

UNIVERSIDAD DEL VALLE

F-027

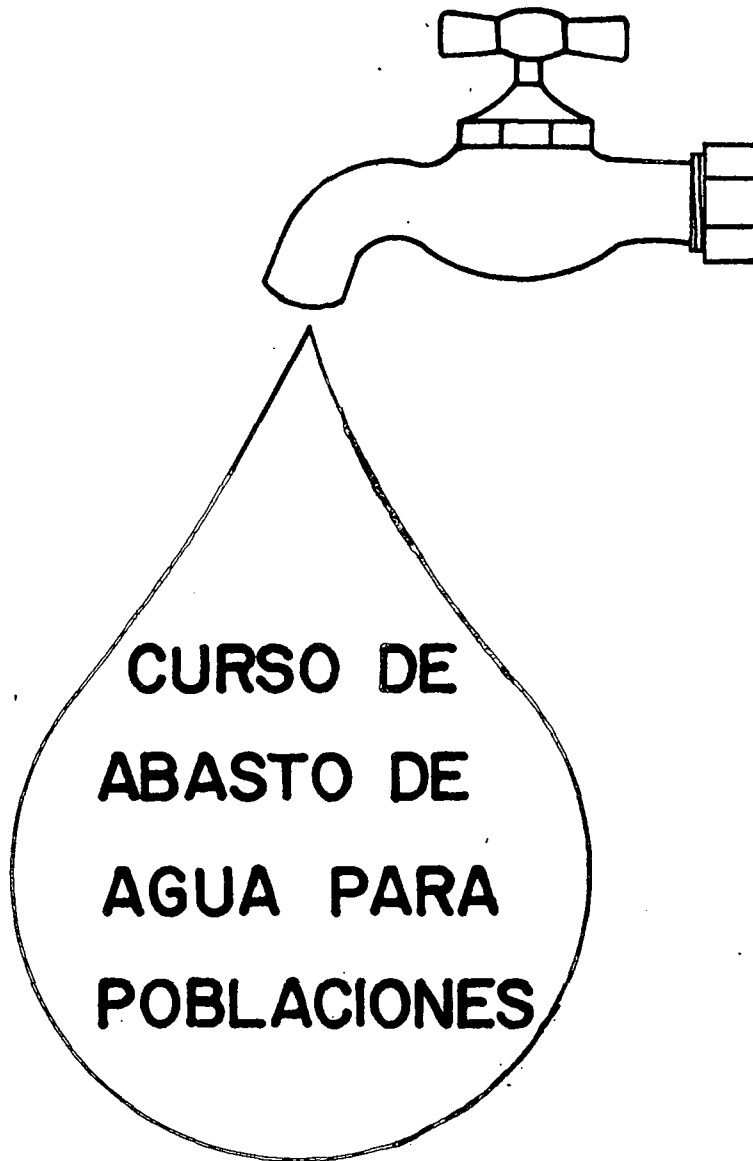
260

FACULTAD DE INGENIERIA

85 CU

DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

Urb.



ING. ANTONIO CASTILLA R.

Cali, Noviembre de 1985

260-85CU-3839

UNIVERSIDAD DEL VALLE
Facultad de Ingeniería
Departamento de Mecánica de Fluidos y Ciencias Térmicas

*Para el excelente
amigo Juan Chutauris
el pescador, con gran
carácter y agraciar.*

Antonio Castilla R.

Feb 10/86.

CURSO DE

ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES

~~6942~~ ~~1985~~
ISBN 3839
LQ: ~~370~~ 35 cu.
260

ANTONIO CASTILLA RUIZ

Primera Edición: Abril 3 de 1984
Segunda Edición: Octubre de 1985

IMPRESO EN: OFICINA DE PUBLICACIONES - FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DEL VALLE

INDICE

CAPITULO I

POBLACION

	PAGINA
Cálculo de población	1
Métodos gráficos	2
Métodos matemáticos	4
Método aritmético	5
Método geométrico	6
Otros métodos matemáticos.	7
Parábola común	8
Parábola cúbica	8
Parábola logarítmica	8
Ejemplo	9
Ajuste de curvas por el método de los mínimos cuadrados	10
Datos intercensales	13
Rata de crecimiento anual	14
Fórmulas de origen racional	16
Curva logística	16
Papel de Velz y Eich	22 A
Métodos de relación y correlación	25
Análisis de composición	27
Precisión relativa de los varios métodos	28
Variaciones de la población colombiana en 170 años	29

CAPITULO II

BOCATOMAS

Consideraciones generales	1
Bocatomas sumergidas	2
Cálculo de la reja	2
Cálculo del canal recolector	9
Diagrama de flujo para el cálculo del fondo de un canal recolector	18
Programa	19
Cálculo del nivel máximo	21
Valores de C para vertederos de cresta ancha	25
Cálculo de las presiones sobre la superficie del dique y de la velocidad al pie del mismo	26
Diseño del pozo de aquietamiento	26
Pozo SAF	27
Pozo USBR II	27
Pozo USBR IV	27
Reglas para el diseño del pozo SAF	27
Curvas para la determinación de la velocidad al pie de la presa	30
Dimensiones del pozo SAF	31
Ecuación para la base del dique	32
Perfil del dique	35
Descarga en los perfiles WES	36
Referencias	36 A

CAPITULO III

CONDUCCION DE AGUAS

Clasificación de los conductos	1
Ecuación de Darcy - Weisbach	1 y 10
Flujo laminar en tuberías	3
Flujo turbulento en tuberías	4
Factores de fricción	5
Nikuradse - Colebrook	6
Ecuación de Akalank	7
Ecuación de Hazen - Williams	7
Ecuación de Chezy	9
Ecuación de Darcy - Weisbach	10
Ecuación de Gangillet y Kutter	10
Ecuación de Manning	10
Clases de tuberías	11
Relación entre las diferentes ecuaciones	12
Influencia de la edad en las tuberías	13
Valores de e en metros	14

