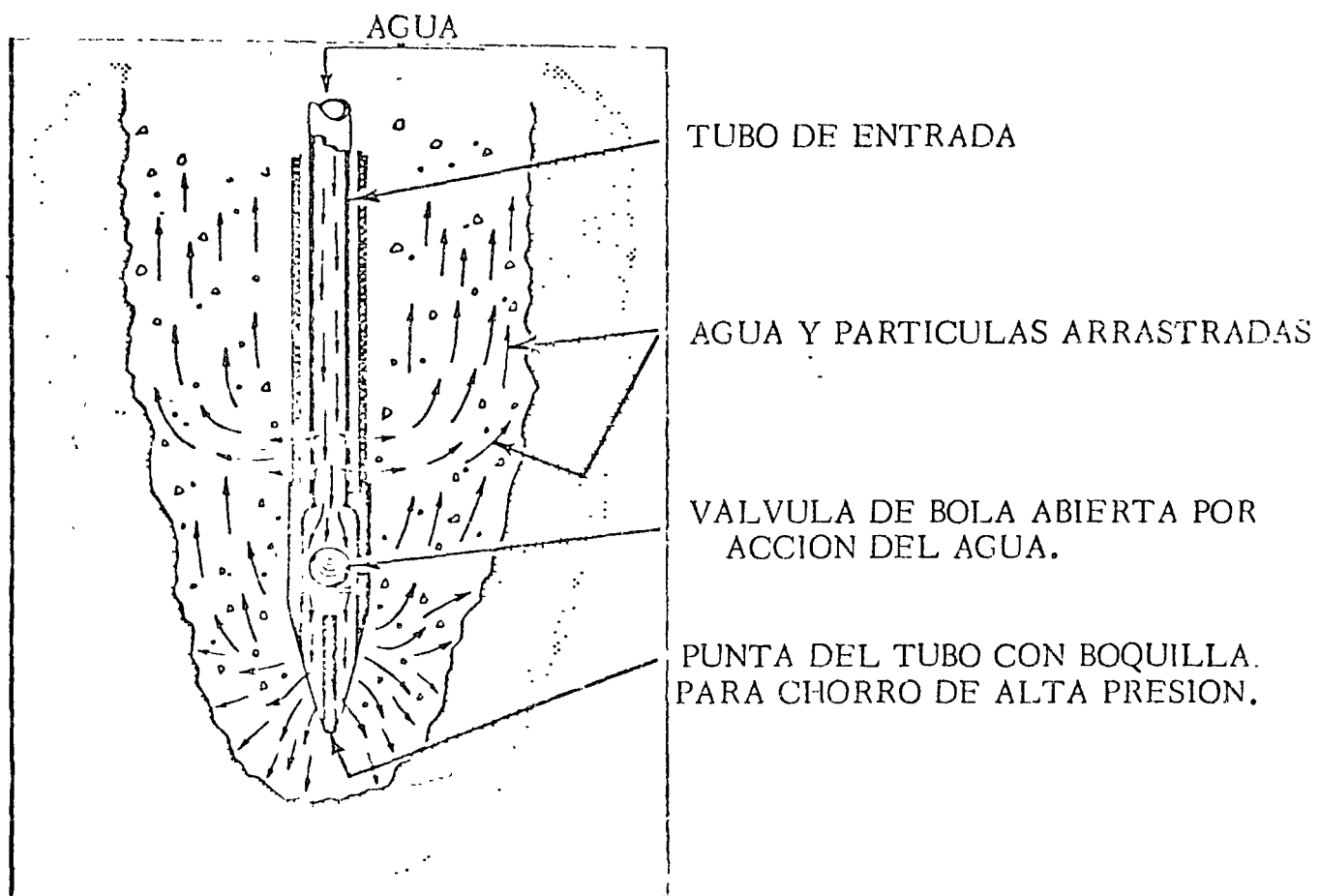
Drawing No. 2600556



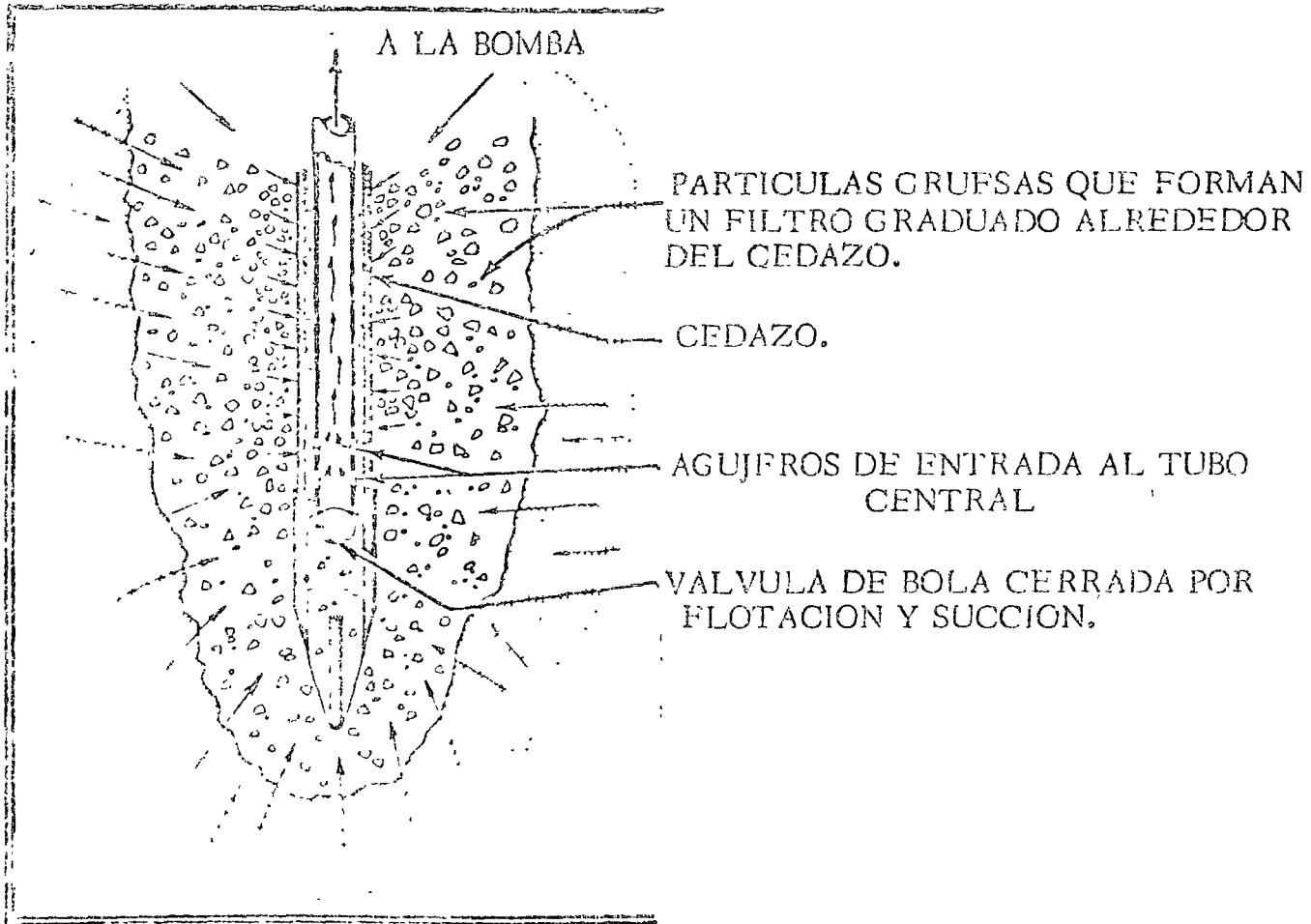


2.2.3) Well Points.

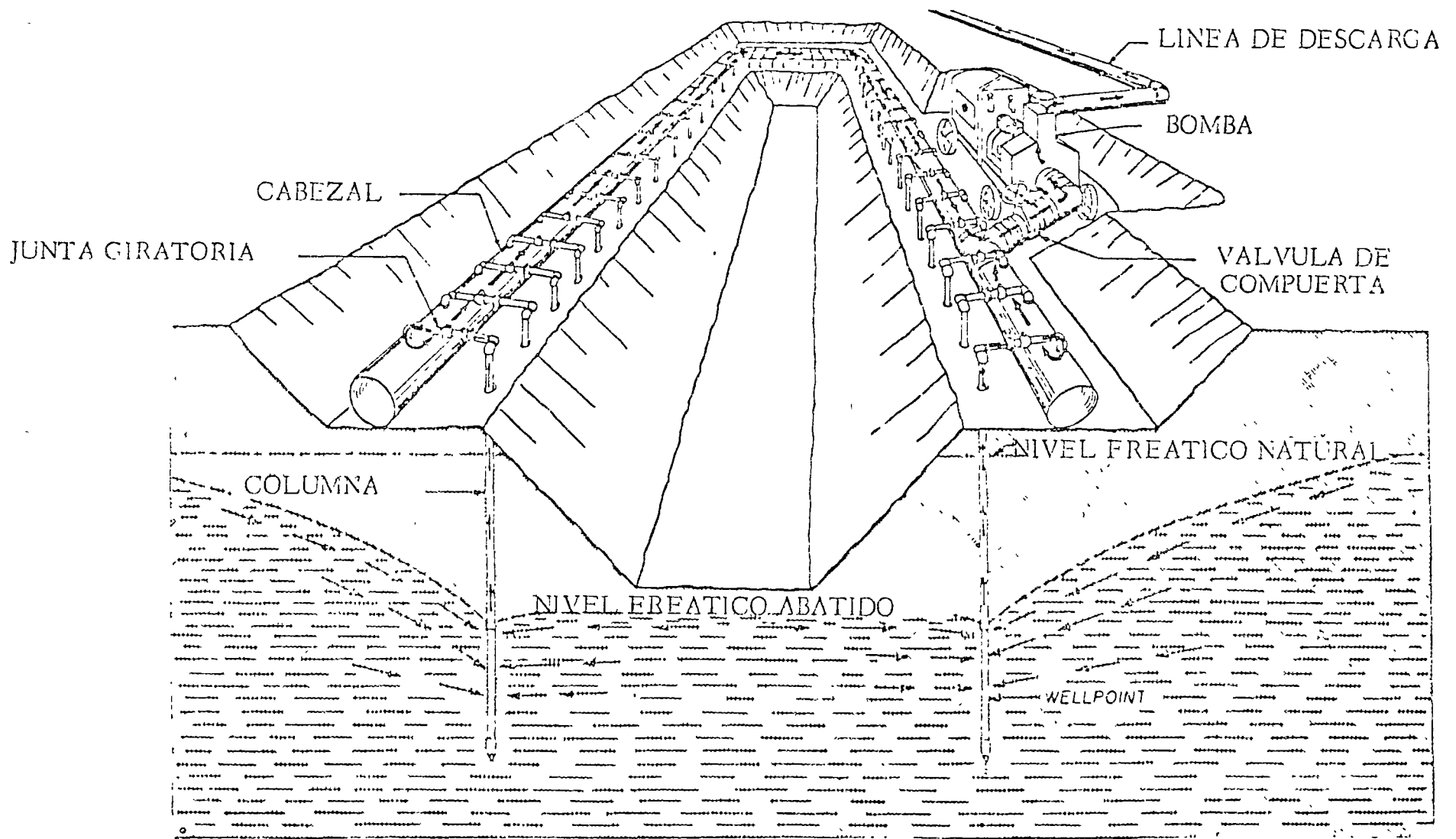




WELLPOINT AL CLAVARLO EN SITIO.

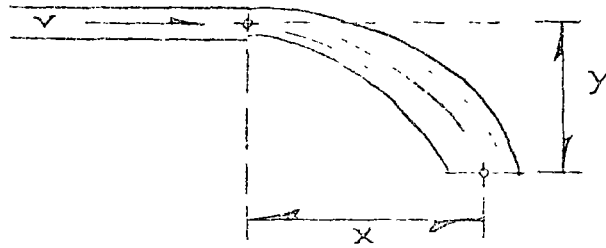


WELLPOINT EN FUNCIONAMIENTO.



2.2.4) DETERMINACION DEL GASTO DE UN CHORRO
SALIENDO POR UN TUBO HORIZONTAL.

A) VELOCIDAD



$$x = vt;$$

$$t = \frac{x}{v}$$

$$y = \frac{gt^2}{2};$$

$$t = \sqrt{\frac{2y}{g}}$$

$$\frac{x}{v} = \sqrt{\frac{2y}{g}};$$

$$v = x \sqrt{\frac{g}{2y}}$$

Tabla 1: Velocidad en metros por segundo.

$\begin{matrix} x \text{ (m)} \\ y \text{ (m)} \end{matrix}$	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.30	1.01	1.21	1.62	2.02	2.43	2.83	3.23	3.64	4.04
0.40	0.88	1.05	1.40	1.75	2.10	2.45	2.80	3.15	3.50
0.50	0.78	0.94	1.25	1.57	1.88	2.19	2.51	2.82	3.13
0.60	0.71	0.86	1.14	1.43	1.72	2.00	2.29	2.57	2.86
0.70	0.66	0.79	1.06	1.32	1.59	1.85	2.12	2.38	2.65
0.80	0.62	0.74	0.99	1.24	1.49	1.73	1.98	2.23	2.48
0.90	0.58	0.70	0.93	1.17	1.40	1.63	1.87	2.10	2.33
1.00	0.55	0.66	0.89	1.11	1.33	1.55	1.77	1.99	2.21

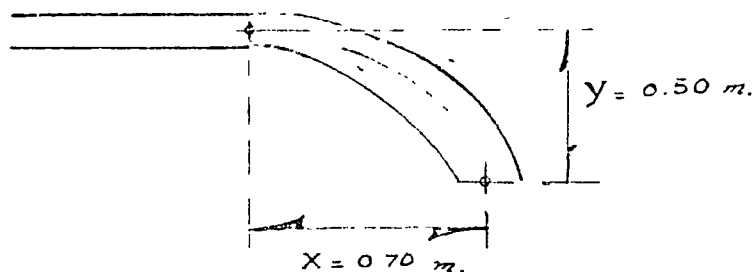
B) GASTO: Conocida la velocidad se multiplica por el área interior del tubo, y se obtiene el gasto. (Si se usa el factor K de la tabla 2, se obtiene el gasto en litros por segundo).

$$Q = K \times V$$

Tabla 2: Factor de área (K).

Diámetro del tubo.	3/4"	1"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"	6"	8"	10"	12"
K	0.34	0.56	1.31	2.2	3.1	4.8	8.2	18.7	32.3	50.9	72.2

Ejemplo: En un tubo lleno horizontal de 4" hemos medido:



De la tabla 1:

para $x = 0.70$, $y = 0.50 \text{ m.}$: $v = 2.19 \text{ m/seg.}$

De la tabla 2:

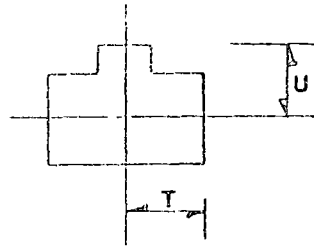
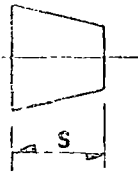
para 4" : $K = 8.2$

Por lo tanto:

$$Q = 8.2 \times 2.19 = 18 \text{ lts/seg.}$$



A N E X O S .



\emptyset'	S	\emptyset''	S	\emptyset''	T	U	\emptyset''	T	U
12 x 4	203	26 x 20	610	1/2 x 1/4	25	25	3 1/2 x 2 1/2	95	89
12 x 5	203	26 x 22	610	1/2 x 3/8	25	25	3 1/2 x 3	95	92
12 x 6	203	26 x 24	610	3/4 x 3/8	29	29	4 x 1 1/2	105	86
12 x 8	203	28 x 20	610	3/4 x 1/2	29	29	4 x 2	105	89
12 x 10	203	28 x 22	610	1 x 3/8	38	38	4 x 2 1/2	105	95
14 x 6	330	28 x 24	610	1 x 1/2	38	38	4 x 3	105	98
14 x 8	330	28 x 26	610	1 x 3/4	38	38	4 x 3 1/2	105	102
14 x 10	330	30 x 20	610	1 1/4 x 1/2	48	48	5 x 2	124	105
14 x 12	330	30 x 22	610	1 1/4 x 3/4	48	48	5 x 2 1/2	124	108
16 x 8	356	30 x 24	610	1 1/4 x 1	48	48	5 x 3	124	111
16 x 10	356	30 x 26	610	1 1/2 x 1/2	57	57	5 x 3 1/2	124	114
16 x 12	356	30 x 28	610	1 1/2 x 3/4	57	57	5 x 4	124	117
16 x 14	356	36 x 20	610	1 1/2 x 1	57	57	6 x 2	143	121
18 x 10	381	36 x 24	610	1 1/2 x 1 1/4	57	57	6 x 2 1/2	143	121
18 x 12	381	36 x 30	610	2 x 3/4	64	44	6 x 3	143	124
18 x 14	381			2 x 1	64	51	6 x 3 1/2	143	127
18 x 16	381			2 x 1 1/4	64	57	6 x 4	143	130
20 x 12	508			2 x 1 1/2	64	60	6 x 5	143	137
20 x 14	508			2 1/2 x 1	76	57	8 x 3	178	152
20 x 16	508			2 1/2 x 1 1/4	76	64	8 x 3 1/2	178	152
20 x 18	508			2 1/2 x 1 1/2	76	67	8 x 4	178	156
22 x 14	508			2 1/2 x 2	76	70	8 x 5	178	156
22 x 16	508			3 x 1	86	67	8 x 6	178	168
22 x 18	508			3 x 1 1/4	86	70	10 x 3	216	184
22 x 20	508			3 x 1 1/2	86	73	10 x 4	216	184
24 x 16	508			3 x 2	86	76	10 x 5	216	191
24 x 18	508			3 x 2 1/2	86	83	10 x 6	216	194
24 x 20	508			3 1/2 x 1 1/2	95	79	10 x 8	216	203
26 x 18	610			3 1/2 x 2	95	83	12 x 4	254	216

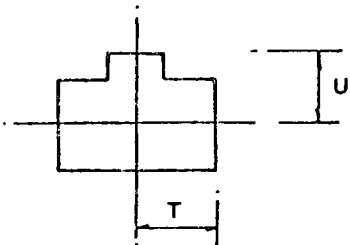
S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

TUBERIA SOLDADA

N O R M A REV

5 1 0 2

HOJA 3 DE 4



Ø"	T	U	Ø	T	U
12 x 5	254	216	22 x 20	419	406
12 x 6	254	219	24 x 10	432	384
12 x 8	254	228	24 x 12	432	397
12 x 10	254	251	24 x 14	432	406
14 x 6	279	238	24 x 16	432	406
14 x 8	279	248	24 x 18	432	419
14 x 10	279	257	24 x 20	432	432
14 x 12	279	270	24 x 22	432	432
16 x 6	305	264	26 x 12	495	422
16 x 8	305	273	26 x 14	495	432
16 x 10	305	283	26 x 16	495	432
16 x 12	305	295	26 x 18	495	445
16 x 14	305	305	26 x 20	495	457
18 x 8	394	298	26 x 22	495	470
18 x 10	394	308	26 x 24	495	483
18 x 12	394	321	30 x 16	559	483
18 x 14	394	330	30 x 18	559	495
18 x 16	394	330	30 x 20	559	508
20 x 8	381	324	30 x 22	559	521
20 x 10	381	333	30 x 24	559	533
20 x 12	381	346	30 x 26	559	546
20 x 14	381	356			
20 x 16	381	356			
20 x 18	381	368			
22 x 10	419	359			
22 x 12	419	371			
22 x 14	419	381			
22 x 16	419	381			
22 x 18	419	394			

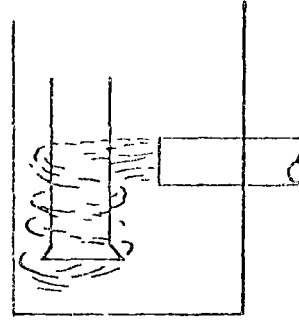
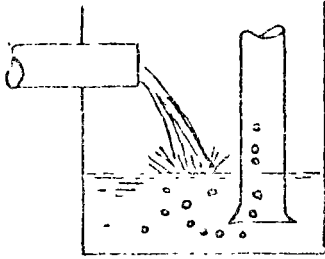
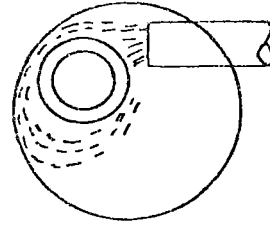
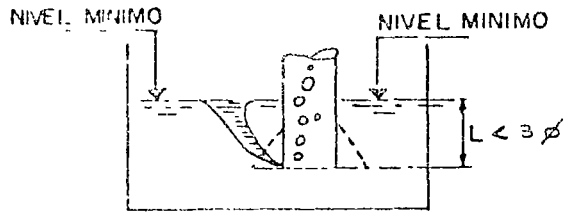
S A C M A G
CONSULTORES
MEXICO

TUBERIA SOLDADA

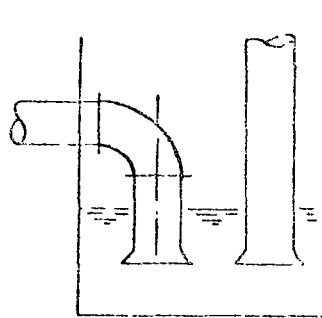
N O R M A REV

5102

HOJA 4 DE 4



INSTALACIONES INCORRECTAS



INSTALACION CORRECTA

S A C M A C
CONSULTORES
MEXICO

CONEXIONES EN LA SUCCION
DE BOMBAS CENTRIFUGAS

R	O	R	A	REV
5611				
NOVA 2	DU 2			

A

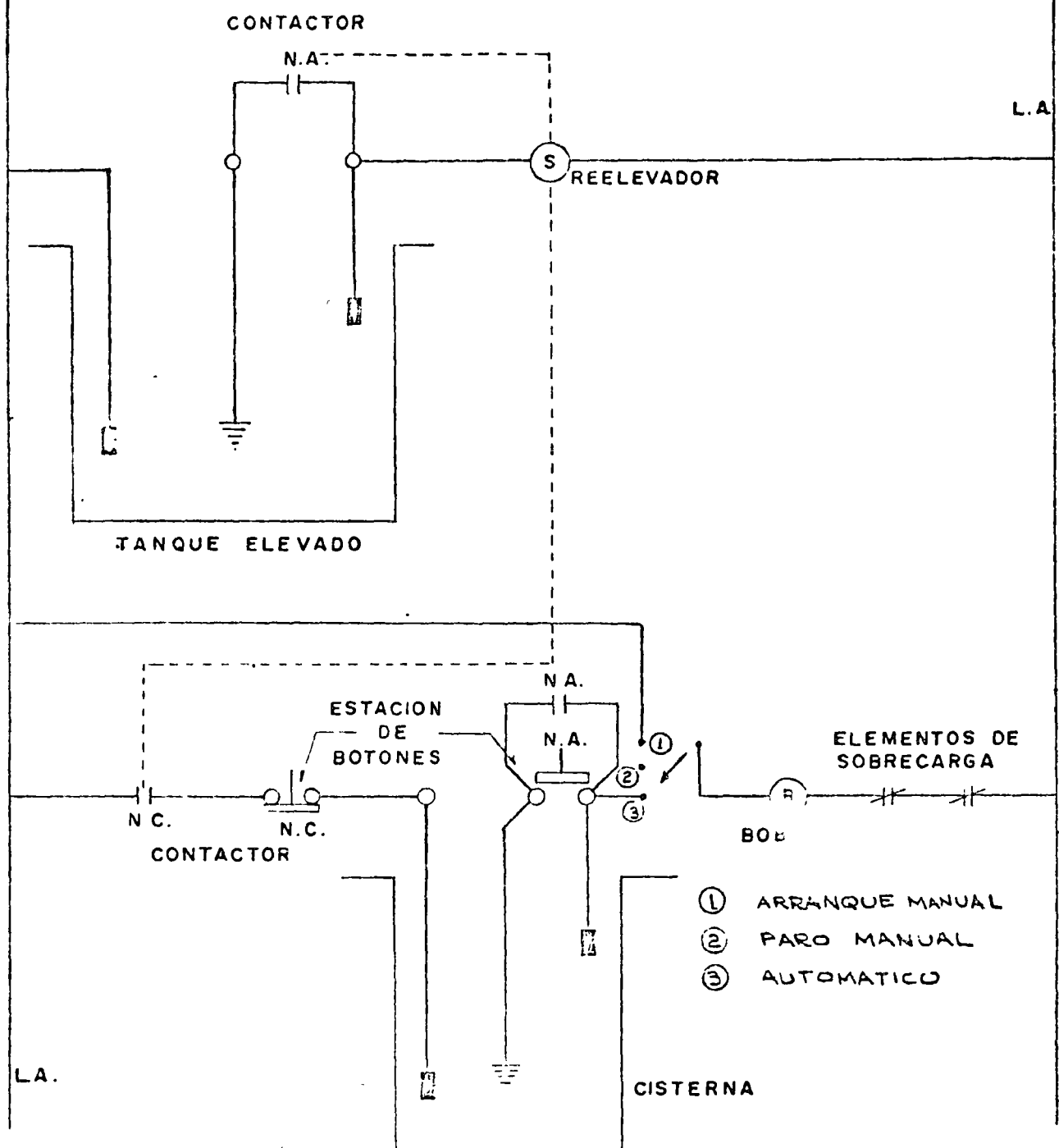
B

C

D

E

F



N.A. NORMALMENTE ABIERTO
 N.C. " CERRADO
 L.A. LINEA DE ALIMENTACION

- ① ARRANQUE MANUAL
- ② PARO MANUAL
- ③ AUTOMATICO

	AGUAS NEGRAS
	AGUAS PLUVIALES
	VENTILACION
	AGUA FRIA
	AGUA CALIENTE
	RETORNO AGUA CALIENTE
	F LINEA CONTRA INCENDIO
LAS LINEAS DE OTROS FLUIDOS SERA A LINEA LLENA CON LAS INICIALES CORRESPONDIENTES.	
EJEMPLO.	
	AIRE COMPRIMIDO
	GAS
	SUMINISTROS MUNICIPALES
	DRENAJE
	CODO DE 90°
	CODO DE 45°
	CODO SUBIENDO O BAJANDO (DEBE ACLARARSE EN PLANOS)
	CODO DE RADIO LARGO
	"T"
	SUBE O BAJA "T" (ACLARAR EN PLANO)
	CRUZ
	REDUCCION
	REDUCCION EXCENTRICA
	CONEXION "Y" O LATERAL
	CRUCERO EN ARCO
	JUNTA CON COPLE

	JUNTA BRIDADA
	JUNTA ATORNILLADA
	JUNTA SOLDADA
	JUNTA CON ESTAÑO Y SOPLETE
	BRIDA CON JUNTA DE EXP.
	BRIDA DE REDUCCION
	UNION
	VALVULA DE COMPUERTA
	VALVULA DE GLOBO
	VALVULA DE RETENCION
	VALVULA DE PASO
	VALVULA DE SEGURIDAD
	VALVULA DE CIERRE RAPIDO
	VALVULA DE FLOTADOR
	VALVULA OPERADA CON MOTOR
	VALVULA DE MANGUERA
	VALVULA NORMALMENTE CERRADA
	VALVULA REDUCTORA DE PRESION

LAS TUBERIAS CON CONEXIONES BRIDADAS SE PONDRAN DE LA SIGUIENTE MANERA.

	VALVULA DE COMPUERTA BRIDADA
--	------------------------------

LAS CONEXIONES SOLDADAS SERAN:

	VALVULA DE COMPUERTA SOLDADA
--	------------------------------

PROYECTO: _____ AREA: _____

Identificación
 Tipo _____ Tamaño _____
 Fabricante _____ Modelo N° _____
 N° de Pasos _____

DATOS DE OPERACION

Fluido Manejado _____
 % Solidos _____ (Por) Tamaño Particula Solidos _____ Mesh(Max) _____
 Gravedad Esp. _____ Gravedad Esp. (Sol.Secos) _____ Temp. Bombeo °F _____
 Pres Vapor _____ Psia. _____ °F _____ Viscosidad _____
 Norma Max. Min. _____
 Capacidad _____ T.D.H. _____
 Cabeza de Succión _____ (-FT. Liq.)(-Psig.)(-Pos)(Neg.) _____ NPSH Disponible _____
 Cabeza de Descarga _____ (-FT. Liq.)(-Psig.) _____
 Cabeza de Descarga Est. _____ Pies(No Excederse de la Cabeza de la Bomba) _____
 Vel Bomba _____ R. P. M. Vel. Perm. del Imp. _____ FT/Min.(Max.) _____ Velocidad Esp. _____
 Operacion (-Continua)(-Intermittente) -Horas por Dia (ON) (OFF) _____
 Corrosion/Eros. Permisible _____
 Altitud de Instalacion _____ Pies _____

CONSTRUCCION

UNIDAD	TIPO	MATERIAL	CONEXION	TAMAÑO	TIPO	POSICION
Carcasa			Succion			
Impulsor			Descarga			
Forro			Vent.			
Part. Descarga			Dren			
Anillos			Man			
Caja de Empaque			Sello			
Empaque						
Sello Mecanico						
Flecha						

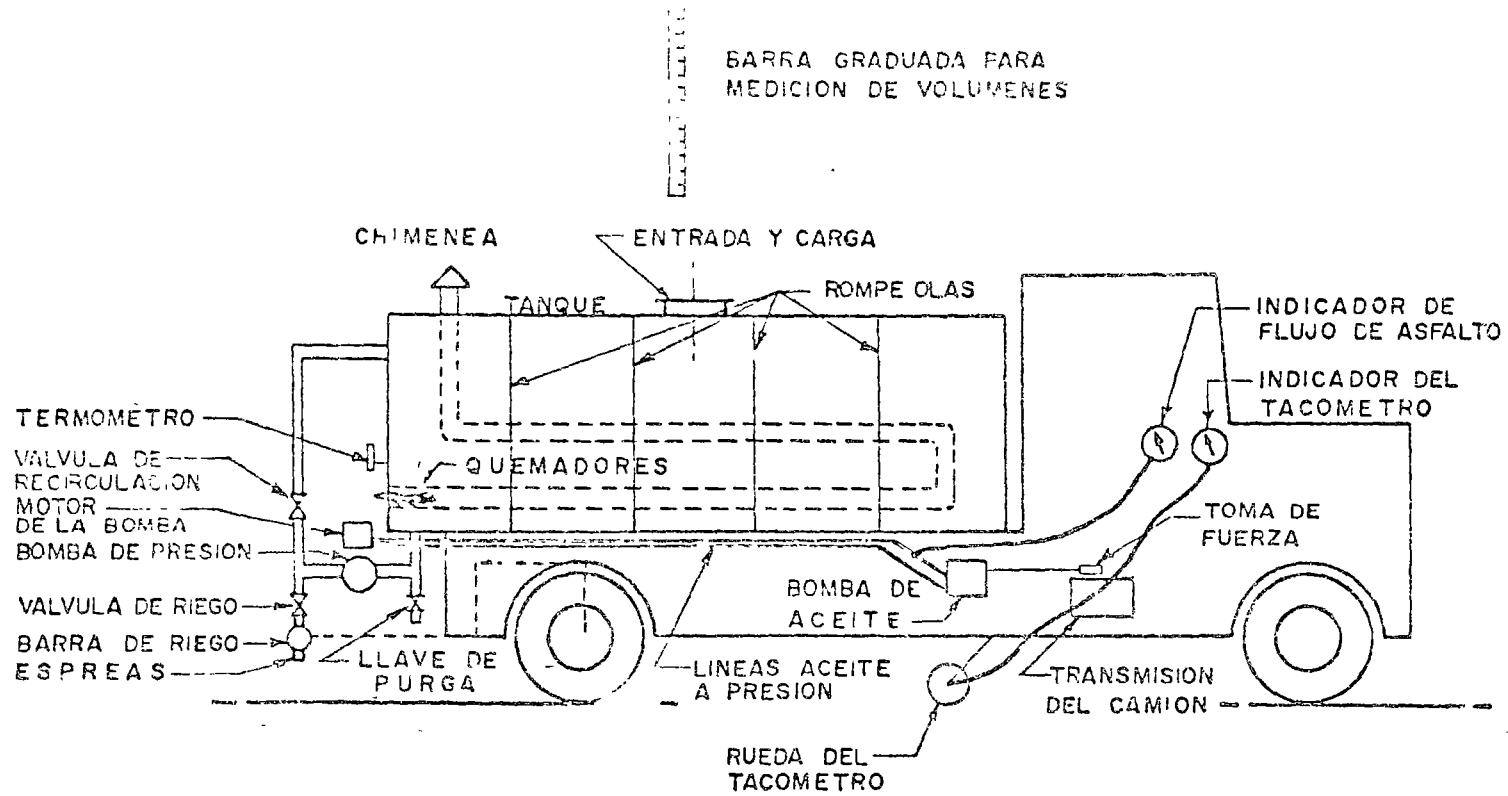
Tipo Cojinete _____ Lubr. _____

ACCESORIOS

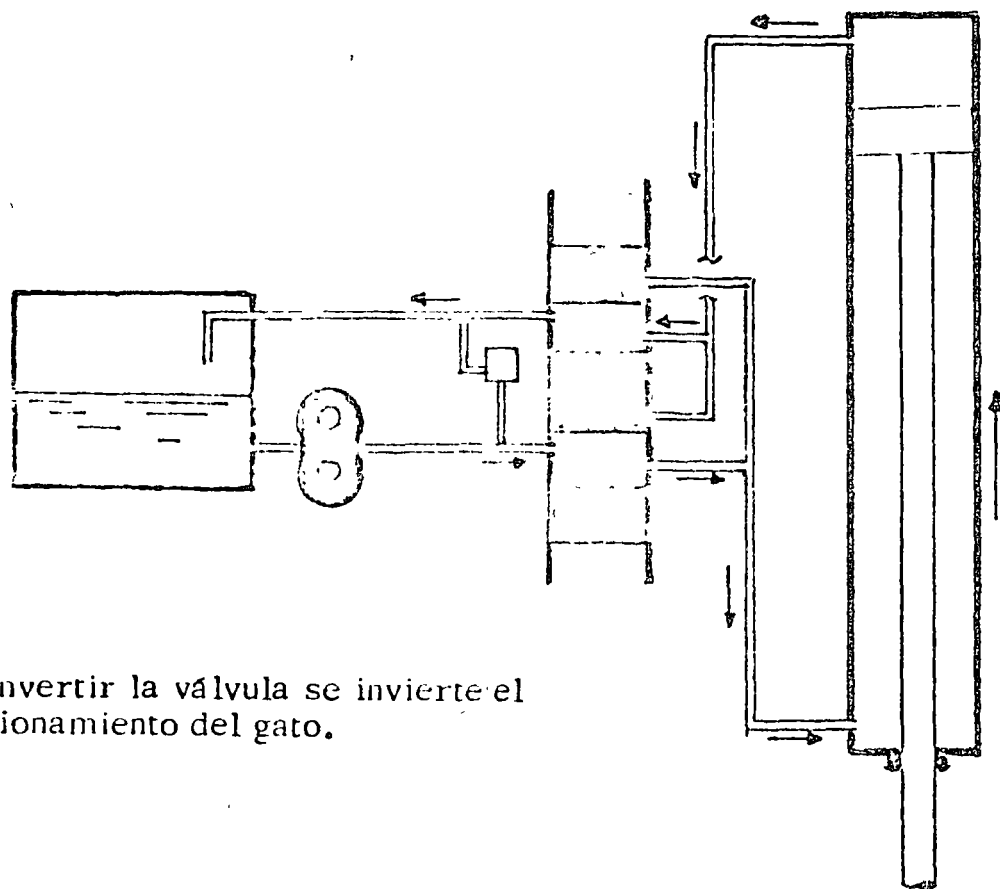
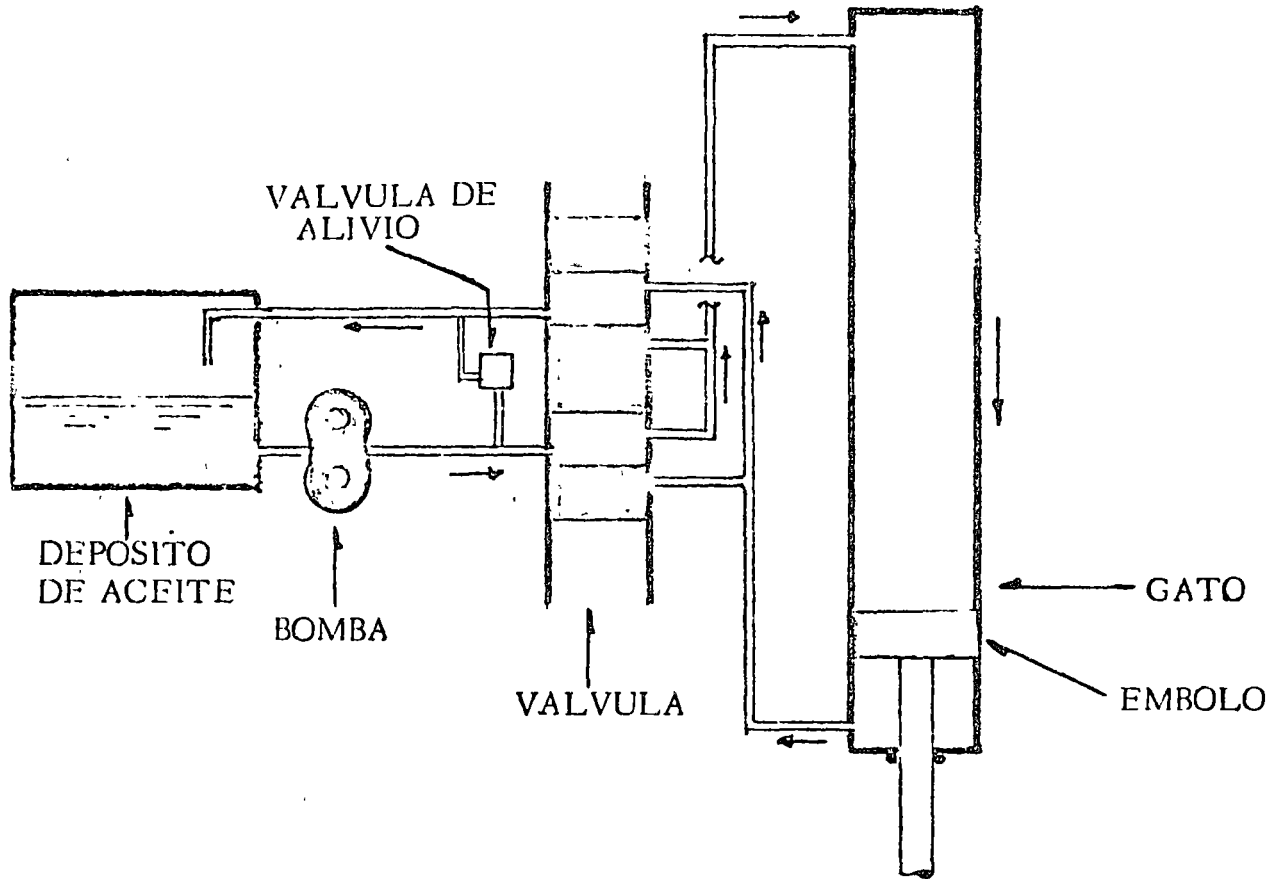
MOTOR ELECTRICO			MISC.	Propor. por.
Prop. por.	Fabr. por	Banda	Placa Base	
Fabricado por	Modelo	Engrane	Cople	
Tipo	Frame	Variador de Vel.	Guarda de Cople	
Potencia		Otros	Guarda de Banda	
Aislamiento			Tubo Sello	
Tem. (°C)Arriba (°) Amb		Prop. Por	Manometro	
Cojinetes	Lubrificantes			
Potencia Electrica (Volts)(Fase)(Cic/Seg.		Fabr Por.		