CAPITULO IV

PROBLEMAS EN TUBERIAS

Problemas	1
Ejemplo	3
Cuatro sistemas típicos	5
Sifones	8

Transiciones	11
Ejemplo	14
Valores de K_1 y K_2	15
Sifones invertidos	19
Ejemplo	21
Inspección al terreno	27
Trazado de la línea	27
Dibujo, diseño, criterios generales	28
Cámara de quiebre de presión	29
Canales abiertos	29
Conductos libres cerrados	31
Conducciones forzadas	31
Conducciones libres	32
Escapes	32
Cajas de inspección	33
Profundidad de la canalización	33
Obras de arte	33
Conducción forzada	34
Esfuerzo de trabajo y factores de seguridad	35
Bases generales para el diseño	36
Eficiencia de las soldaduras	36 y 38
Esfuerzos en el material	37

CAPITULO V

VALVULAS DE AIRE

Presión de aplastamiento	1
Fórmula de Stewart	1
Fórmula de Allievi	1
Determinación de la válvula de aire	2
Aplicación práctica	4
Comentarios al artículo de Sweeten	8

CAPITULO VI

DISEÑO DE ANCLAJES

Anclaje de la tubería	1
Fuerzas que actúan sobre el anclaje	2
Diagrama de las fuerzas actuantes	5
Referencias	6

CAPITULO VII

DISEÑO DE MULTIPLES

Introducción	1
Múltiples difusores	2
Valores de θ y θ_1	3
Procedimiento con pérdidas de carga nulas	4
Procedimiento incluyendo las pérdidas de carga	5
Presión a lo largo del conducto principal	8
Ejemplo	8
Observaciones	11
Para producir distribución uniforme	11
Múltiple recolector	12
Relación de áreas para flujo uniforme	14
Referencias	17
Programa para el cálculo	25
Diagrama de flujo	26

CAPITULO VIII

RAPIDOS

Perfil del flujo	1
------------------	---

Derivación de la ecuación diferencial	2
Curvas verticales de la solera a la entrada del rápido y en puntos intermedios	4
Consideraciones especiales	5
Programa de cálculo	5
Diagrama de flujo	7A
Ejemplo 1	10
Ejemplo 2	11
Referencias	13

CAPITULO IX

Almacenamiento

CAPITULO X

SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUAS

Generalidades	1
Determinación de los puntos donde el agua debe ser utilizada	2
Cantidad de agua necesaria	2
Los recursos	2
Plano de la localidad	3
Diámetros mínimos	3
Presión del agua en la red	3
Red de distribución	4
Trazado de los conductos y sentido del movimiento del agua	7
Cálculo de redes ramificadas	7
Cálculo de redes malladas	13
Método de Hardy Cross, corrección de caudales	16
Ejemplo (a)	19
Ejemplo (b)	21
Efecto producido en la malla por cambio de flujo	22
Método de Cross, corrección de cargas	23
Ejemplo de cálculo	26

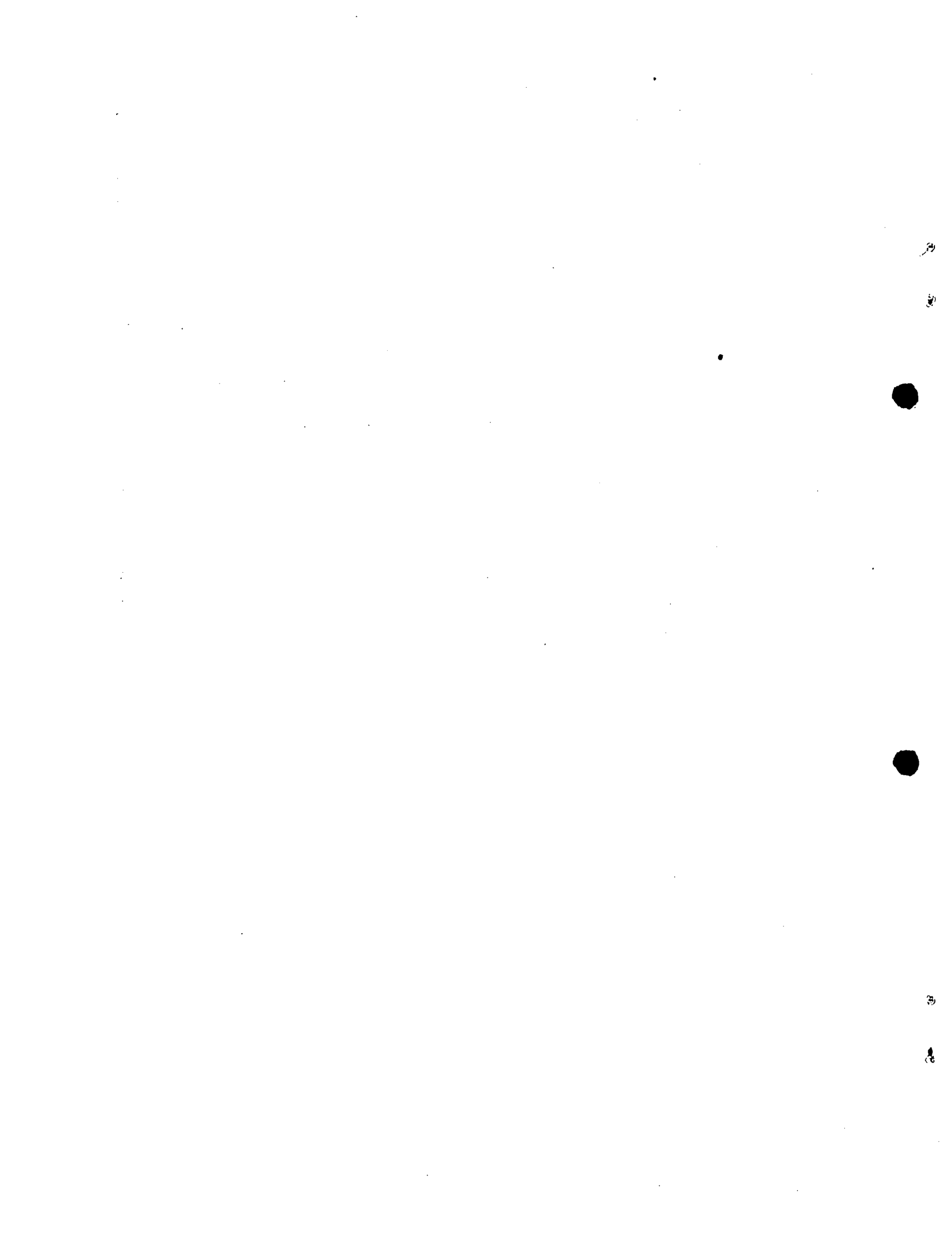
Procedimientos matriciales	28
Método de Newton - Raphson	30
Ejemplo	35
Método del elemento finito	37