Nº	Fecha	REVISION	Por	Cheq	Aprob.	Aprob.	Nº	Fecha	REVISION	Por	Cheq	Aprob.	Aprob.

S A C M A G CONSULTORES MEXICO	ESPECIFICACION DE BOMBAS	N O R M A	REV.
		5 6 1 0	0



FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA HIDRAULICO EN EQUIPO DE CONSTRUCCION.



Nota: Al invertir la válvula se invierte el funcionamiento del gato.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



HIDRAULICA APLICADA A LA CONSTRUCCION

CONTROL DE CAUCES
(II PARTE)

DR. ROLANDO SPRINGALL G.

ABRIL, 1978

6.4.2 Ejemplo de aplicación relacionado con el anexo B

Determinar la avenida de diseño de la estructura de cruce de la carretera federal N° 200 con el arroyo Punta de Agua, en el estado de Colima.

- Posición del Problema

La cuenca que drena el arroyo hasta el sitio de análisis comprende las siguientes características:

Area de la cuenca	42.55 km ²
Longitud del cauce principal (L)	1000 m
Pendiente de la cuenca (S)	1.64%

El área de drenaje, el 80% son cultivos en surco recto y el 20% son pastizales normales.

Por el tipo de la obra, el periodo de retorno de diseño es de 25 años. Corrello, y a partir de un análisis de tormentas se dedujo una lluvia media en la cuenca de 10.1 cm.

- Lluvia en exceso

Para un suelo tipo D (potencial de escurrimiento máximo) y los siguientes cultivos se tiene :

Cultivo	Porcentaje		N (parcial)		
Cultivo en surcos	80	x	90	=	72.0
Pastizales	20	x	84	=	<u>16.8</u>
			N	=	88.8

Una vez conocido el número de escurrimiento N el valor de la lluvia en exceso h_e puede calcularse a partir de la ec. 6.1

$$h_e = \frac{(h_p - \frac{508}{88.8} + 5.08)^2}{h_p + \frac{2032}{88.8} - 20.32}$$

Considerando una lámina de lluvia $h_p = 10.1$ cm se deduce que $h_e = 7.1$ cm

- Gasto de diseño

Se puede valuar de acuerdo con la expresión

$$Q_p = 0.2 \frac{h_e A}{t_p}$$

en donde

A área de la cuenca, en km^2

h_e lluvia en exceso, en mm

Q_p gasto de pico, en m^3/seg

t_p tiempo de pico, en horas

Se se acepta que el tiempo de pico es igual al tiempo de concentración, -
se tiene que

$$t_p = 0.01 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.64}$$

siendo

L Longitud del cauce principal, en m

S Pendiente media del cauce, en porcentaje

t_p Tiempo de concentración, en horas

En este caso $L = 10,000$ m y $S = 1.64\%$, con lo cual $t_p = 3.10$ horas

Por lo tanto

$$Q_p = \frac{0.2 \times 71 \times 42.55}{3.1} = 195 \text{ m}^3/\text{seg}$$

6.4.3 Ejemplo de aplicación relacionado con el anexo C

Se tiene un río cuya $S = 0.002$ y su cauce está labrado en gujarros con $d_m = 5$ cm y ancho $B = 25$ m. Se requieren conocer las características de estabilidad para un $Q = 300 \text{ m}^3/\text{seg}$.

- Análisis del problema

Dado que el cauce está labrado en gujarros se requiere aplicar el método de Altunin; además, se puede considerar que se localiza en una zona en faldas de la montaña. Con ello, de la tabla 1 se tiene que :

$f = 6$; número de Froude	0.05 - 0.20
Secciones tipo b	$A = 1.0$
	$m = 0.75$

Por otra parte, de la tabla 2, para $d_m = 5$ cm, $V = 1.50$ m/seg.

- Tanteos

Sea en una primera aproximación $\alpha = 1/5$ y conocidos Q, V y A .

Con ello, de la tabla 3,

Segundo problema se tiene que :

$$S = 0.0011$$

$$B = 67.3 \text{ m}$$

$$q = 4.46 \text{ m}^2/\text{seg}$$

$$H = 2.48 \text{ m}$$

$$V = 1.80 \text{ m/seg}$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + H} = \frac{1}{1 + 2.48} < \frac{1}{5}$$

Por lo anterior, sea $\alpha = 1/5$. De la tabla 3, segundo problema :

$$S = 0.0012$$

$$B = 66.5 \text{ m}$$

$$q = 4.51 \text{ m}^2/\text{seg}$$

$$H = 2.50 \text{ m}$$

$$V = 1.80 \text{ m/seg}$$

- Características del cauce estable

De acuerdo con este análisis se deduce que :

S Tiende a disminuir de 0.002 a 0.0012

B Tiende a ampliarse de 25 m a 66 m

H Es del orden de los 2.5 m

6.4.4 Ejemplos de aplicación relacionados con el anexo D

Con el fin de aclarar lo explicado sobre la socavación general, se presentarán dos ejemplos: uno para suelo homogéneo y otro para una condición estratigráfica cualquiera. Ambos ejemplos son de cauces bien definidos.

Ejemplo 1. Se trata de calcular la socavación general en la sección de un cauce formado por un material granular distribuido en forma homogénea hasta una profundidad grande. En esa sección se tiene una rugosidad uniforme a todo lo ancho.

La determinación de la erosión se hará para un gasto de 1.500 m³/s, el cual se ha calculado para una frecuencia de 100 años. Cuando ese gasto se presente, la superficie del agua alcanzará la elevación 105.

Se dispone de la sección transversal antes de ocurrir la avenida, según se muestra en la fig 12. Ahí mismo, se indica dónde se han hecho las perforaciones para obtener las muestras del material del fondo.

El análisis de las muestras del fondo, tomadas a distintas profundidades en los sitios indicados en la fig 12, dio como valor medio representativo $d_m = 0.36$ mm. Como se aprecia en la figura y descontado el ancho de las pilas, se obtiene un ancho en la superficie de 148 m. Al dividir el área hidráulica útil entre esa magnitud, se obtiene el tirante medio de la sección, igual a 4.42 m.

Como la frecuencia es 1 en 100, β vale 1 y de la tabla III se obtiene para una separación entre pilas de 52 m y un tirante mayor de

4.0 m, un valor de $\mu = 0.97$.

Se calculará primero el coeficiente de distribución del gasto con ayuda de la fórmula 4

$$\alpha = \frac{Q_d}{Hm^{5/3} B_e \mu}$$

$$\alpha = \frac{1500}{(4.42)^{5/3} \times 148 \times 0.97} = \frac{1500}{1701.18}$$

$$\alpha = 0.88$$

La variación de la profundidad de la erosión está dada para suelos homogéneos por

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 d m^{0.28} \beta} \right)^{1/(1+X)}$$

El valor de x para suelo no cohesivo de diámetro 0.36 mm obtenido en la tabla II es igual a 0.41 y, $1/(1+X)$ igual a 0.71

$$H_s = \left(\frac{0.88 H_0^{5/3}}{0.68 \times 0.36^{0.28}} \right)^{0.71}$$

$$H_s = 1.72^{0.71} \times H_0^{1.667 \times 0.71}$$

$$H_s = 1.47 H_0^{1.18}$$

Con esta fórmula se calculan varias profundidades H_s de la socavación, para distintas profundidades H_0 iniciales del fondo; como por ejemplo de 2 a 7 m. Los valores de H_s son los siguientes

H_o	$H_o \cdot 1.18$	H_s
2	2.27	3.34
3	3.66	5.38
4	5.13	7.54
5	6.68	9.82
6	8.30	12.20
7	9.95	14.62

Con ayuda de las columnas 1 y 3 se construye la gráfica H_s contra H_o que se muestra en la fig 13.

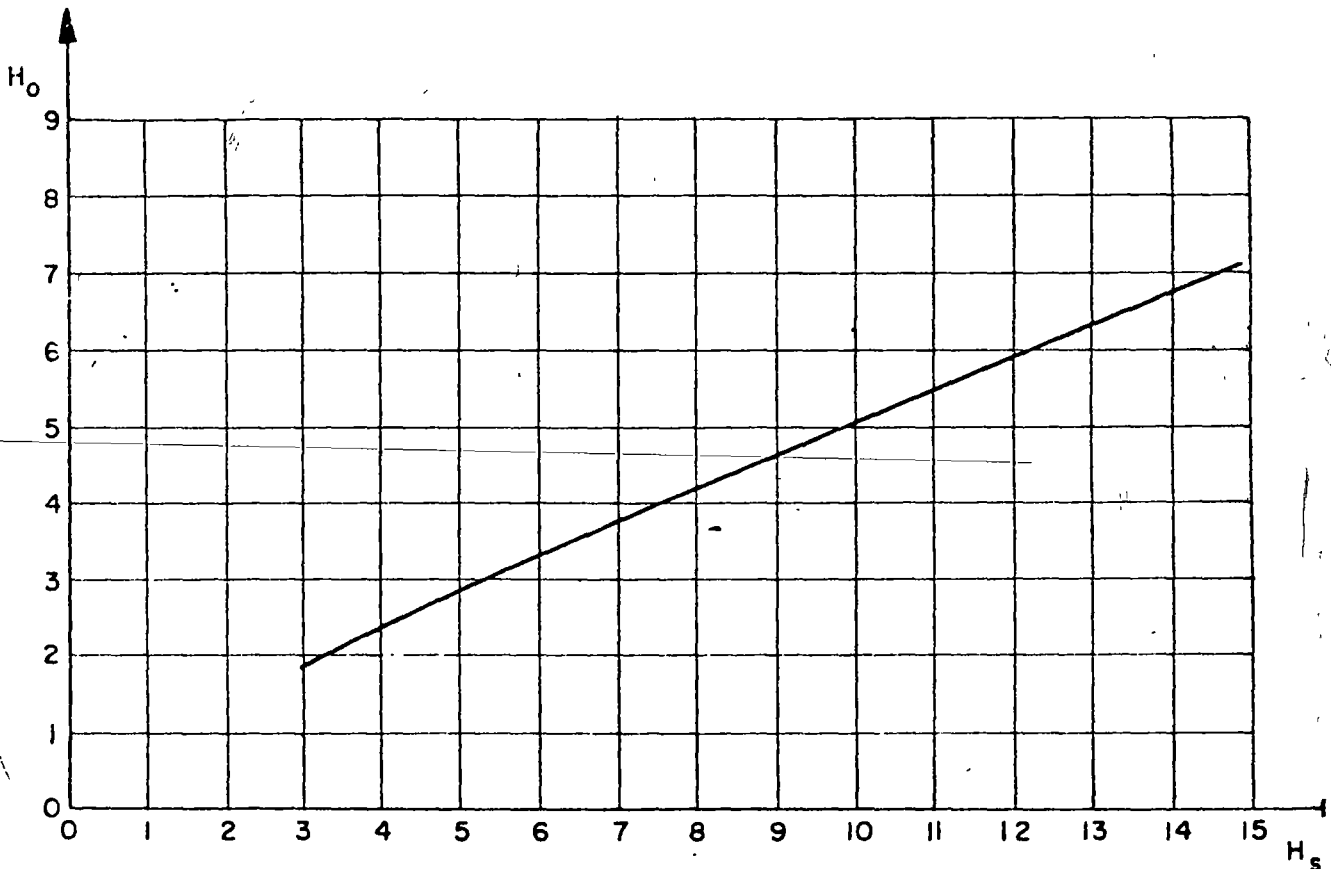


Fig 13 Curva de H_o contra H_s para la sección en estudio

En la fig 13 se han indicado los puntos P_i donde se desea evaluar la magnitud de la socavación. Abajo del dibujo se indican para cada uno de los puntos P_i , su nivel y su profundidad antes de la erosión, con

respecto al nivel de la superficie del agua para el gasto de diseño, que corresponde a la elevación 105.

Con esos tirantes y con ayuda de la curva anterior se obtiene H_s para cada punto, cuyo valor se ha anotado en la fig 12, debajo del correspondiente H_o . Allí mismo se indican también las elevaciones que corresponden a esas profundidades, así como la posición del cadenamiento de los puntos P_1 respecto a su origen, colocado en la margen izquierda.

En el dibujo se miden las distancias H_s para cada vertical estudiada, con lo que se obtienen los puntos R_1 ; al unirlos, dan el perfil teórico hasta donde puede alcanzar la erosión.

Ejemplo 2. Determinar la profundidad de la socavación general en la sección bajo un puente. El suelo es heterogéneo con la estratificación representada en la fig 14, y la rugosidad puede considerarse la misma en toda la sección.

Los datos de escurrimiento, dimensiones de la sección y características del suelo son:

El gasto de diseño para un periodo de retorno de 100 años es $2\ 000\ m^3/seg$; el ancho del cauce es $L = 140\ m$; la profundidad media en la sección es de $4.50\ m$. Como resultado de los sondeos se obtuvo un diámetro medio para las arenas finas $d_m = 0.40\ mm$ y para las arenas gruesas $d_m = 2.60\ mm$.

Para los suelos cohesivos el peso volumétrico del material seco es $\gamma_s = 1.70\ ton/m^3$ (tierra arcillosa).

En la fig 14 se muestra el perfil de la sección transversal bajo el puente, la posición de las pilas, el nivel de la superficie del líquido al pasar la avenida, la colocación de los estratos y el material de que están formados. Además se han marcado con líneas verticales los

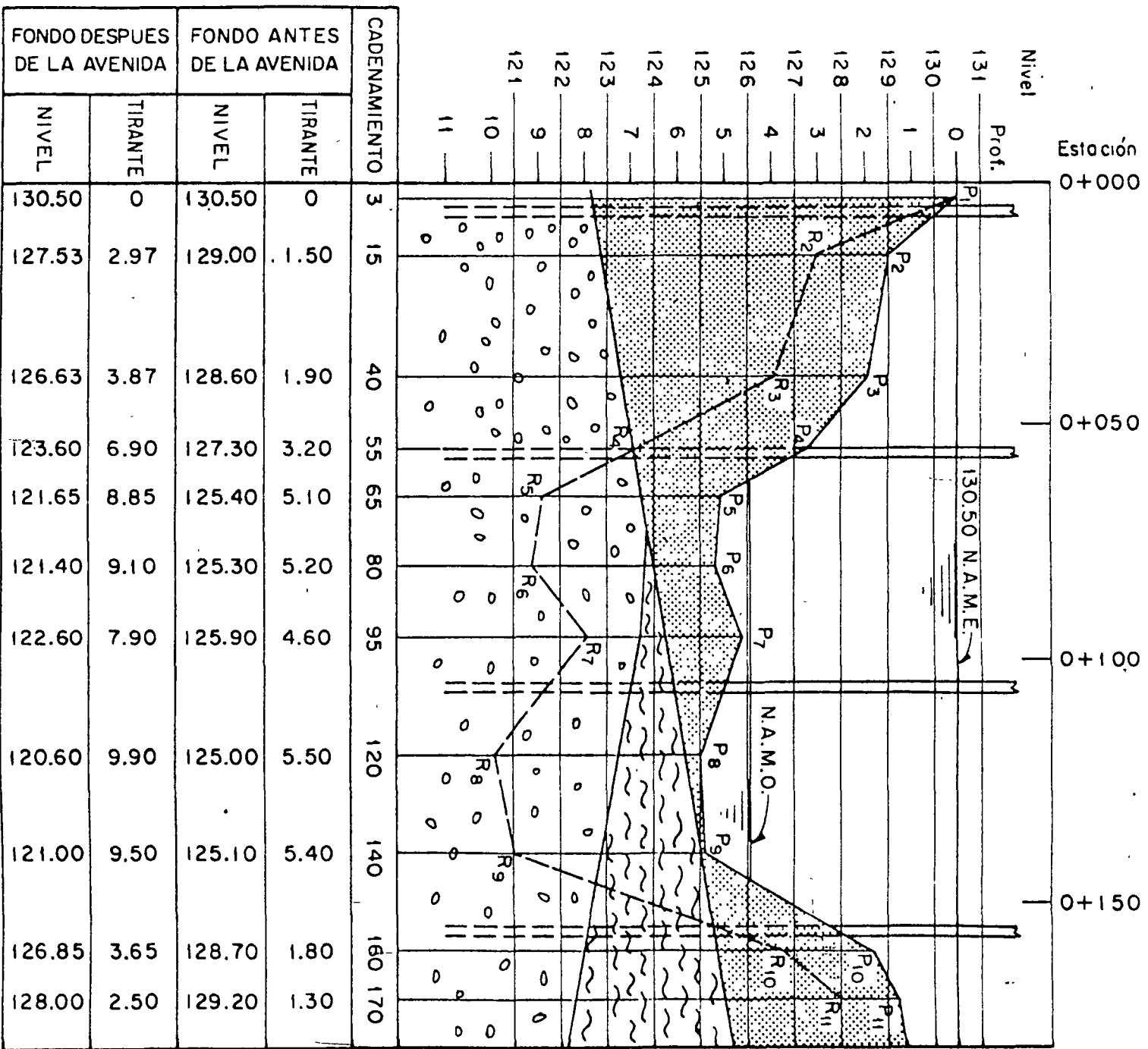


Fig. 14 Sección transversal, del ejemplo 2

sitios donde se desea encontrar el valor de la profundidad de la socavación.

De lo anterior y con ayuda de las tablas I y III se obtiene el valor de $\beta = 1$ y del coeficiente de contracción $\mu = 0.98$.

El cálculo se realiza en la forma siguiente: se determina el coeficiente de distribución del gasto, a partir de

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu} = \frac{2000}{4.5^{5/3} \times 140 \times 0.98} = 1.212$$

Son dos los métodos que se han expuesto para el cálculo de la profundidad de la erosión; se mostrará el procedimiento por tanteos para un punto P_i cualquiera, por ejemplo el P_8 , y el método semigráfico para el punto P_9 .

Método analítico por tanteos

Con el fin de conocer las elevaciones de las fronteras entre estratos, conviene formar una tabla como la VII.

Por el método de tanteos se calcula la profundidad para cada estrato a partir del superior, con ayuda de las fórmulas 8 ó 9, y cuando se obtiene una profundidad tal que cae dentro del estrato estudiado, se ha obtenido la H_s buscada.

T A B L A VII. Profundidades de las fronteras de los diferentes estratos tomados desde el nivel del agua para el gasto de diseño

Estrato	Fronte- ra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Fondo antes de la erosión		0	1.50	1.90	3.20	5.10	5.20	4.60	5.50	5.40	1.80	1.30
1	sup	0	1.50	1.90	3.20	5.10	5.20	4.60	5.50	5.40	1.80	1.30
1	inf	7.75	7.50	7.10	6.90	6.70	6.50	6.20	5.80	5.50	5.10	5.00
2	sup						6.50	6.20	5.80	5.50	5.10	5.00
2	inf						6.70	6.80	7.30	7.60	8.00	8.20
3	sup	7.75	7.50	7.10	6.90	6.70	6.70	6.90	7.30	7.60	8.00	8.20
3	inf								13.50	14.00	16.00	16.00

Punto P₃.