CAPITULO XI

PROGRAMAS PARA EL CALCULO DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA

MANUALES DEL USUARIO

Introducción	1
Programa para el procedimiento de Cross, corrección de cargas	2
Descripción de las tarjetas	5
Indicaciones generales	6
Diagrama de flujo	9



En el capítulo IX se explica la base matemática del cálculo de redes de distribución por métodos matriciales y se incluye el procedimiento de elementos finitos que cobra día por día mayor importancia en las diferentes ramas de la Ingeniería.

Sobre todo se ha puesto especial énfasis en la claridad de la exposición de los temas con el propósito de facilitar la enseñanza de este importante campo de nuestra profesión, el abasto de agua para poblaciones.

Para facilitar la inclusión en el futuro de nuevos capítulos y nuevos temas se comienza numeración de páginas en cada uno de ellos.

En este trabajo se recibió una cooperación invaluable de los siguientes ingenieros: Gustavo Mesa A. de las Empresas Municipales de Medellín. Libardo Mejía C., Luciano Peña Durán y Gerardo Galvis C., compañeros de trabajo en nuestro Departamento de Mecánica de Fluidos y Ciencias Térmicas. Por dicha colaboración les estoy especialmente agradecido. También debo agradecer a la señora Reinelda Ante C. y al señor Reynel Guzmán quienes prestaron su valiosa ayuda en el trabajo de mecanografía y dibujo, respectivamente.

ANTONIO CASTILLA RUIZ

INTRODUCCIÓN

Las conferencias que se presentan en este volumen han sido escritas para el curso de Abasto y Remoción de Aguas que reciben los estudiantes de los planes de estudio de Ingeniería Sanitaria e Ingeniería Civil, de la Universidad del Valle, en Cali, Colombia.

Se presentan algunos capítulos de interés general que pueden ser de utilidad para otros planes de estudio. Por ejemplo, el capítulo I, Población, tiene su aplicación en diferentes ramas de la Ingeniería. Se presenta aquí un estudio muy interesante sobre la curva logística que expresa muy adecuadamente el crecimiento de una comunidad, sea ella pequeña o grande y se desarrollan algunos ejemplos para entender mejor la aplicación de las fórmulas.

En el capítulo VI se hace un enfoque vectorial para obtener el procedimiento para el cálculo de los anclajes de las tuberías, enfoque que da mucha claridad al problema.

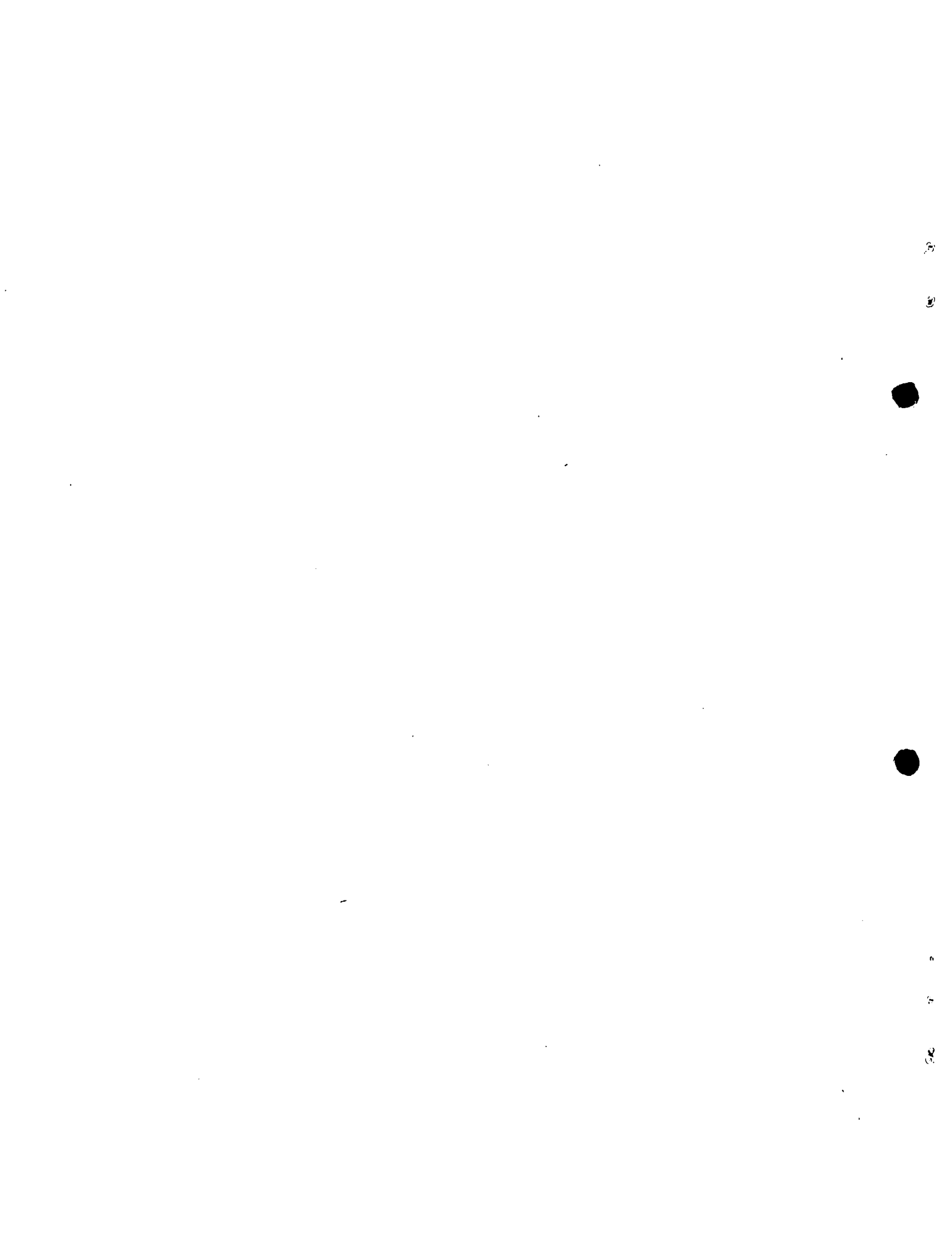
El capítulo VII, Diseño de Múltiples, es útil, además, para los ingenieros químicos, mecánicos y agrícolas. En este capítulo se desarrolla un procedimiento original y novedoso para tener en cuenta las pérdidas de carga por fricción que no se habían tenido en cuenta en otros estudios de autores diferentes y se da un criterio para obligar a que el flujo se reparta uniformemente por los orificios de la tubería principal o múltiple como se le denomina en este trabajo.