Primer estrato. Arena fina con $d_m = 0.40$ mm. De la tabla II, y para ese diámetro, $x = 0.41$; $1/(1 + x) = 0.71$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \beta} \right)^{1/1+x}$$

$$H_s = \left(\frac{1.212 \times 5.50^{5/3}}{0.68 \times 0.4^{0.28} \beta} \right)^{0.71} = \left(\frac{1.212 \times 17.05}{0.68 \times 0.77} \right)^{0.71} = (39.46)^{0.71}$$

$$H_s = 13.60 \text{ m}$$

Como el nivel inferior de este estrato está a -5.80 m, la acción erosiva continúa hacia abajo.

Segundo estrato. Material arcilloso, 1.70 ton/m^3 . De la tabla II, $x = 0.30$ y $1/(1 + x) = 0.77$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{\beta 0.60 \gamma_s^{1.18}} \right)^{0.77} = \left(\frac{1.212 \times 17.05}{0.60 \times 1.70^{1.18}} \right)^{0.77}$$

$$H_s = \left(\frac{20.66}{1.122} \right)^{0.77} = 18.41^{0.77} = 9.40 \text{ m} > 7.30 \text{ m}$$

∴ la erosión prosigue

Tercer estrato. Arena gruesa, $d_m = 2.60 \text{ mm}$. De la tabla II,

$$x = 0.38; 1/(1 + x) = 0.72$$

$$H_s = \left(\frac{20.66}{0.68 \times 2.6^{0.28}} \right)^{0.72} = \left(\frac{20.66}{0.68 \times 1.305} \right)^{0.72}$$

$$H_s = (23.29)^{0.72} = 9.90 \text{ m.}$$

Este valor cae dentro del tercer estrato, $7.30 < 9.90 < 13.50$, por lo tanto a esa profundidad se logra el equilibrio. La profundidad de la erosión general en el punto P_g vale $H_g = 9.90 \text{ m}$

El segundo método se aplicará completo para el punto P_g .

Método semigráfico

Consiste en determinar V_g para cada frontera entre estratos y para cada material.

Para facilitar el procedimiento se construye una tabla como la siguiente

T A B L A VIII Vertical en el punto P₉

$$\text{Valores de } V_e \begin{cases} V_e = 0.68 d_m^{0.28} \beta H_s^x \\ V_e = 0.60 \gamma_s^{1.18} H_s^x \beta \end{cases}$$

Estrato	Frontera	H _s	d _m (mm)	d _m ^{0.28}	γ _s	γ _s ^{1.18}	x	H _s ^x	V _e
1	Superior	5.40	0.40	0.77	—	—	0.41	1.99	1.04
1	Inferior	5.50	0.40	0.77	—	—	0.41	2.00	1.046
2	Superior	5.50	—	—	1.70	1.87	0.30	1.66	1.86
2	Inferior	7.60	—	—	1.70	1.87	0.30	1.83	2.05
3	Superior	7.60	2.60	1.305	—	—	0.38	2.15	1.90
3		10.00	2.60	1.305	—	—	0.38	2.40	2.13
3		11.00	2.60	1.305	—	—	0.38	2.49	2.21
3		12.00	2.60	1.305	—	—	0.38	2.57	2.28

$$(1) V_e = 0.68 d_m^{0.28} H_s^x \beta$$

$$\text{para } d_m = 0.4; V_e = 0.68 \times 0.77 \times \beta \times H_s^x = 0.523 H_s^x$$

$$\text{para } d_m = 2.6; V_e = 0.68 \times 1.305 \times H_s^x = 0.887 H_s^x$$

$$(2) V_e = 0.60 \gamma_s^{1.18} \beta H_s^x = 0.60 \times 1.87 \times 1 \times H_s^x = 1.122 H_s^x$$

Por otro lado, los valores reales de la velocidad de la corriente a medida que se degrada el fondo se obtienen de la fórmula 5

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

y para el punto P₉

$$H_0 = 5.40 \text{ m}; \quad H_0^{5/3} = 16.60$$

$$V_r = 1.212 \frac{H_0^{5/3}}{H_s}; \quad V_r = \frac{20.119}{H_s}$$

Se escogen distintas H_{si} de acuerdo con los valores que podría alcanzar la socavación.

T A B L A IX

Valores de V_r

H_s	V_r
7	2.87
8	2.51
9	2.23
10	2.01
11	1.83
12	1.67
13	1.55

Sobre un sistema de ejes coordenados, velocidad-profundidad, se trazan dos curvas. La primera para V_e , con ayuda de las columnas H y V_e de la tabla VIII, y la segunda, que indica la variación de V_r con la profundidad, con ayuda de la tabla IX.

El punto donde las dos curvas se cruzan indica a qué profundidad se obtiene la erosión y se alcanza el equilibrio.

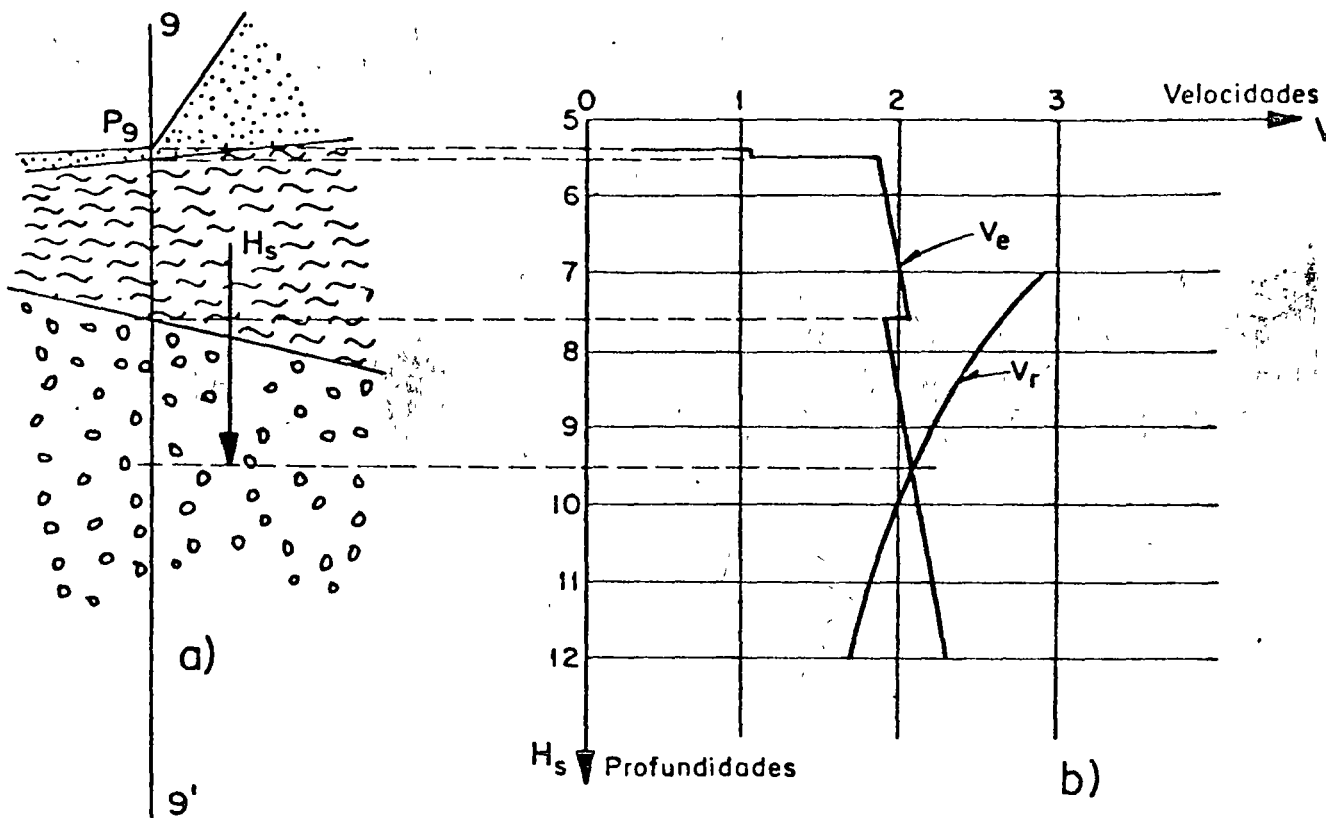


Fig 15 Método semigráfico para el punto P_9

- a. vertical para el punto P_9 donde se muestran las fronteras entre los estratos
- b. curvas de V_e y V_r contra profundidades alcanzadas

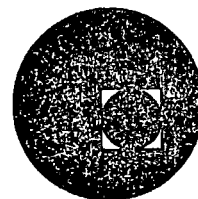
Donde se cruzan estas curvas, se obtiene la profundidad de equilibrio

Lo mismo se realiza para cada uno de los puntos P_1 restantes. Al llevar todos los valores obtenidos a la fig 14 se obtienen los puntos R_1 que al unirlos dan el perfil probable que el cauce tomará durante el paso de la avenida (línea punteada).

Nótese que una vez que la erosión se ha producido, al descender nuevamente las aguas, el área será ocupada por material uniforme producto del acarreo del río y no se notará que la erosión general tuvo lugar.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANEXO D

SOCAVACION EN CAUCES NATURALES*

*Es copia de parte del artículo

José Antonio Maza A.

"Socavación en Cauces Naturales" Pub. No 177 del Instituto de Ingeniería, UNAM
Junio - 1968 .

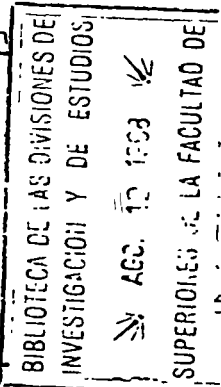
1.1 Socavación general en cauces definidos

La erosión del fondo del cauce en la sección transversal bajo un puente se realiza con la constante aportación de material sólido de arrastre y es provocada por el desequilibrio local entre el material arrastrado aguas abajo y el aportado.

La determinación de la erosión se hace con el siguiente criterio: al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce, siendo mayor en la sección del cruce del puente, por ser generalmente menor el área útil en esos lugares. El aumento de velocidad provoca un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se empieza a degradar el fondo. Al descender el fondo aumenta poco a poco el área hidráulica, se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, hasta el momento en que se alcanza un estado de equilibrio.

Ese equilibrio existe cuando son iguales la velocidad media real de la corriente V_r , y la velocidad media que se requiere para que un material de características dadas sea arrastrado, V_g . Para suelos no cohesivos esta última no es la velocidad de inicio del movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Para suelos cohesivos, es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas.

La primera velocidad está dada en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La segunda en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente; para valuarla, la característica representativa que se toma en cuenta, tratándose de materiales no cohesivos, es el diámetro medio. No se considera el peso específico, ya que se ha supuesto para todas las



arenas y gravas una densidad uniforme. Si el suelo es cohesivo, se toma en cuenta el peso específico del material seco.

Al determinar la profundidad de la erosión se distinguirán dos casos diferentes además de los ya anunciados, según que la rugosidad sea o no la misma en toda la sección transversal del cruce. La presentación de las fórmulas de este capítulo se hace suponiendo al cauce con la rugosidad uniforme, y solo al final se indicarán las modificaciones que hay que hacer cuando la rugosidad varíe de un claro del puente a otro, o de una zona de la sección transversal a otra.

1.1.1 Socavación general para suelos cohesivos

El problema consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar bajo un puente, al pasar una avenida con un gasto de diseño Q_d , el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. Para los cálculos subsecuentes se requiere conocer Q_d y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en la sección de estudio.

El gasto máximo de diseño se determina a partir de los datos consignados en un boletín hidrológico, así como las características físicas de la cuenca, mediante la aplicación de algún método empírico, estadístico, o bien por medio del hidrógrafo unitario. En el apéndice se muestra el método de Lebediev que ha probado su utilidad en varias ocasiones en que se ha aplicado. La presentación del método se ha hecho en forma sucinta.

La elevación que alcanza la superficie libre del agua para ese gasto, se obtiene de la curva elevaciones-gasto, para la sección considerada.

La magnitud de la erosión en suelos limosos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. El valor de la

velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por

$$V_e = 0.60 \cdot \gamma_s^{1.18} \cdot \beta \cdot H_s^x \quad (1)$$

donde

H_s tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar el material

x exponente variable que está en función del γ_s , el cual se encuentra en la tabla II. Ahí mismo se indica el valor de $1/(1+x)$ necesario más adelante, y el de x cuando el material del fondo es no cohesivo; en este último caso x es función del diámetro medio de los granos

β coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor aparece en la tabla I

γ_s peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , ton/m³

T A B L A I

Valores del coeficiente β

Probabilidad, en porcentaje, de que se presente el gasto de diseño	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TABLA II

Valores de x y $1/1+x$, para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

La variación de la velocidad media V_r de la corriente, en función de la profundidad y para cada punto de la sección, puede ser obtenida analizando una franja vertical de la sección transversal (fig 3). La hipótesis que se formula para realizar el cálculo es que el gasto unitario en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

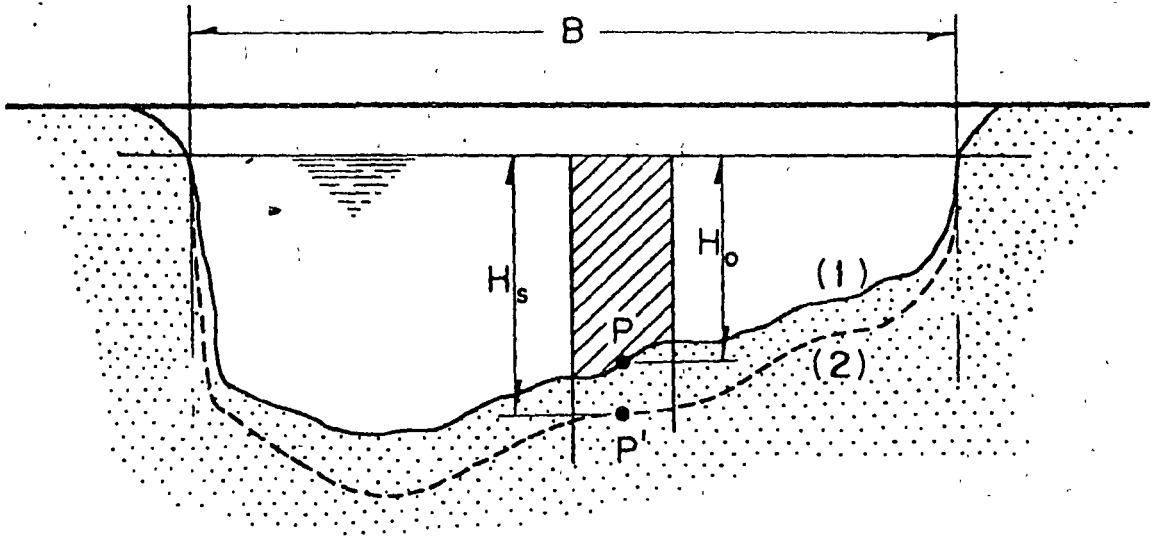


Fig 3 Variables para el cálculo de V_r

- B ancho de la superficie libre
- H_0 tirante en el punto P antes de la erosión
- H_s tirante supuesto, para el cual se desea conocer el nuevo valor de la velocidad
- P punto cualquiera en el cual se desea conocer el cambio de velocidad al aumentar el tirante
- 1 perfil antes de la erosión
- 2 perfil de equilibrio al terminar la erosión

Considérese la franja de espesor, ΔB . El gasto que pasa por esa sección está dado, según Manning, por

$$\Delta Q = V \Delta A = \frac{1}{n} S^{1/2} H_0^{5/3} \Delta B \quad (2)$$

donde

S pendiente del gradiente hidráulico

Como se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección, $\frac{1}{n} S^{1/2}$ es constante para cualquier punto y se denominará α .

$$\Delta Q = \alpha H_0^{5/3} \Delta B \quad (2')$$

El valor de α puede ser expresado en forma general como una función del tirante medio, antes de la erosión, H_m , de la velocidad media, en toda la sección, V , y del gasto de diseño, Q_d , ya que

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e$$

Como la corriente del agua forma turbulencias cerca de pilas y estribos, es necesario afectar el valor de Q_d por un coeficiente de contracción μ , el cual se encuentra tabulado en la tabla III

$$Q_d = \frac{\mu}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad (3)$$

$$Q_d = \mu \alpha H_m^{5/3} B_e$$

en que

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu} \quad (4)$$

donde

B_e ancho efectivo de la superficie libre, que es igual al ancho total menos el ancho de las pilas (cuando la corriente incide normal al eje de las pilas). Más adelante se indicará cómo encontrar el valor de B_e que debe ser tomado en cuenta, cuando la corriente forma un ángulo cualquiera con el eje de las pilas

H_m tirante medio de la sección; el cual se obtiene dividiendo el

TABLA III

Coeficiente de contracción μ

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro) en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 ó mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

D.8

área hidráulica efectiva entre el ancho B_e

Ahora bien, en la franja en estudio, al incrementarse H_0 y al canzar un valor cualquier H_s , la velocidad disminuye a un nuevo valor V_r . En función de esa velocidad y el tirante, ΔQ en la franja ΔB está expresado por

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B$$

igualando esta expresión con la 2' se tiene

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_0^{5/3} \Delta B$$

de donde la velocidad real de la corriente vale

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s} \quad (5)$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de V_r , velocidad de la corriente capaz de producir arrastre, y V_e , velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, sean iguales.

$$V_e = V_r \quad \text{condición de equilibrio}$$

1.1.2 Socavación general para suelos no cohesivos

En el estudio de la profundidad de la erosión en suelos formados por granos sueltos, arena a boleo, V_r tiene el mismo valor que en la fórmula 5; en cambio V_e está expresado por

$$V_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x \quad (6)$$

d_m diámetro medio de los granos del fondo, obtenidos según la expresión, mm

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i \quad (7)$$

donde

d_i diámetro medio de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza, mm

p_i porcentaje del peso de esa misma porción, comparada con el peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser necesariamente iguales entre sí

1.1.3 Cálculo de la profundidad de la sòcavación en suelos homogéneos

Cuando se trata de suelos homogéneos, la determinación de la profundidad de equilibrio está dada por una simple expresión, cosa que no sucede con los suelos heterogéneos.

Al final de 1.1 se anotó que la condición de equilibrio se presenta cuando V_r es igual a V_e .

Únicamente se distinguen dos condiciones diferentes, según sea el material cohesivo o no.

a. Suelos cohesivos. Condición de equilibrio $V_e = V_r$ donde V_e está dada por la fórmula 5 y V_r por la 1.

$$0.60 \beta \gamma_s^{1.18} H_s^x = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s^{1+x} = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 \gamma_s^{1.18} \beta}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (8)$$

b. Suelos no cohesivos. En este caso V_e está dada por la fórmula 6.

$$V_e = V_r$$

$$0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+X}} \quad (9)$$

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen en ella algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer cuál es la profundidad después de la erosión.