En el capítulo VIII se deduce la ecuación diferencial del flujo en un rápido y se da un procedimiento para el cálculo utilizando una calculadora H. Packard HP 67.

UNIVERSIDAD DEL VALLE
Facultad de Ingeniería
Departamento de Mecánica de Fluidos y Ciencias Térmicas

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES
CAPITULO I
POBLACION

ANTONIO CASTILLA R.
GUSTAVO MESA A.
LUCIANO PEÑA DURAN



CALCULO DE POBLACION

Los principales factores para determinar las necesidades futuras de agua de una comunidad, son su población y su producción industrial. Cuando estos factores crecen, el consumo de agua aumentará también; por consiguiente, para planear adecuadamente el uso de los recursos hidráulicos, los ingenieros deben estar enterados de la población futura que se espera y del crecimiento industrial. Además, los nuevos servicios de los recursos hidráulicos generalmente exigen la inversión de grandes sumas de dinero, requiriendo que su amortización se efectúe en largos períodos de tiempo.

Algunas de estas instalaciones, tales como embalses, por su naturaleza no pueden ser construidas gradualmente sino que deben tener una capacidad inicial de diseño suficiente para servir hasta el final del período de amortización, por lo general.

La predicción de población es útil y necesaria no solamente para el diseño de obras sanitarias sino en diversas actividades comerciales e industriales. Es una importante herramienta de administración para la industria en las áreas de mercadeo y distribución, localización y expansión, inversión y fuentes de trabajo. Se ha encontrado útil en la localización de servicios públicos, en la preparación de proyectos económicos y en el planeamiento social en los aspectos de salud pública, bienestar y vivienda.

El cambio de población puede ocurrir solamente de tres maneras:

1. Por nacimiento (aumento de población).
2. Por muertes (disminución de población).
3. Por migración (aumento o disminución).

Los factores que influyen en los nacimientos, muertes y migración, son numerosos y muy variados. Sin embargo, algunos de ellos tienen mucha mayor influencia que otros. Muchos factores pueden ser considerados como despreciables.

Todos los métodos de predicción que actualmente están en uso, requieren conocimientos de la población pasada y presente del área considerada.

METODOS GRAFICOS

En estos métodos que son los más sencillos y probablemente los más comunes, se utiliza la curva representativa del crecimiento de población. El procedimiento de la extrapolación gráfica consiste en:

1. Dibujo de los puntos representativos de la población correspondiente a los años censales pasados, tomando generalmente el tiempo como variable independiente.
2. Trazado de la línea de mejor acomodamiento a los puntos dibujados.
3. Prolongación de la línea para obtener puntos representativos de la población correspondiente a años futuros.

Debido a la justificada renuencia de los diseñadores de no extrapolar sino gráficos en línea recta, se han ideado varios métodos gráficos dirigidos a acomodar una línea recta a los puntos representativos de los datos. Los más comunes son: el método aritmético y el método geométrico.

En el método aritmético se usa papel de coordenadas a escala aritmética (papel milimetrado común). El crecimiento de población está representado por una línea recta aplicada a los puntos dibujados. El unir los dos últimos puntos conocidos y prolongar la línea significa que los factores que determinan el crecimiento en el más reciente período de desarrollo, tendrán un efecto igual en el futuro. Otros puntos pueden también utilizarse si se cree que el crecimiento futuro seguirá tal patrón. Es obvio que los resultados variarán ampliamente, dependiendo de la línea seleccionada.

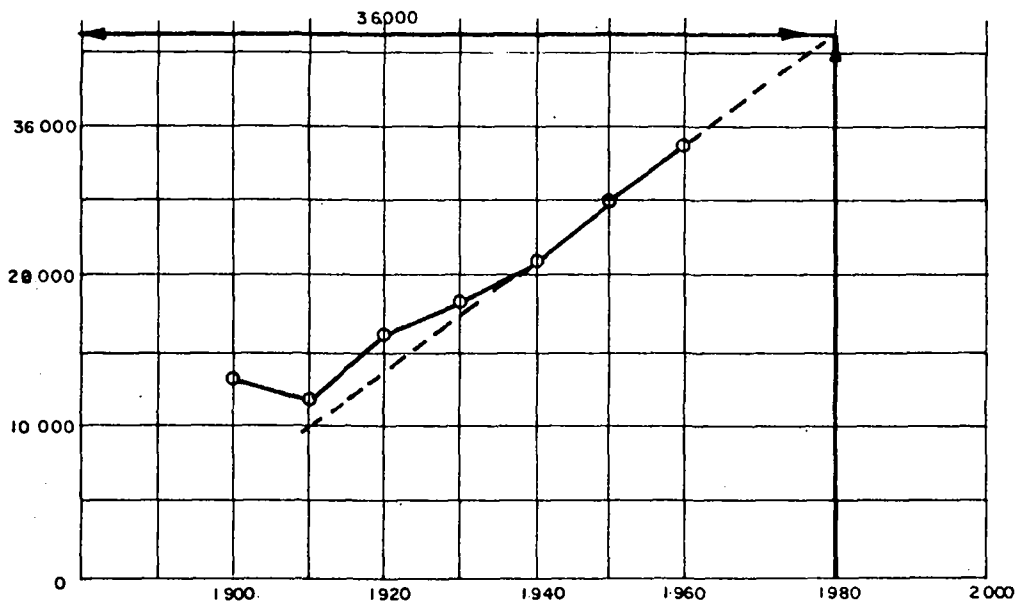


FIGURA 1

Método gráfico para cálculo de población
(crecimiento lineal)

En el método geométrico se usa el papel semilogarítmico. Una relación lineal en papel semilogarítmico indica una rata constante de crecimiento de población.

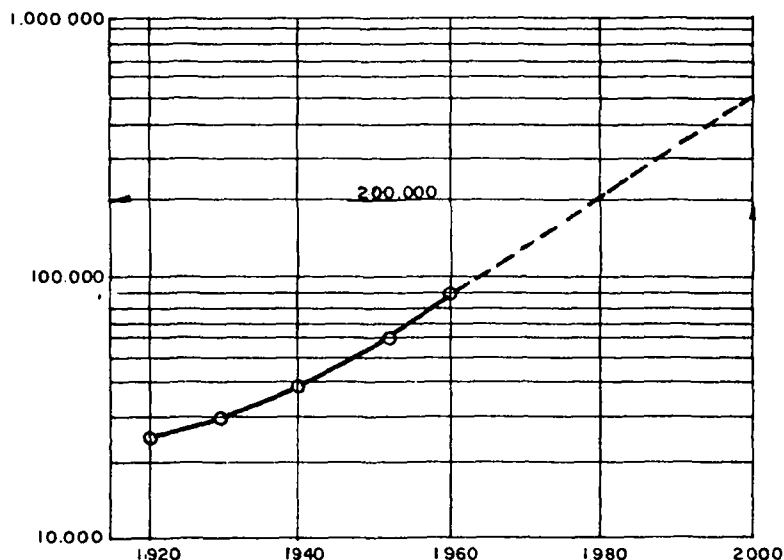


FIGURA 2

Método gráfico para el cálculo de población
(crecimiento geométrico)

Una variante del método gráfico es el llamado "Método Comparativo". En este método, el futuro crecimiento de una comunidad se supone que sigue el patrón de otra más antigua y más grande, cuyo crecimiento en el pasado, mostró características similares a las esperadas en la comunidad en cuestión. La predicción deseada se obtiene extendiendo la curva de crecimiento de la zona en estudio, de acuerdo con la pasada curva de crecimiento de la zona patrón. Con frecuencia se usan varios patrones de ciudades diferentes a fin de establecer un campo de posible crecimiento futuro. Las curvas de crecimiento de las diferentes ciudades se trasladan al punto A, a partir del momento en que aquellas tienen una población igual a la de la comunidad en estudio. Por ejemplo, la línea AD' es paralela a la línea D a partir de una población de 120000 habitantes. La proyección AA' adoptada refleja la tendencia general.

Las principales ventajas de la extrapolación gráfica para cálculo de población son la facilidad y sencillez de la operación. Los cálculos gráficos pueden servir suficientemente para períodos cortos. También son útiles para comprobar aproximadamente el resultado de otros métodos. Su principal falla radica en la hipótesis de que las relaciones que han existido en el pasado para otras comunidades, continuarán existiendo en el futuro con la misma intensidad, para la población en estudio.

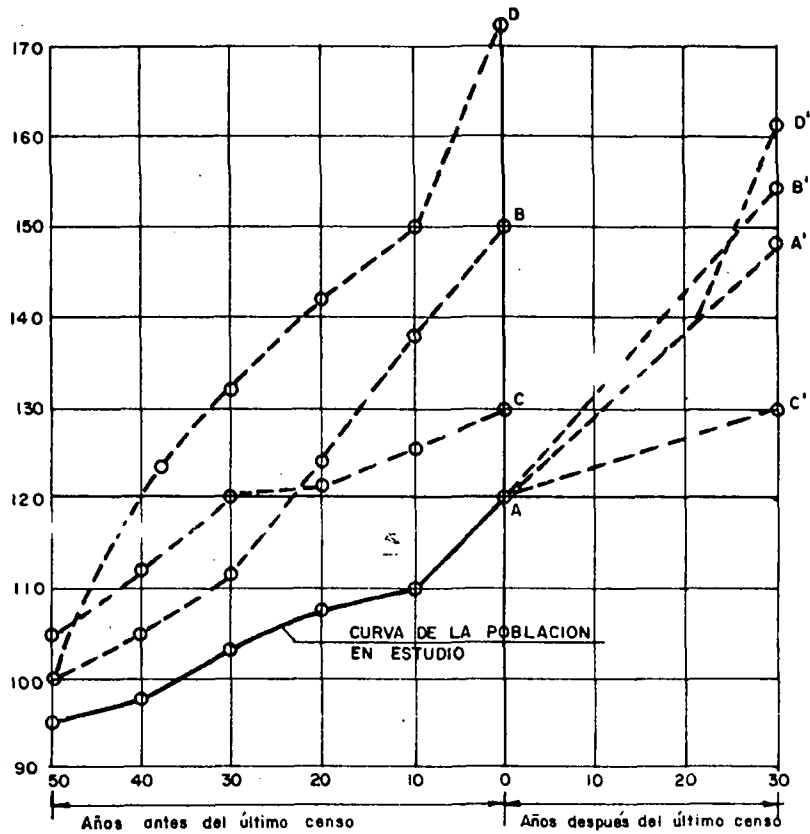


FIGURA 3

El método es válido solamente donde aquellos factores y condiciones que afectan el crecimiento de la población tienen el mismo efecto futuro.