En la fig 4 se indican seis puntos P_1 para los cuales se requiere determinar el valor que alcanzará la socavación. Esa profundidad llega hasta el punto R_1 correspondiente para cada uno de ellos. Al unir todos los puntos R_1 calculados, se obtiene el perfil teórico máximo que se puede alcanzar después de la erosión en esa sección,

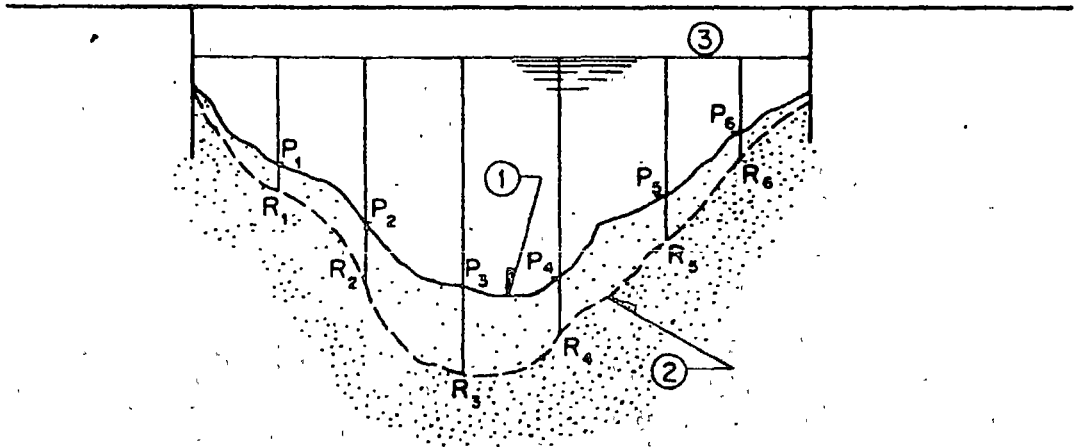


Fig 4 Erosión en un suelo homogéneo

- P_1 puntos estudiados, antes de la erosión
- R_1 puntos teóricos que se alcanzan durante la erosión
- 1 perfil transversal antes de la erosión
- 2 perfil transversal después de la erosión
- 3 nivel de aguas máximas

1.1.4 Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos heterogéneos

Se conoce como suelos heterogéneos aquellos que están compuestos por más de dos materiales distintos, cualquiera que sea su diferencia, y que se encuentren en estratos o capas diferentes. Pueden estar formados por una mezcla de estratos en que unos sean de materiales cohesivos y otros de materiales no cohesivos, sin importar su distribución. O bien, puede ser que únicamente existan materiales granulares; donde la diferencia por mantos consista en diferentes diámetros, o aun diferente densidad, etc. Cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio se puede obtener analíticamente, a base de tanteos, o mediante un método semigráfico.

Método analítico por tanteos. Escogido un punto P_1 para el cual se desea calcular la posible socavación, y conocida la distribución geológica bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las fórmulas 8 ó 9, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia capas más profundas. En el primer estrato donde se cumpla que la profundidad H_s calculada caiga dentro de él, esa profundidad es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite por varios puntos de la sección (fig 5), que al ser unidos, darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

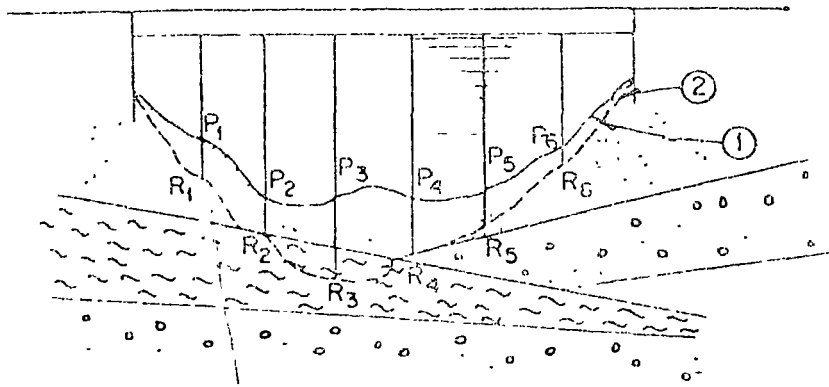


Fig 5 Erosión en un suelo heterogéneo

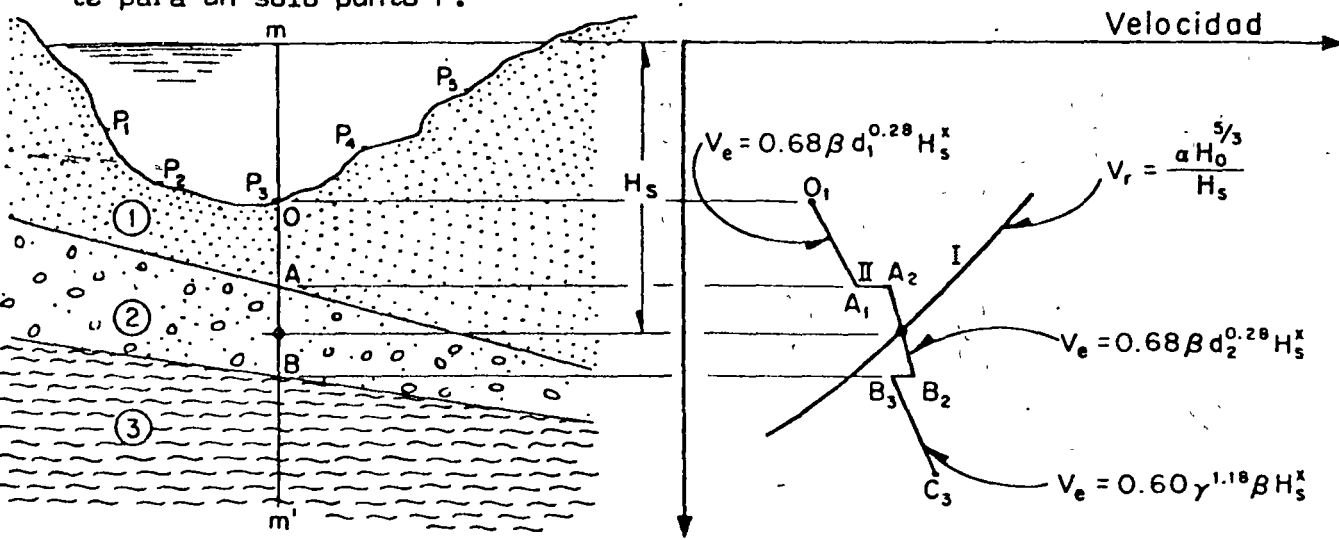
- arena
- arena con grava
- limo
- P_i puntos bajo estudio
- 1 perfil transversal antes de la erosión
- 2 perfil transversal después de la erosión

Método semigráfico. Se considera un punto P_i cualquiera a una profundidad inicial H_0 , cuyo estado geológico se conoce. Una vez que se conocen las profundidades de las fronteras entre los distintos estratos, se encuentra V_e con la ayuda de las fórmulas 1 ó 5 para cada estrato, en las correspondientes fronteras en ellos. A continuación, para distintas profundidades escogidas arbitrariamente, se determina el valor de V_r dado por la fórmula 5.

Terminadas las operaciones anteriores, se llevan esos valores a un sistema de ejes coordenados de velocidades contra profundidades H_s , y se dibujan las curvas para V_e y V_r . El punto de intersección de estas curvas indica la profundidad de equilibrio de la erosión y la velocidad media a la que se obtiene.

Aunque todo lo expuesto podrá verse más objetivamente con un

ejemplo al final de este capítulo, en la fig 6 se muestra esquemáticamente para un solo punto P.



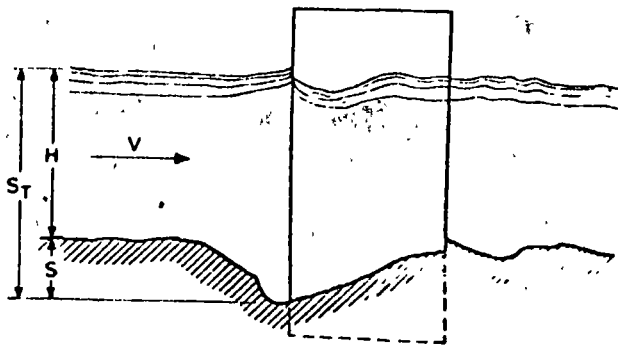
a. Sección transversal mostrando los distintos estratos
 b. Curvas de V_e y V_r contra H_s para el punto P_3

Fig 6 Método semigráfico

- H_s profundidad
- mm' vertical para el punto P_3
- I curva que indica la variación de V_r con respecto a la profundidad
- II Curva que indica la variación de V_e con respecto a la profundidad, tomando en cuenta el material del fondo. Esta curva fue obtenida de calcular V_e en O, A, B y C para ambos materiales de la frontera. Así, para el punto A, por ejemplo, se obtuvo una V_e para el material 1 (arena) indicado en la fig 6b por el punto A_1 , y una V_e para el material 2 (arena y grava) indicado por el punto A_2 , etc

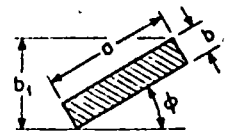
3.3 Socavación local al pie de pilas de puente

Ver fig 31, 32 y 33



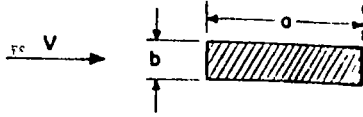
b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$\frac{H}{b_1}, \quad F = f_c \frac{V^2}{gH}, \quad \frac{S_T}{b_1}$$



en que:
 b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo
 El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45



SIMBOLOS

- Arena negra, diám. = 0.17 mm +
- Arena parda, diám. = 0.56 mm o
- Arena rosa, diám. = 1.30 mm □
- Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$ /
- Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$ \

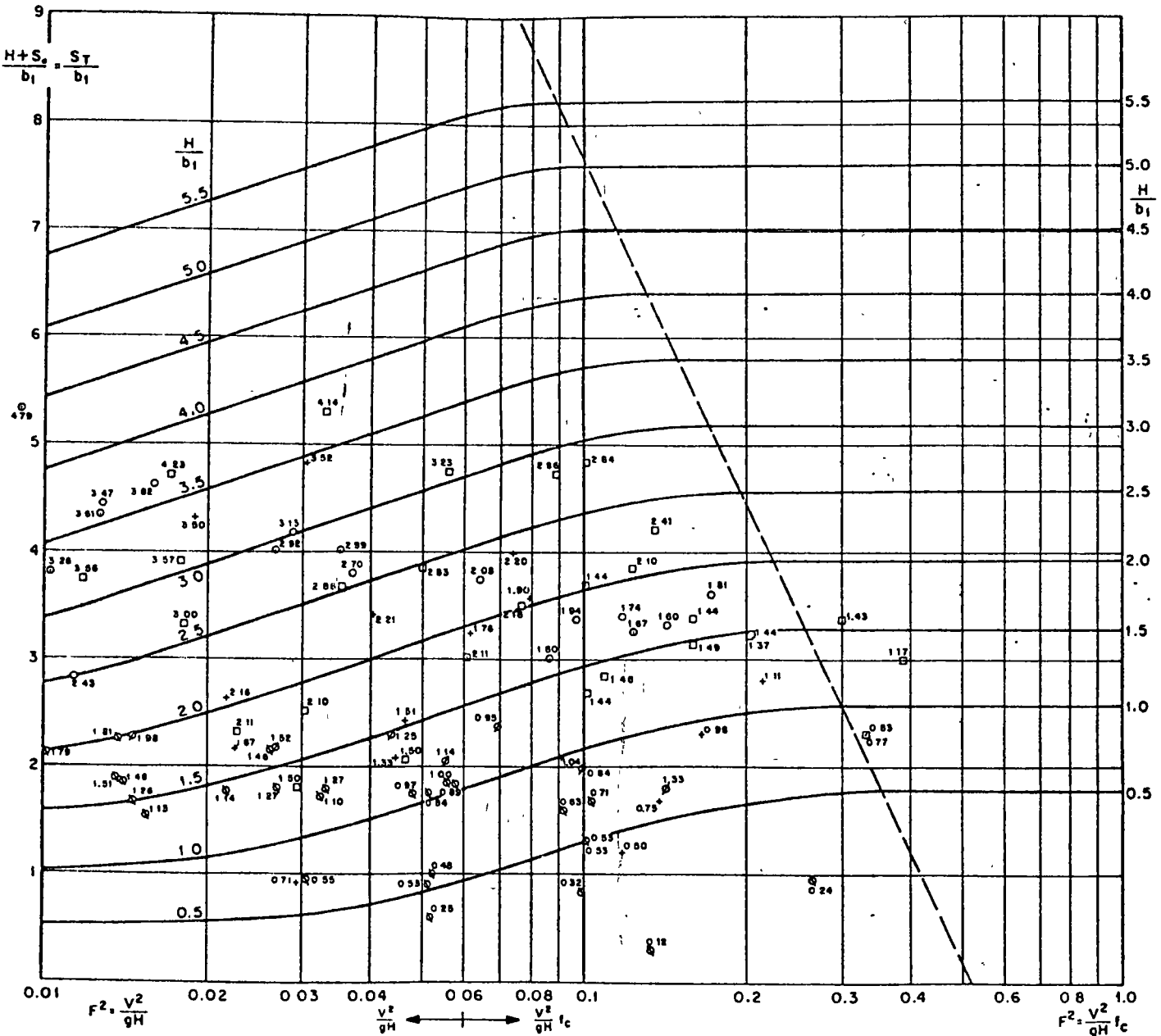
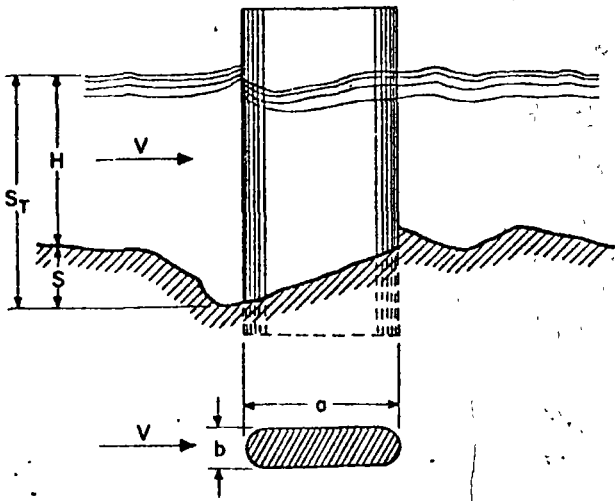


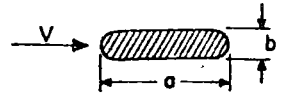
Fig. 32 Pila redondeada
(Según Moza y Sánchez)



a) Si la pila está alineada con el flujo:

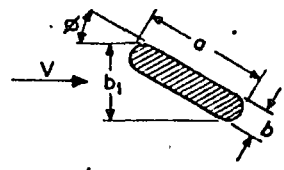
$$b_1 = b$$

$$f_c = 1$$



b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son

$$\frac{H}{b_1}, \quad F = f_c \frac{V^2}{gH}, \quad \frac{S_T}{b_1}$$



en que:

b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

SIMBOLOS

Arena negra, diám. = 0.17 mm	+
Arena parda, diám. = 0.56 mm	o
Arena rosa, diám. = 1.30 mm	□
Angulo de incidencia $\phi = 15^\circ$	/
Angulo de incidencia $\phi = 30^\circ$	\

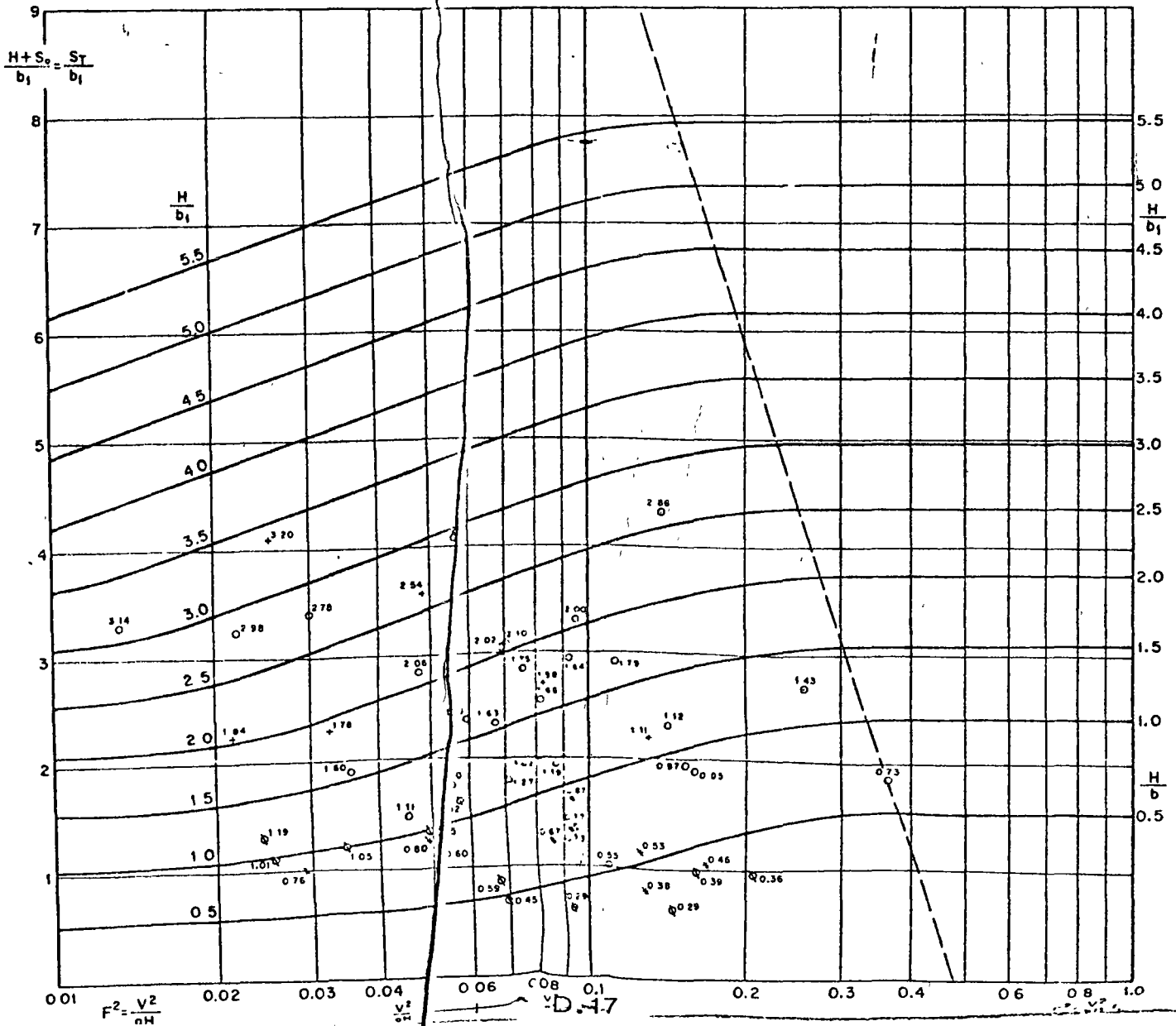
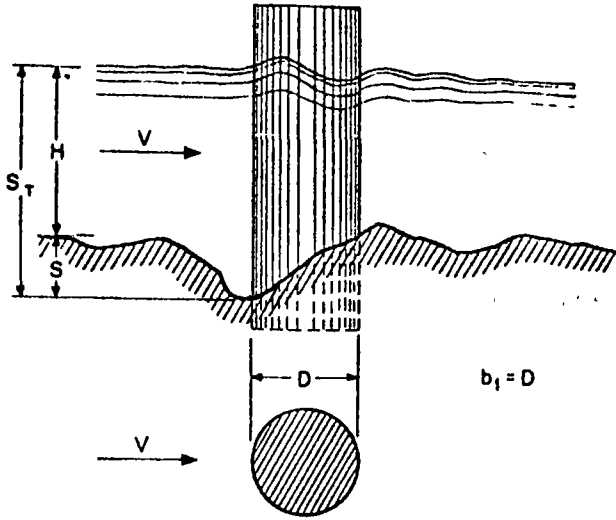
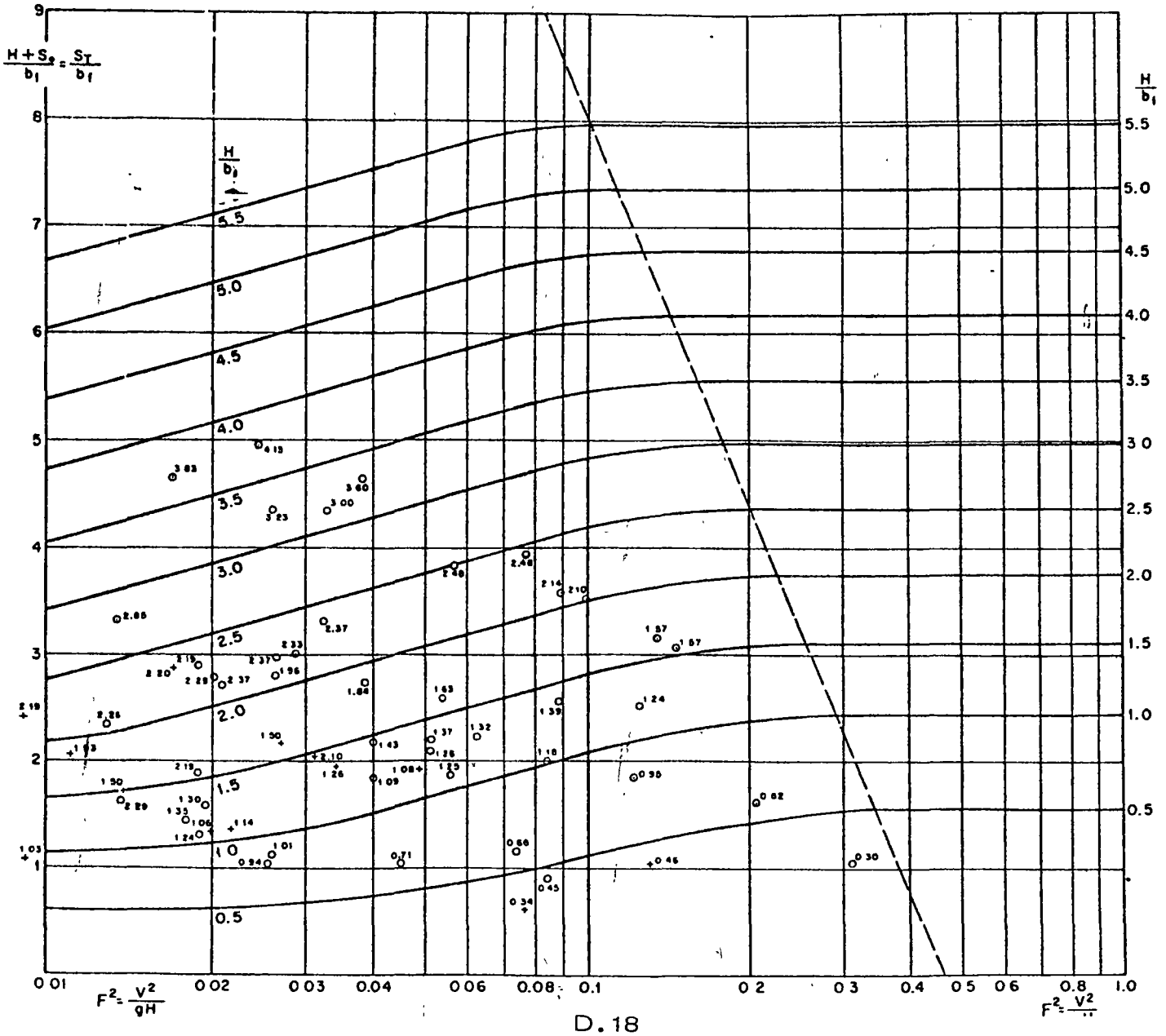


Fig. 33 Pila circular
(Según Moza y Sánchez)



SIMBOLOS

- Arena negra, diám. = 0.17mm +
- Arena parda, diám. = 0.56mm o
- Arena rosa, diám. = 1.30mm □



3.5 Socavación al pie de estribos

El método que será expuesto se debe a Artamonov, y permite determinar la profundidad al pie de estribos y al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, del talud que tienen los lados del estribo, y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. La socavación al pie de un es tribo, medida desde la superficie libre de la corriente, está dada por

$$S_T = P_\alpha P_q P_k H_o \quad (36)$$

donde

- α ángulo que forma el eje del espigón con la corriente (fig 34),
- H_o tirante que se tiene en la zona cercana al espigón antes de la erosión
- P_α coeficiente, depende de α , su valor se encuentra en la tabla XV
- P_k coeficiente, depende del talud que tienen los lados del estribo; su valor se encuentra en la tabla XVII
- P_q coeficiente, depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto teórico que pasaría por el lugar ocupado por el estribo, si este no existiera, y Q es el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q se encuentra en la tabla XVI

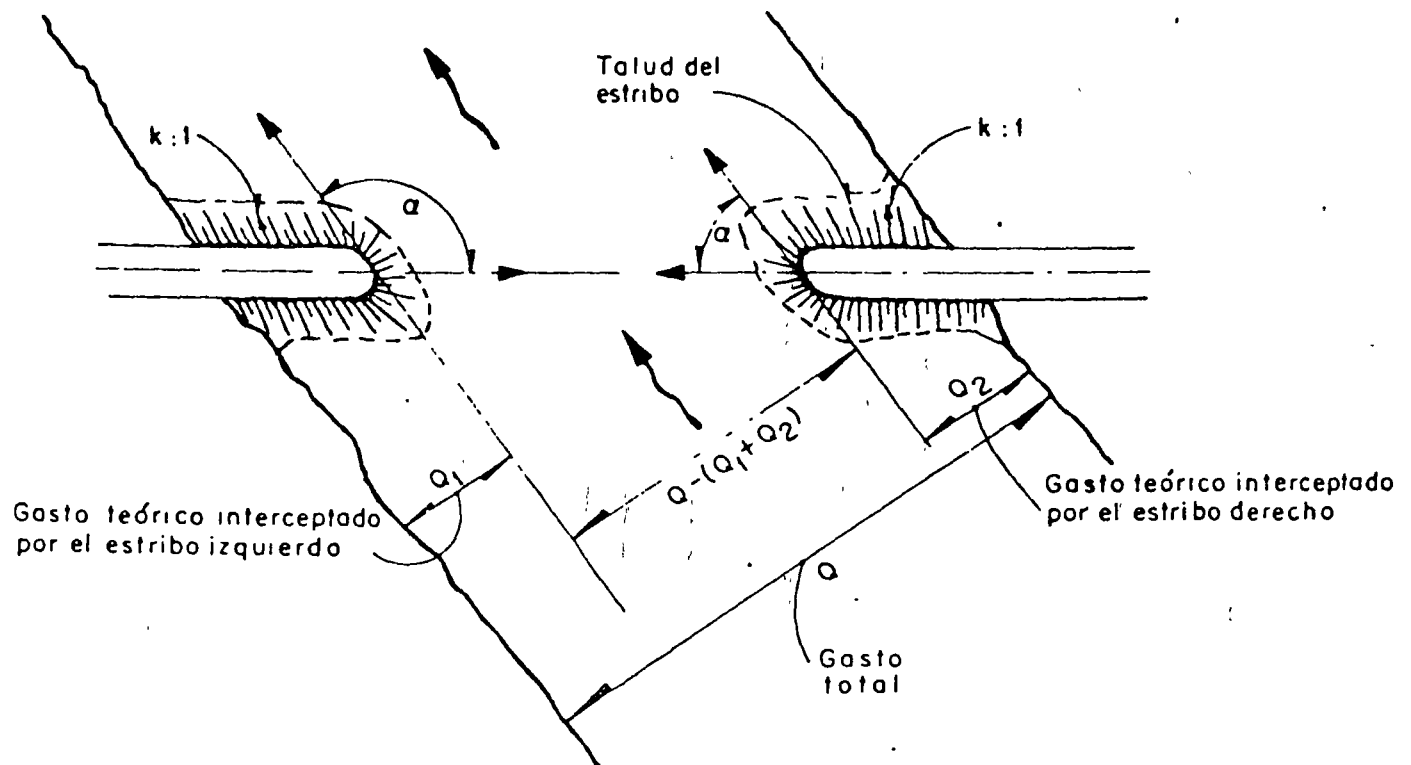


Fig. 34 Disposición de los estribos

T A B L A XV

Valores del coeficiente correctivo P_α en función de α

α	30°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

T A B L A XVI

Valores del coeficiente P_q en función de Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

T A B L A XVII

Valores del coeficiente correctivo P_k en función de k

Talud k	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_k	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Como puede observarse, cuando el cruce del puente se efectúe en forma recta, $\alpha = 90^\circ$, y el talud del estribo sea vertical, la fórmula 36 se reduce a

$$S_T = P_q H_o \quad (37)$$

Además conviene hacer notar que de tenerse un talud de 3:1 en la punta del estribo, la erosión se reduce del 50 al 100 por ciento.

Todo lo anterior se aplica en forma semejante a los espigones. Únicamente es necesario añadir que, si se tienen espigones contruidos en ambos lados de la orilla y unos frente a otros, la erosión S_T se puede reducir hasta en un 75 por ciento.

$$S_T = 0.75 P_\alpha P_q P_k H_o \quad (38)$$

No se dispone de ningún criterio que permita valuar la erosión cuando el espigón está cubierto por el agua. Sin embargo, como el que se

ha expuesto da el valor máximo que se puede llegar a presentar, conviene considerar a Q_1 como el gasto máximo teórico que puede ser interceptado por el espigón hasta la corona del mismo, pero tomando en la fórmula 36 el tirante H_0 hasta la superficie libre.

Cuando el agua pasa por arriba del espigón es conveniente proteger todo el lado de aguas abajo, por ser una zona expuesta a la erosión.

4. PROTECCIONES CONTRA LA SOCAVACION LOCAL

Se distinguen dos clases de protección, las que se realizan al pie de las pilas y las que se efectúan al pie de los estribos.

4.1 Protección al pie de las pilas

Dos formas principales existen para reducir o evitar la socavación. La primera consiste en impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila, con lo que se reducen o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas. La segunda consiste en hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Una solución del primer tipo es la propuesta por Levi-Luna, del Instituto de Ingeniería, quienes, a partir de los ensayos que realizaron, llegaron a la conclusión de que es posible reducir notablemente la erosión, si se coloca aguas arriba de la pila una pantalla vertical de su mismo ancho y a una separación de $2.2 b$ (fig 35 y foto 21).

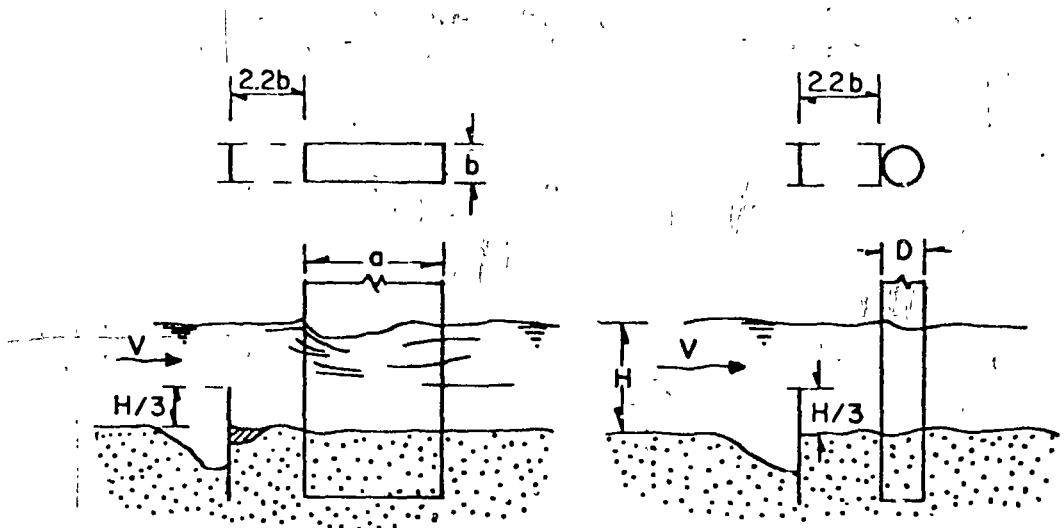


Fig 35 Colocación de las pantallas protectoras según Levi-Luna

Este tipo de protección es útil únicamente cuando ϕ es cero grados. Para pilas esviadas no se ha realizado ningún ensayo tendiente a probar su funcionamiento

La altura más económica de la pantalla es $H/3$, ya que su acción protectora es la misma que si llegara hasta la superficie. Con este tipo de protección se reduce la socavación frente a la pila en un 70 por ciento aproximadamente.

Cuando ya se tenga el cono máximo formado por la erosión y se coloque una pantalla en las condiciones descritas, el hueco se rellenará hasta alcanzar las mismas condiciones que tendría si la protección hubiera sido colocada antes de iniciarse la erosión.

La protección del segundo tipo consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión; gujarros, boleos y cantos rodados son los materiales más convenientes.

En las pruebas que se realizaron en el Instituto de Ingeniería con este tipo de protección, se observó que

- a. De preferencia, el boleo debe ser de un diámetro uniforme y si

eso no es posible, el diámetro mínimo debe ser mayor que el obtenido para que soporte la velocidad del cauce. Este valor se obtiene en la tabla XVIII.

b. Si las partículas del fondo tienen un diámetro veinte veces menor que el de la protección, esta tendrá que estar formada por más de tres capas, ya que de lo contrario el material del cauce es extraído de los huecos, y el cono erosionado se produce de la misma manera. En las fotografías 8 a 12 se puede ver la erosión que se ha formado cuando solo se han colocado una o dos capas.

c. Con el fin de no reducir el área hidráulica útil de la sección transversal bajo el puente, se recomienda colocar el boleo a partir del nivel inferior que puede alcanzar durante la socavación general (fig 36). Además, este tipo de protección trabaja mejor cuando el material de alrededor no desciende debajo del nivel máximo de la piedra.

d. Esta protección sirve tanto cuando la pila no tiene esviajamiento como cuando la corriente incide con un ángulo ϕ , cualquiera que este sea. Cuando se tiene la certeza de que ϕ es cero grados, se debe colocar la protección únicamente en el frente de la pila. Para ello, se excava una trinchera frente a la pila y a los lados, hasta una profundidad tal que, a partir del nivel calculado al que llegará la erosión general, todavía se alcance un desnivel mayor que un ancho de la pila.

Este último desnivel deberá permitir, al menos, el acomodo de tres capas de material.

Cuando la corriente incide con cualquier ángulo y por cualquier lado, hay que rodear la pila con el pedraplén. A los lados de la pila y en su parte central se ha visto que se puede disminuir la profundidad a $0.5 b$, así como la cantidad de piedras colocadas. En la foto 17 se apre-

TABLA XVIII

Diámetro mínimo de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a 1 metro

Velocidad de la corriente, V_1 m/s	Peso específico del material, en kg/m^3				
	1600	1800	2000	2200	2400
1	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2.0	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
			85	77	70

NOTA. Si el tirante es diferente de 1 m, $V = V_1 H^\alpha$ en que $\alpha = \frac{1}{2+H}$
 Conocido V y H se despeja V_1 y se pasa a la tabla para conocer el diámetro de las piedras

cia la colocación de la protección descrita (figs 37a y b).

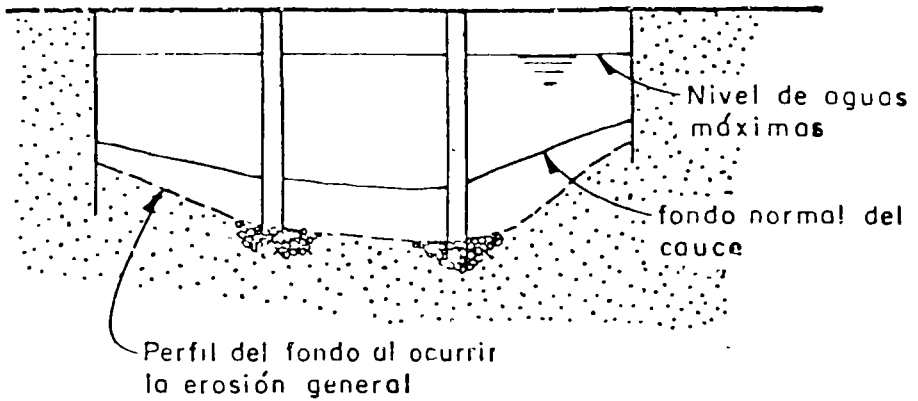
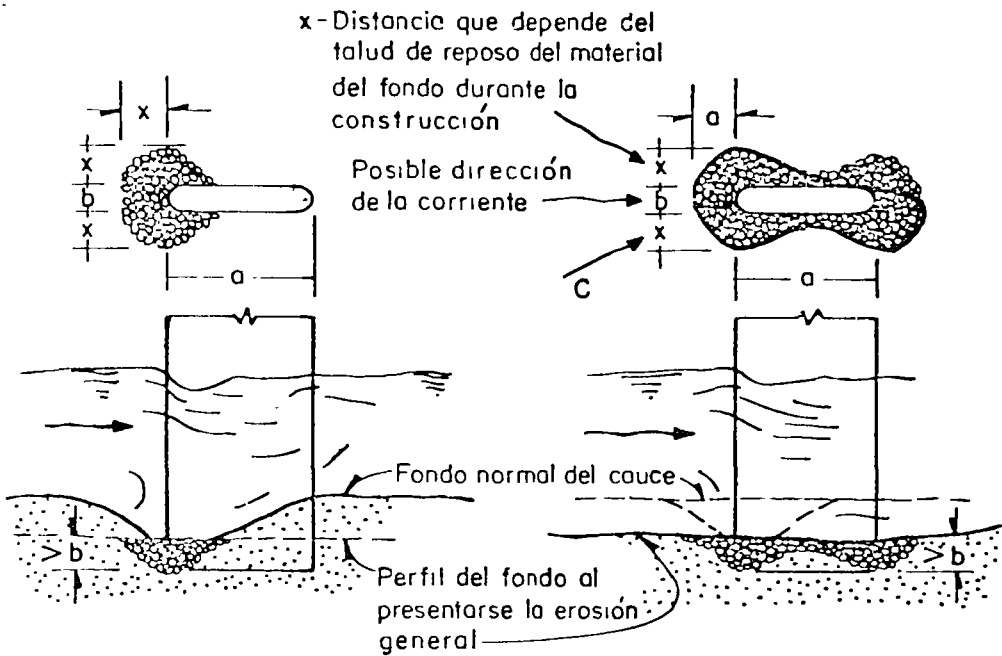


Fig 36 Colocación del pedraplén de protección

En las figs 37a y b, se presenta un esquema de lo expuesto en este inciso.



a. Angulo de incidencia de cero grados. La línea gruesa del fondo indica que solo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general

b. Angulo de incidencia variable. La línea gruesa del fondo indica la condición de máxima erosión general

Fig 37 Formas de colocar el boleo para evitar la socavación local (según Moza y Sánchez)

Si ϕ varía, pero se presenta siempre del mismo lado o se mantiene fijo; se puede reducir un poco la cantidad de material colocado. Así, por ejemplo, si la dirección de la corriente fuera siempre la C de la fig 37 b, solo se colocaría el material de acuerdo con la línea llena marcada en planta. (Fotos 20 y 22).