MÉTODOS MATEMÁTICOS

El uso de ecuaciones matemáticas para el cálculo supone que el pasado crecimiento de población ha seguido cierta relación matemática identificada y que en el futuro la variación de población seguirá un patrón establecido por esa relación.

El procedimiento consiste en tomar un número de puntos censales haciendo pasar por ellos una curva que se ajusta por el método de los mínimos cuadrados.

Los métodos usados de las progresiones aritmética o geométrica, no dan resultados de algún valor sino cuando se toman para períodos de cinco a diez años.

En seguida se explican estos dos métodos y se ilustran con ejemplos.

METODO ARITMETICO

Se supone que la rata de variación de la población con el tiempo es constante. O sea:

$$\frac{dP}{dt} = K \quad (1)$$

$\frac{dP}{dt}$ = Variación de población P por unidad de tiempo

K = Constante

Integrando la ecuación entre los límites t_i , año inicial y t_f , año final, se tiene:

$$\int dP = K \int_{t_i}^{t_f} dt = K (t_f - t_i)$$

$$P_f - P_i = K(t_f - t_i) \quad (2)$$

De donde:

$$P_f = P_i + K_a (t_f - t_i) \quad (3)$$

Siendo:

P_f = población para un año futuro (año de la predicción)

P_i = población del año inicial o año básico

La constante K puede calcularse así:

$$K = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (4)$$

En que: P_2 y P_1 son las poblaciones en los años t_2 y t_1 obtenidas de la información existente.

EJEMPLO

Para una comunidad se tienen los siguientes datos:

Población en 1950: 24 000 habitantes.
Población en 1960: 28 000 habitantes.

Calcular la población para 1970.

SOLUCION

$$K = \frac{28\ 000 - 24\ 000}{1960 - 1950} = 400$$

$$P_f = 28\ 000 + 400 (1970 - 1960) = 32\ 000 \text{ habitantes}$$

METODO GEOMETRICO

Se supone que el crecimiento de población es proporcional a la población existente en un momento dado.

$$\frac{dP}{dt} = KP \quad (5)$$

$$K = \text{constante}$$

$$dP = KP dt$$

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

$$\ln P \Big|_{P_i}^{P_f} = K \int_{t_i}^{t_f} dt = K (t_f - t_i)$$

$$\ln P_f - \ln P_i = K (t_f - t_i)$$

$$\ln P_f = \ln P_i + K (t_f - t_i) \quad (6)$$

$$P_f = P_i e^{K(t_f - t_i)} \quad (7)$$

La constante K puede calcularse así:

$$K = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad (8)$$

EJEMPLO

Para una comunidad se tienen los siguientes datos:

Población en 1950: 55 000 habitantes

Población en 1960: 85 000 habitantes

Calcular población para 1980

$$K = \frac{\ln 85\ 000 - \ln 55\ 000}{1960 - 1950} = 0.0435$$

$$P_f = 85\ 000 e^{(0.0435)(1980 - 1960)} \approx 203\ 000 \text{ habitantes}$$

La solución de la ecuación diferencial puede también visualizarse así:

$$P_f = P_i(1 + r)^n \quad (7A)$$

En donde r es la tasa de crecimiento anual y n el número de años en consideración. Para el caso del ejemplo anterior se tiene:

$$\log(1 + r) = \frac{\log(P_2/P_1)}{n} = \frac{\log(85000/55000)}{10}$$

$$1 + r = 1.044$$

$$P_f = 85000 \times (1.044)^{20} = 203000$$

La escogencia entre el método aritmético y el geométrico se basa en la inspección del gráfico trazado a partir de los datos, en papel a escala aritmética. Una aparente relación lineal implicaría el uso del método aritmético; en cambio una curva aparentemente cóncava hacia arriba, implicaría el uso del geométrico. El intervalo de tiempo seleccionado para el cálculo de las constantes puede ser el último intervalo censal, el promedio de varios intervalos, o el resultado de otra selección, que se juzgue apropiada.

OTROS METODOS MATEMATICOS

Otras curvas usualmente usadas son: la parábola común o de segundo grado; la parábola cúbica o de tercer grado y la parábola logarítmica.

Parábola común.

La parábola común tiene por ecuación:

$$y = a + bx + cx^2 \quad (9)$$

Para períodos de 20 a 40 años la rama de una de estas curvas se ajusta con bastante exactitud a 3 o 4 datos censales. Se toma (y) como población calculada y (x) como períodos de tiempo partiendo de un año cualquiera. Estos períodos pueden ser de 5 o 10 años.

Si se trata de un ajuste para mayor número de puntos censales, se recurre al método de los mínimos cuadrados y se toma como ley de crecimiento la interpretada por la ecuación de menores dispersiones con respecto a la serie censal que se está estudiando.

Parábola cúbica.

La parábola cúbica tiene por ecuación:

$$y = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad (10)$$

Las coordenadas x, y, tienen el mismo significado antes explicado. Normalmente se emplea para períodos más largos que los anotados anteriormente.

Parábola logarítmica.

La parábola logarítmica tiene por ecuación:

$$y = a + bx + cx^2 + d \log x \quad (11)$$

El profesor Pearl demostró la utilidad de esta ecuación para representar los cambios del crecimiento orgánico, aplicándola a un grupo de observaciones hechas sobre la planta acuática "ceratophyllum".

Por tratarse de un fenómeno de crecimiento biológico se ha considerado la parábola logarítmica como una curva más apropiada para representar crecimientos de población que la simple parábola cúbica o la de segundo grado.

La aplicación de esta curva en cálculos de población de los Estados Unidos, entre 1790 y 1910, ajustada por el método de los mínimos cuadrados, dió resultados más aproximados a los datos censales que los obtenidos con la aplicación de la parábola cúbica.

De todo lo anterior se concluye:

1. De las ecuaciones comunmente usadas para la interpretación de las leyes de crecimiento de la población, la parábola logarítmica es la que da resultados más exactos, especialmente para períodos relativamente largos, como una centena por ejemplo.

2. La precisión obtenida por la parábola logarítmica es suficiente. Puede ser usada en todos los casos, con resultados de aplicación práctica aceptables.

No obstante lo anterior, para casos en que sólo se tengan datos censales de algún valor en períodos más cortos (medio siglo por ejemplo), como ocurre en Colombia, las parábolas comunes de segundo y de tercer grado, que no tienen forma trascendente, dan resultados de una exactitud comparable a la de la parábola logarítmica.

EJEMPLO

Estudiar el crecimiento de población de Candelaria, utilizando como curva la parábola común o de 2° grado:

$$y = a + bx + cx^2$$

Los datos censales son los siguientes:

CUADRO 1

Años	Fecha	Población
1918	Octubre 14	10248
1928	Noviembre 17	11869
1938	Julio 5	13366
1951	Mayo 9	17174

Vamos a hacer pasar la parábola por tres puntos obligados, correspondientes a los datos censales de 1918, 1938 y 1951. Tomando como origen de abscisas el año 1913, se tiene el cuadro 2.

CUADRO 2

Puntos	Años	Abscisas	Ordenadas	x^2
1	1918	0.0	10.2	0.0
2	1938	19.7	13.4	388.0
4	1951	32.6	17.2	1063.0

La población representada por las ordenadas está dada en miles de habitantes.

Reemplazando en la ecuación dada los valores correspondientes de (x) y (x^2) se tiene el sistema de ecuaciones siguientes:

- (1) $10.2 = a$
- (2) $13.4 = a + 19.7b + 388c$
- (3) $17.2 = a + 32.6b + 1063c$

Que se reduce al siguiente sistema de dos ecuaciones:

- (4) $19.7b + 388c = 3.2$
- (5) $32.6b + 1036c = 7.0$

La solución del sistema da:

$$a = 10.2 \quad b = 0.082 \quad c = 0.004$$

y la ecuación buscada será la siguiente:

$$y = 10.2 + 0.082x + 0.004x^2$$

A partir de esta ecuación y con los datos del cuadro 2, se elabora el cuadro 3.

CUADRO 3

Puntos	Años	x	Población		Correcciones	
			Calculada	Observada	Absolutas	%
1	1918	0.0	10.2	10.2	0.0	0.0
2	1928	10.1	11.4	11.9	+ 0.5	4.39
3	1938	19.7	13.4	13.4	0.0	0.0
4	1951	32.6	17.2	17.2	0.0	0.0

AJUSTE DE CURVAS POR EL METODO DE LOS MINIMOS CUADRADOS

Si se tiene una serie de puntos 1, 2, 3, 4, etc., y una curva AB que pasa por entre ellos, de manera que se acerque lo más posible a todas sus posiciones, su ajuste se hace de modo que la suma de los cuadrados de las distancias verticales $r_1, r_2, r_3, r_4,$ etc. de los puntos a la curva, sea lo más pequeña posible, o sea que:

$$\sum r^2 = r_1^2 + r_2^2 + \dots \text{mínimo}$$

Sea la curva dada por la ecuación $y = f(x)$

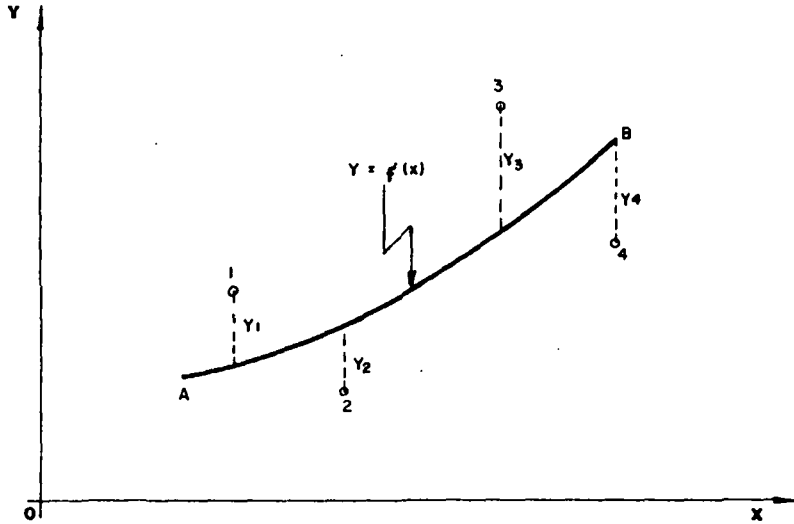


FIGURA 4

Las coordenadas de cada punto de la figura, deben satisfacer en ecuaciones similares:

$$y_i = f_i(x)$$

De ahí que:

$$\sum r^2 = \sum (y_i - y)^2 = \sum [f_i(x) - y]^2$$

En la expresión $f_i(x)$ figuran los distintos parámetros de la curva AB que se supone que sean a, b, c, etc.

Para obtener el valor mínimo de la expresión anterior, se tendrán entonces las ecuaciones de condición, derivando con respecto a a, b y c:

$$\sum f'_i(a) = 0$$

$$\sum f'_i(b) = 0$$

$$\sum f'_i(c) = 0 \text{ etc.}$$

Esto da un sistema de ecuaciones de primer grado, de donde se despejan los valores de los parámetros de la curva AB.