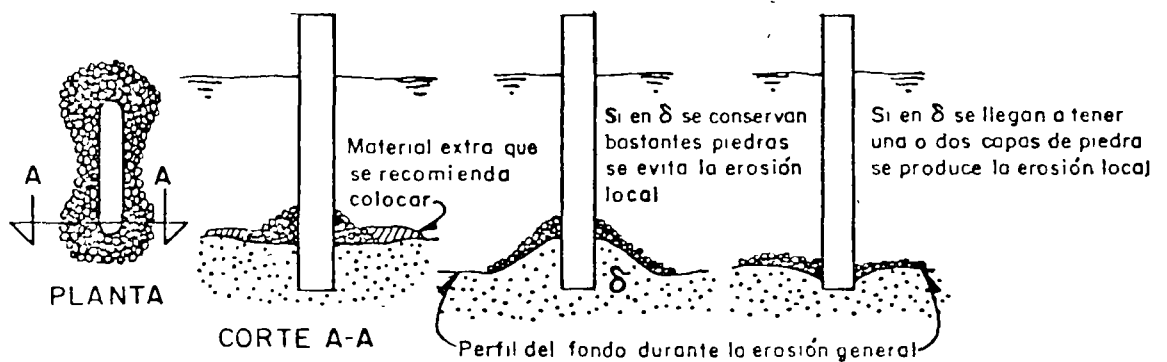
El diámetro de las partículas que forman la protección depende del tirante y de la velocidad media máxima de la corriente que se presenta cuando las piedras quedan al descubierto. En la tabla XVIII aparecen los diámetros que se recomiendan para diferentes velocidades y tirantes.

Como puede observarse, es relativamente fácil proteger las pilas cuando la velocidad es menor de 3.5 m/s. Los valores presentados en la tabla XVIII fueron obtenidos de la comparación de los valores propuestos por Isbash, Lischtvan y el Bureau of Reclamation, para el inicio de arrastre de partículas sólidas por una corriente, después de haber comprobado en modelo que, para gravas, la socavación empieza al mismo tiempo que se inicia su arrastre. Para los diámetros más pequeños se han anotado valores tres veces mayores que los máximos requeridos para que no sean arrastrados, ya que hasta no realizar pruebas en prototipo, no se podrá comprobar la influencia que los vórtices de las esquinas tienen sobre las partículas de diámetros pequeños.

Las pruebas en prototipo podrían consistir en colocar una protección al pie de una pila, en la forma recomendada, y con piedras escogidas según los valores de la tabla XVIII; a continuación, marcar convenientemente las que sean colocadas en la parte superior. Este tipo de prueba tiene la ventaja de que no requiere personal de observación, sino que se espera a que pasen las avenidas y al estiaje siguiente, se ve si las piedras superiores han sido removidas o no. Para hacer más útil esta expe-

riencia se puede colocar sobre la protección anterior una sola capa de partículas de un diámetro menor, también debidamente marcadas, y ver si son o no arrastradas. Esta capa extra solo se colocaría en el frente de la pila, y permitiría comprobar si los diámetros propuestos no son muy conservadores.

Se realizaron además varios ensayos en los que las piedras eran colocadas directamente sobre el fondo actual, formando un amontonamiento alrededor de la pila (fig 38), y se observó que ni se producía erosión frente al talud de piedras, ni estas eran movidas por la corriente. Únicamente cuando la erosión general ha producido un descenso del fondo adyacente a la protección, se presentan derrumbes y reacomodos. Si la erosión general es muy grande, al derrumbarse el cono del pedraplén pueden quedar una o dos capas de piedra en la parte cercana a la pila, lo que permite el inicio de la erosión local. Por este motivo, solo podrá ser útil la colocación de este tipo de protección en aquellos casos en que la socavación general sea mínima, y siempre colocando una cantidad extra de piedras que ocupen la parte inmediata a la protección, al descender el fondo.



a. Condición antes de la erosión general

b. Condición durante la erosión general

Fig 38 Comportamiento de un pedraplén que ha sido colocado sobre el fondo actual, con el fin de proteger la pila

La ventaja de colocar la protección directamente sobre el fondo actual es que generalmente este procedimiento resulta más económico. Sin embargo, no se recomienda, a menos que sea imposible hacerlo de la manera señalada.

Otra forma de reducir la socavación, aunque no ha sido probada suficientemente, es colocar una pared inclinada alrededor de la pila (fig 39).

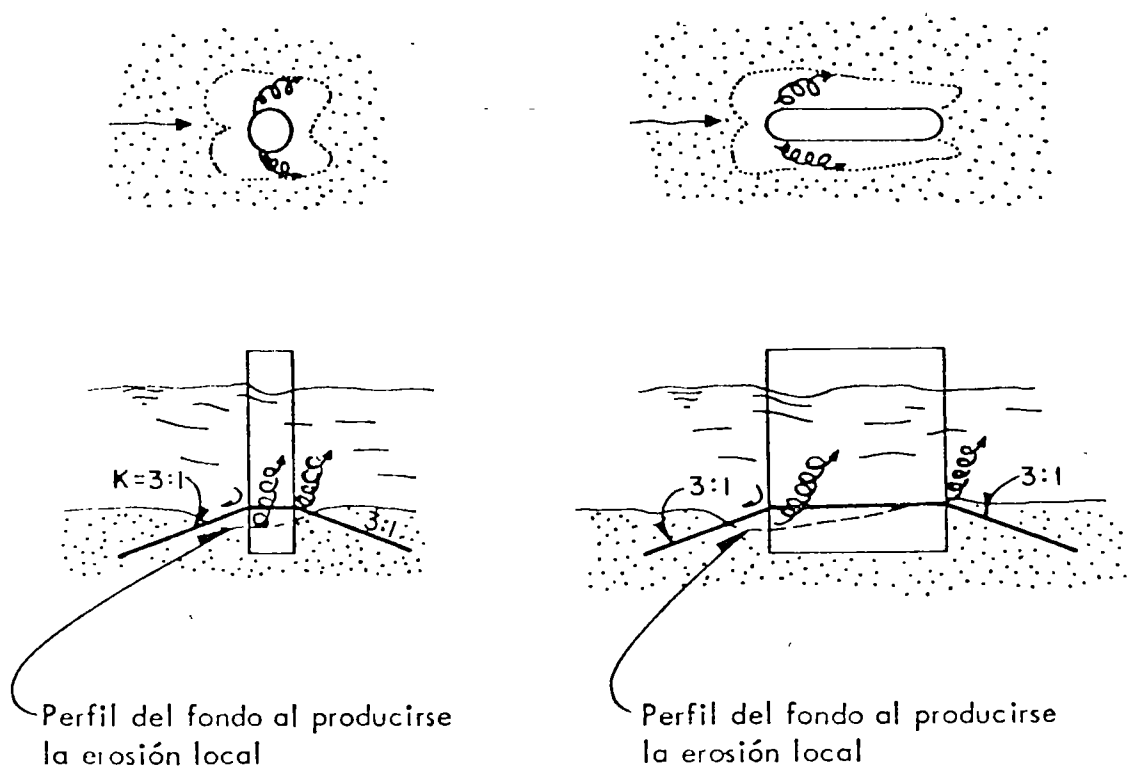


Fig 39 Protección con pantalla inclinada

Cuando se tiene esta protección, el principio de la socavación se realiza en la misma forma, es decir, en las esquinas; pero al ser removido el material y quedar al descubierto la protección ya no se puede profundizar más, y solo es arrastrado el material que se encuentra en la cercanía de la pila, por ser este el único afectado por los vórtices, tanto los verticales de las esquinas, como el horizontal que está al pie de

la cara de enfrente.

Se recomienda colocar la pantalla con un talud de 3:1. En esas condiciones reduce la erosión local de 70 a 80 por ciento. Para taludes, k , menores de 1.5 ya no se tiene ninguna reducción en la magnitud de la erosión.

Este tipo de protección se puede utilizar cuando las velocidades son muy fuertes; o bien, cuando por no existir piedra en las cercanías resulta más económico que el pedraplén.

4.2 Protección al pie de los estribos

Se puede utilizar un pedraplén en forma análoga a la descrita para las pilas. Existe, sin embargo, una mejor solución, que no solo evita la socavación en los estribos, sino que orienta a las líneas de corriente, para que al pasar por la sección del cruce sean paralelas a las pilas; además de que uniformizan el flujo en toda esa sección. Esto se consigue por medio de diques encauzadores (fig 40).

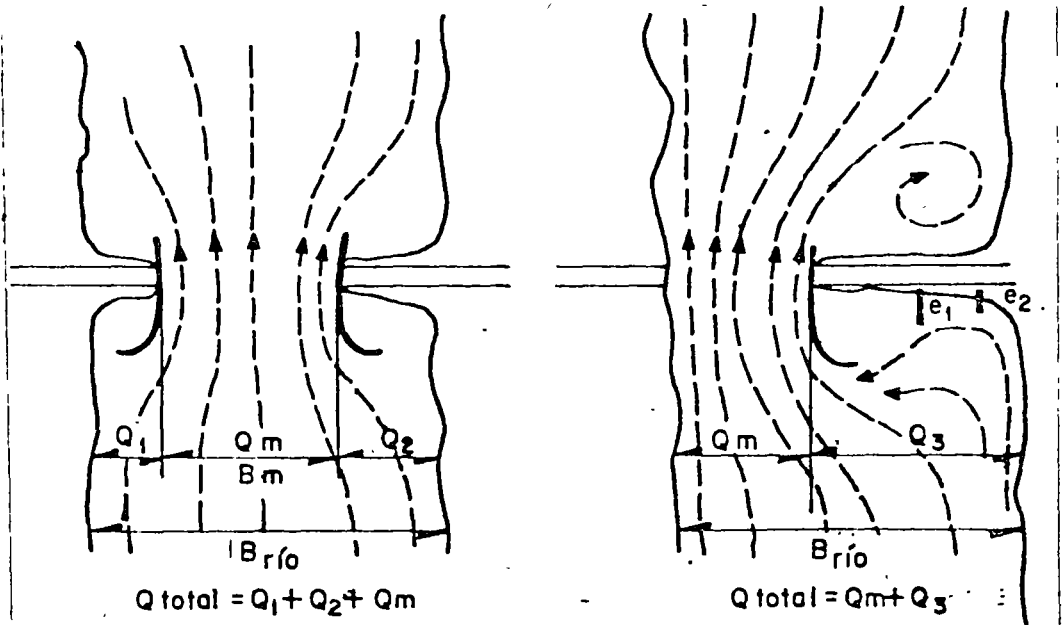


Fig 40 Dos formas de utilizar y colocar a los diques encauzadores
 e_1 y e_2 son espigones para evitar la erosión en el terraplén

La geometría en planta de la porción del dique que está aguas arriba del cruce, corresponde a un segmento de elipse. Con el fin de evitar toda erosión en el estribo, se continúa abajo con otro dique que tiene una longitud aproximada de la tercera parte del anterior.

Para poder fijar la geometría se utilizará el criterio propuesto por Latuischenkov, quien fija la magnitud de los semiejes de la elipse en función de la relación Q/Q_m , en que Q es el gasto total que pasa por el cauce durante las avenidas y Q_m el gasto correspondiente que pasaría en una sección aguas arriba, por la proyección del claro formado por la sección del puente (fig 41). Es decir, si q es el gasto unitario en una sección media aguas arriba del puente, Q_m es igual a $B_m q$.

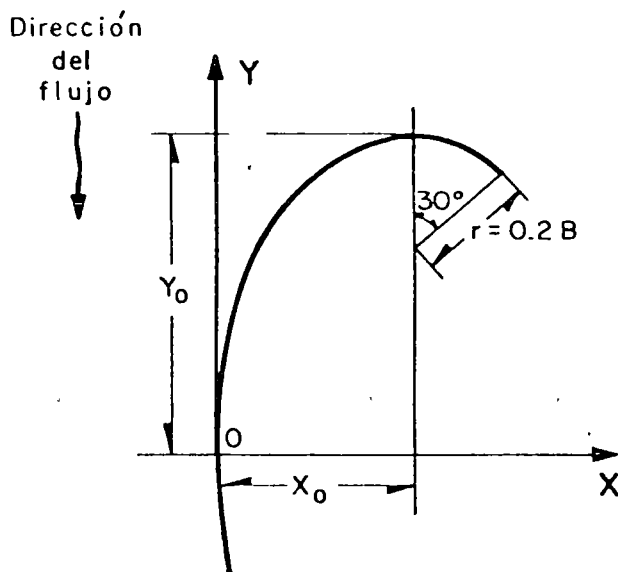


Fig 41 Geometría de un dique de encauzamiento

Para el dique de aguas arriba

$$X_0 = \lambda B_m \quad \text{y} \quad Y_0 = \lambda \times Z \times B_m$$

donde

B_m claro del puente

Z relación entre Y_0 y X_0 , y está en función de Q/Q_m . Su valor se encuentra en la tabla XIX

λ coeficiente que depende también de Q/Q_m y de si la construcción de un dique se hace en cada estribo o en uno solo de ellos. Su valor se encuentra en la fig 42

T A B L A XIX

Valores de $Z = Y_o/X_o$

Q/Q_m	1.175	1.19	1.33	1.35	1.54	1.56	1.82 o más
$Z = Y_o/X_o$	1.50	1.67		1.83		2.00	

Una vez conocidos X_o y Y_o , el resto de los puntos está dado por la expresión

$$X = X_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_o^2}} \right)$$

El extremo de aguas arriba del dique se continúa con un segmento de círculo cuyo radio es igual a $0.2 B$, y que abarca un ángulo de 30° .

El dique hacia aguas abajo es simétrico al primer tercio del dique de aguas arriba, de tal manera que

$$X = X_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_o^2}} \right) \quad \text{donde } Y \text{ varía de } 0 \text{ a } \left(-\frac{1}{3} Y_o \right)$$

El eje Y estará alineado paralelamente con la dirección que se desee sigan las líneas de corriente bajo la sección del puente. (fig 43).

La principal desventaja de esta solución, comparada con la protección formada con un pedraplén, es su costo más elevado. Debido a ello, el pedraplén tiene una probabilidad mayor de ser utilizada cuando no se requiera encauzar debidamente a la corriente, sino solo proteger el pie de algún estribo.

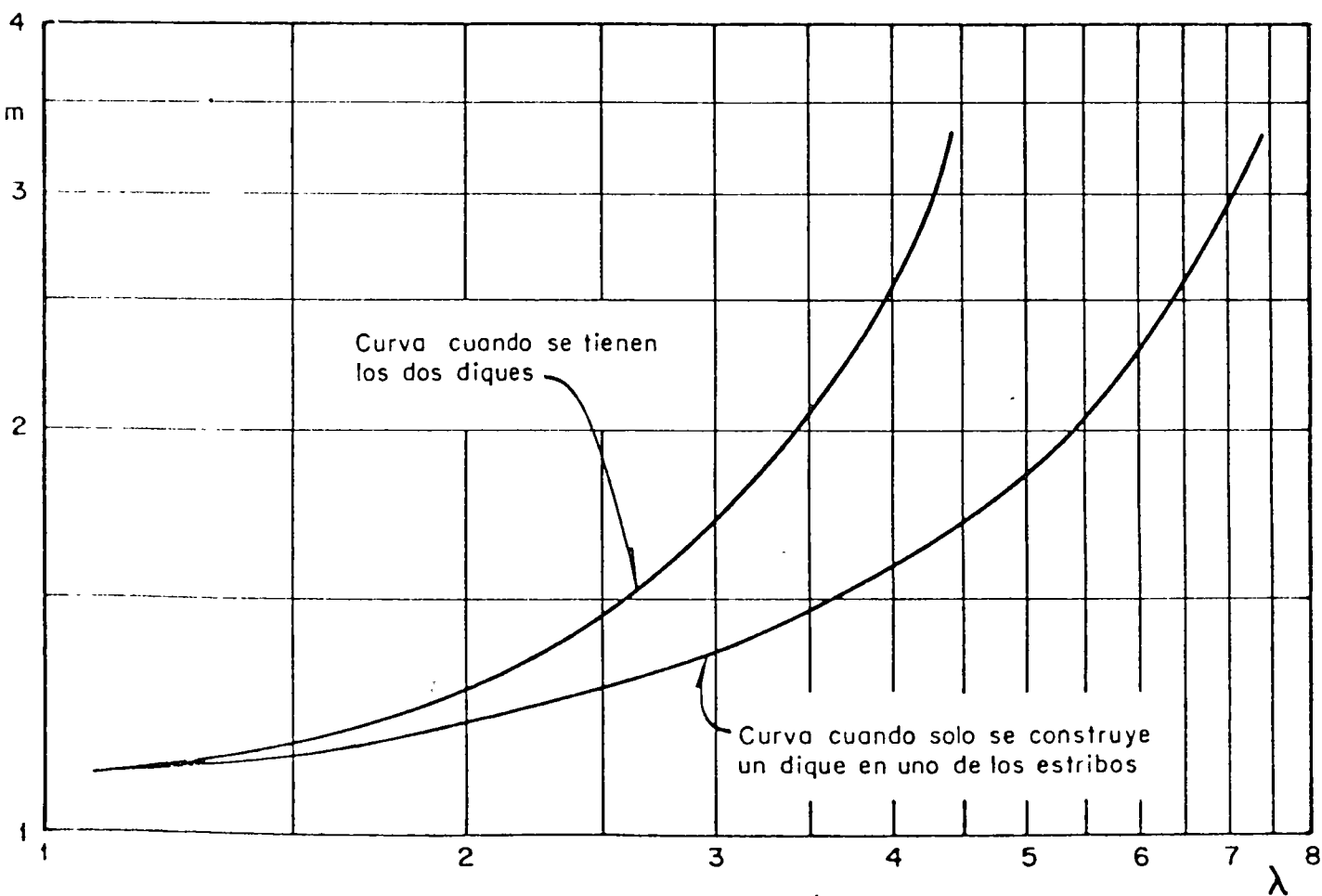
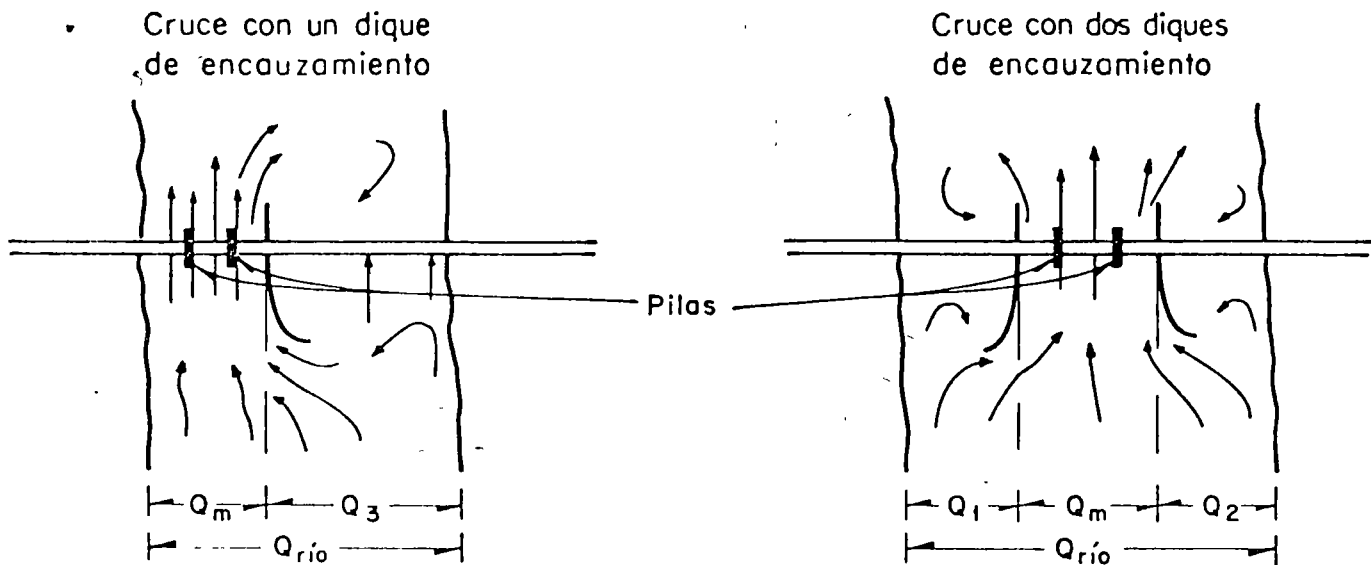


Fig. 42 Valores de λ en función de Q/Q_m

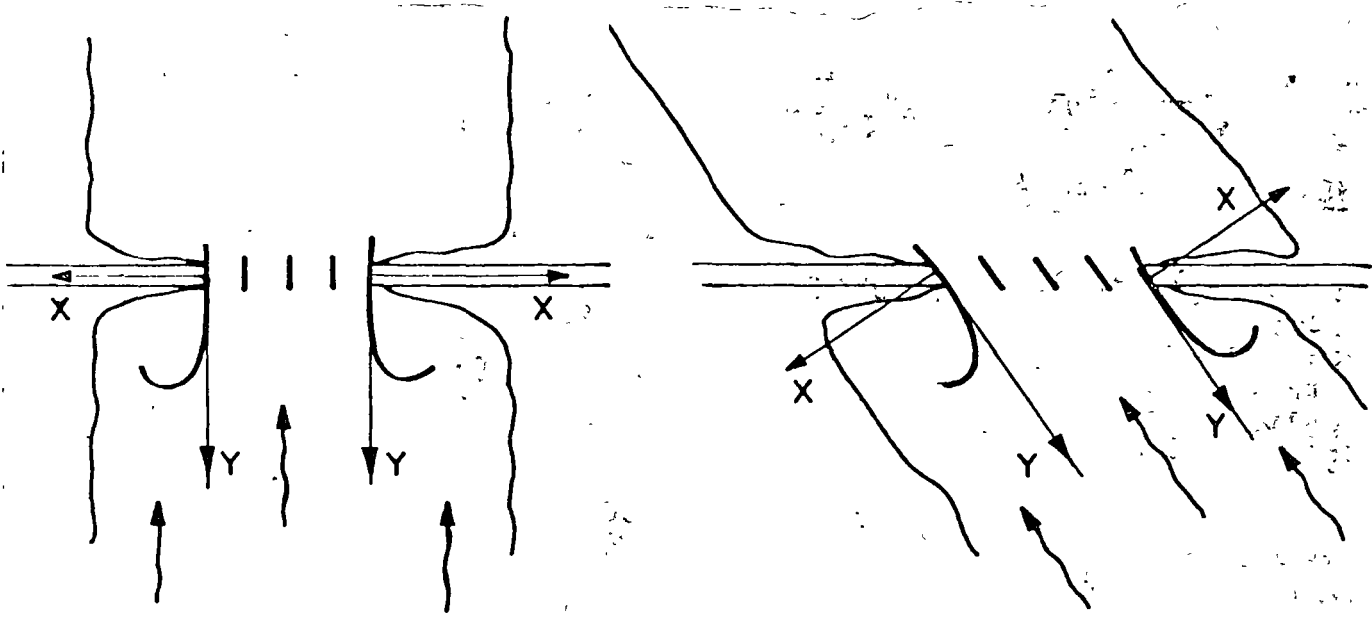


Fig 43 Colocación de los diques encauzadores respecto al eje longitudinal del puente y a la corriente

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE HIDRAULICA APLICADA A LA
CONSTRUCCION (DEL 21 DE FEBRERO AL 18 DE ABRIL DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|---|
| 1. ING. ENRIQUE G. ACOSTA VAZQUEZ
Edif. 20-A-403
Unidad Loma Hermosa
Col. Irrigación
México 10, D. F.
Tel: 5-57-66-72 | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE
MEXICO
Balderas No. 55
México 1, D. F.
Tel: 5-85-50-66 |
| 2. ING. RAUL ALVARADO GARIBAY
Balderas No. 55-2o. Piso
México 1, D. F.
Tel: 5-85-50-66 Ext. 206 | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE
MEXICO
Balderas No. 55-2o. Piso
México 1, D. F.
Tel: 5-85-50-66 Ext. 206 |
| 3. ING. JUAN BANDA RODRIGUEZ
Calle 1779 No. 489
Col. Ticoman
México 14 D. F.
Tel: 5-86-0861 | ICATEC, S. A.
González de Cosío No. 24
Col. del Valle
México 12, D. F.
Tel: 5-36-57-41 |
| 4. RAFAEL J. CASTILLO ARIAS
Dr. Navarro 103 Edif. Holbox "C-5"
Depto. 402
Col. Doctores
México 7, D. F.
Tel: 5-88-27-41 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 35-10oP.
México 1, D. F.
Tel: 5-35-82-24 |
| 5. ING. RAUL CISNEROS ESPINOSA
Georgia No. 186-Dpto. 7
Col. Nápoles
México 18, D. F.
Tel: 5-36-51-13 | AEROPUERTOS Y SERVICIOS
AUXILIARES
Av. 602 s/n.
San Juan de Aragón
México, D. F.
Tel: 5-71-07-21 |
| 6. ING. MARCOS CHI SILVA
Av. El Riego Andador 79 Entr. 10-1
Villa Coapa
México 22, D. F.
Tel: 5-94-66-02 | SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES
Lerdo de Tejada No. 6
San Juan Ixhuatepec, Edo. de
México
Tel: 5-69-37-69 |

1911 2-01-10-03
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-01-10-00
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-01-01-
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-01-01-
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-03-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-03-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-11-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-11-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-03-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-03-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-03-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-03-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-03-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

1911 2-03-03-14
MEXICO 13' 0' E
LITIA 0000
ACORBE 100000 1-000 00 0
INC' MEXICANA 0100 00 0

MEXICANA 0100 00 0

MEXICANA 0100 00 0

MEXICANA 0100 00 0

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE HIDRAULICA APLICADA A LA
CONSTRUCCION (DEL 21 DE FEBRERO AL 18 DE ABRIL DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

7. ING. JOSE ALFONSO DOMINGUEZ GIL
Tonalá No. 307-403
Col. Roma Sur
México 7, D. F.
Tel: 5-64-18-22

FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
Ciudad Universitaria
México 20, D. F.
Tel: 5-50-52-11-4611

8. ING. LUCIANO DE LA ROSA A.
Plaza Perdiz No. 28
Fracc. Lomas Verdes
Naucalpan, Edo. de México
Tel: 5-72-14-68

CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO,
S. A.
Melchor Ocampo No. 171
Col. Anáhuac
México 17, D. F.
Tel: 5-92-06-34

9. ING. ABSALON DOMINGUEZ B.
Av. Cuautitlán Izcalli y Calle
Temoaya
Cuautitlán Izcalli, Edo. de México

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE
MEXICO
Balderas No. 55-4o. Piso
México 1, D. F.
Tel: 5-65-44-44

10. ING. RICARDO ENRIQUE ESPINOSA
Norte 72-A No. 2811
Col. Díaz Mirón
México 14, D. F.
Tel: 5-77-49-42

ASA
Avenida 602 s/n
Col. Aragón
México 9, D. F.
Tel: 5-71-07-21

11. ING. MANUEL GARCIA MEDINA
Anaxagoras No. 519
Col. Narvarte
México 12, D. F.
Tel: 5-43-02-48

ASOCIACION METROPOLITANA DEL
CONGRESO DE LA INDUSTRIA
Periferico Esq. Calle 4
San Pedro de los Pinos
México 12, D. F.
Tel: 5-16-09-02

12. ING. MANUEL GUTIERREZ LOPEZ
Paseo de Sicilia s/n
Fracc. Lomas Estrella
México 22, D. F.
Tel: 5-81-82-81

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE
MEXICO
Balderas No. 55
México, D. F.
Tel: 5-85-50-66 Ext. 415

ING. ALEJANDRO GUTU RODRIGUEZ
Acoxa Andador 1-Gpo. 7 Casa 3
Villa Coapa
México 22, D. F.
Tel: 5-94-16-09

C.A.P.F.C.E.
Vito Alesio Robles No. 380
Tecoyotitla
México 20, D. F.
Tel: 5-54-61-00

MEMORANDUM FOR THE DIRECTOR

1. The following information was obtained from a review of the files of the [redacted] and [redacted] concerning the activities of [redacted] in the [redacted] area.

2. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

3. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

4. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

5. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

6. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

7. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

7. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

8. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

8. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

9. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

9. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

10. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

10. [redacted] was identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area. [redacted] was also identified as a contact of [redacted] in the [redacted] area.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE HIDRAULICA APLICADA A LA
CONSTRUCCION (DEL 21 DE FEBRERO AL 18 DE ABRIL DE 1978)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
14. ING. JOSE LUIS GUZMAN SOTO Peten No. 52-7 Col. Narvarte México 12, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55-4o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-85-50-66
15. ING. JAVIER HERNANDEZ UTRILLA Silvestre Revueltas No. 10 Cto. Musicos Satélite, Edo. de México Tel: 5-62-88-39	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México, D. F.
16. ING. FELIPE HERNANDEZ SALAZAR Rincón del Molino No. 98 Fracc. Bosques del Sur Xochimilco, D. F. Tel: 5-49-32-70	COMISION FEDERAL DE ELECTRICI- DAD Av. Real de los Reyes No.265 Coyoacán México 21, D. F. Tel:5-49-32-70
17. ING. ENRIQUE JIMENEZ RODRIGUEZ	FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM Ciudad Universitaria México 20, D. F.
18. ING. J. JESUS LANDEROS ORTIZ Av. Ezequiel 78-9 Gpe. Tepeyac México 14, D. F. Tel: 5-37-40-54	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55-2o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-85-50-66 Ext.206
19. ING. JOSE LUIS LUJAN HUERTA Av. Francisco del Paso y Troncoso Edif. 19-A Depto. 201 Col. Jardín Balbuena México 9, D. F. Tel: 5-52-78-63	SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES Insurgentes Sur No. 465 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-64-76-68
20. ING. JESUS A. MARTIN DELCAMPO El Mayorazgo No. 42 México 22, D. F. Tel: 5-94-36-48	ICATEC, S.A. González de Cosío No. 24 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-36-57-41

COMANDO EN JEFE
FUERZAS ARMADAS MEXICANAS

ESTADO MAYOR

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

SECRETARIA DE DEFENSA
ESTADO MAYOR
CALLE DE LA DEFENSA
MEXICO D.F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE HIDRAULICA APLICADA A LA
CONSTRUCCION (DEL 21 DE FEBRERO AL 18 DE ABRIL DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 21. DAVID A. MARTINEZ AMAYO
y Oriente 409-105 Puebla, Pue.
Edificio G-12 No. 43
Lomas de Plateros
México, D. F. | PETROLEOS MEXICANOS
San Martín Texmelucan, Pue. |
| 22. ING. ALFONSO MIER Z.
Real de los Reyes No. 77
Edif. Cipres No. 4
Coyoacán
México 21, D. F.
Tel: 5-44-21-23 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Real de los Reyes 265
Coyoacán
México 21, D. F.
Tel: 5-49-32-70 |
| 23. RAFAEL NEGRETE GUTIERREZ
Ricardo Palmerín No. 122
Col. Guadalupe Inn.
México 20, D. F.
Tel: 5-48-29-40 | UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA
Av. San Pablo
Atzapotzalco
México, D. F.
Tel: 5-61-37-33 Ext. 183 |
| 24. ING. ARMANDO NUÑEZ DURAN
La Troje 82-A-102
Villa Coapa
México 22, D. F.
Tel: 5-94-20-86 | C.A.P.F.C.E.
Vito Alesio Robles 380
Tecoyotitla
México 20, D. F.
Tel: 5-54-61-00 |
| 25. ROBERTO ORTEGA MENDOZA
Neri No. 32
Chilpancingo, Gro. | ESCUELA DE INGENIERIA U.A.G.
Av. Primer Congreso de Anáhuac
Chilpancingo, Gro. |
| 26. ING. LEN ORTIZ CALCANELO
Av. Río Churubusco No. 335-A
Unidad Modelo
México 13, D. F.
Tel: 5-82-45-29 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Ródano No. 14-6o. Piso
Col. Cuauhtémoc
México 5, D. F.
Tel: 5-53-66-14 |
| 27. CARLOS VAZQUEZ CASTRO
Av. de las Granjas No. 188
Col. Benito Juárez
México 16, D. F.
Tel: 5-61-02-63 | CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A.
Melchor Ocampo No. 171
Col. Anáhuac
México 17, D. F.
Tel: 5-92-06-34 |

CONTRACTS TO BE AWARDED BY THE DIRECTOR OF THE BUREAU OF REVENUE

ESTIMATED TOTAL AMOUNT OF CONTRACTS

- 28. REPAIRS TO THE BUREAU BUILDING
Contract to be awarded to the lowest bidder for the repair of the Bureau Building, including the painting of the exterior walls, the repair of the roof, and the replacement of the windows. Estimated total amount, \$100,000.
Tel: 2-2-2-2-2-2
- 29. REPAIRS TO THE BUREAU BUILDING
Contract to be awarded to the lowest bidder for the repair of the Bureau Building, including the painting of the exterior walls, the repair of the roof, and the replacement of the windows. Estimated total amount, \$100,000.
Tel: 2-2-2-2-2-2
- 30. REPAIRS TO THE BUREAU BUILDING
Contract to be awarded to the lowest bidder for the repair of the Bureau Building, including the painting of the exterior walls, the repair of the roof, and the replacement of the windows. Estimated total amount, \$100,000.
Tel: 2-2-2-2-2-2
- 31. REPAIRS TO THE BUREAU BUILDING
Contract to be awarded to the lowest bidder for the repair of the Bureau Building, including the painting of the exterior walls, the repair of the roof, and the replacement of the windows. Estimated total amount, \$100,000.
Tel: 2-2-2-2-2-2
- 32. REPAIRS TO THE BUREAU BUILDING
Contract to be awarded to the lowest bidder for the repair of the Bureau Building, including the painting of the exterior walls, the repair of the roof, and the replacement of the windows. Estimated total amount, \$100,000.
Tel: 2-2-2-2-2-2
- 33. REPAIRS TO THE BUREAU BUILDING
Contract to be awarded to the lowest bidder for the repair of the Bureau Building, including the painting of the exterior walls, the repair of the roof, and the replacement of the windows. Estimated total amount, \$100,000.
Tel: 2-2-2-2-2-2
- 34. REPAIRS TO THE BUREAU BUILDING
Contract to be awarded to the lowest bidder for the repair of the Bureau Building, including the painting of the exterior walls, the repair of the roof, and the replacement of the windows. Estimated total amount, \$100,000.
Tel: 2-2-2-2-2-2

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE HIDRAULICA APLICADA A LA
CONSTRUCCION (DEL 21 DE FEBRERO AL 18 DE ABRIL DE 1978)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
28. ING. IGNACIO ARTURO PADILLA PEREZ Odontología No. 57 Depto. 201 Copilco Universidad México 20, D. F. Tel: 5-50-37-77	SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES Lerdo de Tejada No. 6 San Juan Ixhuatepec Edo. de México Tel: 5-69-31-50
29. ING. MOISES PONCE ESPINOSA Norte 68 No. 3726 Col. Río Blanco México 14, D. F. Tel: 5-51-61-00	AEROPUERTOS Y SERVICIOS AUXILIARES Av. 602 Col. Aragón s/n México 14, D. F. Tel: 7-62-79-44 Ext. 137
30. ING. L. HUMBERTO RANGEL ORDOÑEZ Av. La Garita And. 3-3-4 Villa Coapa México 22, D. F. Tel: 5-94-84-48	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Río Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33
31. ING. JOSE ROCH SOTO	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Río Ródano No. 14-5o. Piso Sala 501 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext. 2645
32. ING. FERNANDO ROMO COPCA Balderas No. 55-2o. Piso México, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55-2o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-85-50-66 Ext. 206
33. RODOLFO ROSAS Nadadores No. 67 Country Club México 21, D. F. Tel: 5-49-22-34	
34. ING. IGNACIO DE JESUS RUIZ DE CH.	FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM Ciudad Universitaria México 20, D. F.

15 H 0
MAX 200
Number 5
Year 2000

15 H 0
MAX 200
Number 5
Year 2000

32' 100' 100' 100'

100' 100' 100' 100'

30' 100' 100' 100'

100' 100' 100' 100'

37' 100' 100' 100'

100' 100' 100' 100'

100' 100' 100' 100'

100' 100' 100' 100'

100' 100' 100' 100'

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE HIDRAULICA APLICADA A LA
CONSTRUCCION (DEL 21 DE FEBRERO AL 18 DE ABRIL DE 1978)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
35. ING. JORGE LUIS RUIZ MAGAÑA Av. 517-9 Unidad San Juan de Aragón México 14, D. F. Tel: 5-51-19-85	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55 México 1, D. F. Tel: 5-85-50-66 Ext.312
36. MARCO A. SANCHEZ DE LA TORRE Santurce No. 1022 Res. S.P. Zacatenco México 14, D. F. Tel: 5-86-14-23	SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS Av. P. de la Reforma No. 77- 9o. Piso Col. San Rafael México 4, D. F. Tel: 5-46-24-50
37. ING. DAVID SANCHEZ MARTINEZ Retorno 809-9 Col. Centinela México 21, D. F. Tel: 5-44-59-72	IAESA Baja California 284-702 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-74-65-44
38. ING. ARTURO AUSENCIO SOTO JUAREZ Bolivar 69-302 México 1, D.F. Tel: 5-10-25-51	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55-4o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-85-50-66 Ext.408
39. ING. RICARDO TENA ARREDONDO	COMISION FEDERAL DE ELECTRICI- DAD Ródano No. 14-5o. Piso Sala 502 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext.2645
40. ING. ANGEL I. TINOCO R. Av. de la Escollera 16-A -102 Unidad Acueducto de Guadalupe México 14, D. F. Tel: 3-92-19-15	COMISION SERVICIOS Y REPRESENTACIONES, S. A. Hacienda de la Encarnación 53 Bosques de Echegaray Naucalpan de Juárez, Edo. de México Tel: 5-60-95-84

COMPTON ELECTRONIC CORPORATION
10000 WILSON AVENUE
MIRAMONTE, CALIFORNIA 91302

TELEPHONE (818) 251-1000

1. **NAME** _____
2. **ADDRESS** _____
3. **CITY** _____
4. **STATE** _____
5. **ZIP** _____
6. **PHONE** _____

7. **PRODUCTS** _____
8. **QUANTITY** _____
9. **DATE** _____

10. **TERMS** _____
11. **REMARKS** _____

12. **SALES** _____
13. **OFFICE** _____

14. **ORDER** _____
15. **DATE** _____

16. **NAME** _____
17. **ADDRESS** _____
18. **CITY** _____
19. **STATE** _____
20. **ZIP** _____

21. **FROM** _____
22. **DATE** _____

23. **NAME** _____
24. **ADDRESS** _____
25. **CITY** _____
26. **STATE** _____
27. **ZIP** _____

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE HIDRAULICA APLICADA A LA
CONSTRUCCION (DEL 21 DE FEBRERO AL 16 DE ABRIL DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 41. CRESCENCIANG URIOSTEGUI CARDOSO
R. Cantos Edif. Guantanamera
Depto. 003
Villa Panamerica
México 22, D. F. | SECRETARIA DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES
Av. Insurgentes Sur No. 465
8o. Piso
Col. Roma Sur
México 11, D. F.
Tel: 5-84-68-92 |
| 42. ING. ROBERTO WONG URREA
San Bernabe No. 393
San Jerónimo
México 21, D. F.
Tel: 5-95-16-45 | I.S.S.S.T.E.
Av. Juárez No. 154-11o. Piso
México, D. F.
Tel: 5-35-85-79 |
| 43. JAVIER YLLESCAS TORRES
Norte 84-A No. 6524
San Pedro Elchico
México 14, D. F.
Tel: 5-17-41-37 | SECRETARIA DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES
Insurgentes Sur No. 465
México, D. F. |
| 44. ING. ANTONIO YUTAKA YOKOYAMA KANO
Torquemada No. 42
Col. Obrera
México 8, D. F.
Tel: 5-30-92-53 | UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y
MAESTRA
Autopista Duarte
Santiago República Dominicana |