Aplicando el método descrito a la parábola común se trataría de seleccionar una serie de puntos para hacer pasar por entre ellos una curva parabólica como la citada:

La ecuación entonces será:

$$y = a + bx + cx^2$$

$$\sum r^2 = \sum (y_i - y)^2 = \sum [f_i(x) - y]^2 = \sum (y_i^2 - 2y_i y + y^2)$$

$$\sum r^2 = \sum (y_i - y)^2 = \sum (a^2 + 2abx + b^2x^2 + 2acx^2 + 2bcx^3 + c^2x^4 - 2ay - 2bxy - 2cr^2y + y^2)$$

Derivando con respecto a a, b y c

$$f'(a) = \sum (2a + 2bx + 2cx^2 - 2y) = 0$$

$$f'(a) = \sum 2(a + bx + cx^2 - y) = 0$$

$$f'(a) = \sum a + b \sum x + c \sum x^2 - \sum y = 0 \text{ etc.} \quad (12)$$

$$f'(b) = \sum (2ax + 2bx^2 + 2cx^3 - 2xy) = \sum 2(ax + bx^2 + cx^3 - xy) = 0$$

$$f'(b) = a \sum x + b \sum x^2 + c \sum x^3 - \sum xy = 0 \quad (13)$$

$$f'(c) = \sum 2(ax^2 + bx^3 + cx^4 - x^2y) = 0$$

$$f'(c) = a \sum x^2 + b \sum x^3 + c \sum x^4 - \sum x^2y = 0 \quad (14)$$

Para cada uno de los puntos seleccionados se determinan los valores: x, y, x², x³, x⁴, xy, x²y; y con dichos valores se forma el cuadro siguiente:

CUADRO 4

Puntos	x	y	x ²	x ³	x ⁴	xy	x ² y
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
	$\sum x$	$\sum y$	$\sum x^2$	$\sum x^3$	$\sum x^4$	$\sum xy$	$\sum x^2y$

Luego en el sistema de ecuaciones:

$$\sum a + b \sum x + c \sum x^2 - \sum y = 0 \quad (12)$$

$$a \sum x + b \sum x^2 + c \sum x^3 - \sum xy = 0 \quad (13)$$

$$a \sum x^2 + b \sum x^3 + c \sum x^4 - \sum x^2 y = 0 \quad (14)$$

Se reemplazan los valores $\sum x$, $\sum x^2$, etc., sacados del cuadro anterior y se obtiene así un sistema de 3 ecuaciones con 3 incógnitas. La solución de ese sistema da los valores de a , b , c , y por consiguiente la ecuación buscada:

$$y = a + bx + cx^2$$

DATOS INTERCENSALES

Esta serie de cálculos se haría para una misma fecha del año. Se escogería el 1° de julio, por ejemplo, para usar esos valores en la búsqueda de los coeficientes demográficos anuales, y así se tendría, para el caso de Candelaria:

CUADRO 5

Puntos	Fechas y abscisas origen en 1918 (octubre 14)	Intervalos de reducción		Abscisas (julio 1°) x ²	
		días	años		
1	1918 Oct. 14 + 0.0	- 105	- 0.288	- 0.3	0.09
2	1928 Nov. 17 + 10.1	- 139	- 0.380	- 9.7	94.20
3	1938 Jul. 5 + 19.7	- 4	- 0.011	+ 19.7	387.00
4	1951 May. 9 + 32.6	+ 53	+ 0.145	+ 32.7	1070.00

Con estas nuevas abscisas y sus intermedias en la ecuación se puede calcular la población año por año, como aparece en el cuadro siguiente:

CUADRO 6

Años julio 1°	Población	Años julio 1°	Población	Años julio 1°	Población
1918	10175	1923	10675	1928	11378
1919	10258	1924	10799		
1920	10351	1925	10932		
1921	10451	1926	11073		
1922	10559	1927	11221		

RATA DE CRECIMIENTO ANUAL

Es muy común buscar este crecimiento como una constante anual entre dos censos para los métodos geométrico y aritmético.

Ninguno de estos conceptos corresponde a la expresión matemática en el caso de la parábola común. Para este caso se tendrá:

Para determinada población y_1 de abscisa x_1 tenemos:

$$y_1 = a + bx_1 + cx_1^2$$

Y si se toma otra población y_2 correspondiente a otra abscisa más adelante $(x_1 + h)$, se tendrá:

$$y_2 = a + b(x_1 + h) + c(x_1 + h)^2$$

$$y_2 - y_1 = a + bx_1 + bh + cx_1^2 + 2cx_1h + ch^2 - a - bx_1 - cx_1^2$$

$$y_2 - y_1 = bh + 2cx_1h + ch^2$$

Si se hace $h = 1$ para el incremento anual:

$$D_1 = y_2 - y_1 = b + c(1 + 2x_1) \quad (15)$$

Esta ecuación indica que el crecimiento de la población es un número que guarda proporción con el avance del período que se estudia, tomando este último desde determinado valor fijo.

Una diferencia de segundo orden se hallaría así:

Sea D'_1 una diferencia para un valor de $x_1 + h$; entonces:

$$D'_1 = b + c[1 + 2(x_1 + h)]$$

La diferencia de las dos diferencias anteriores, sería:

$$D_2 = D'_1 - D_1 = b + c + 2cx_1 + 2ch - b - c - 2cx_1$$

$$D_2 = 2ch$$

$$\text{Para } h = 1, \quad D_2 = 2c \quad (16)$$

O sea que la rata de crecimiento varía anualmente en el valor $2c$.

Reemplazando ahora las constantes del caso:

$$D_1 = 0.082 + 0.004 (1 + 2x)$$

$$D_2 = 0.008$$

Estas dos relaciones nos sirven para calcular rápidamente los valores que figuran en el cuadro siguiente:

CUADRO 7

Años	Población	D_1	D_2
1918	10175	83	8
1919	10258	91	8
1920	10349	99	8
1921	10448	107	8
1922	10555	115	8
1923	10670	123	8
1924	10793	131	8
1925	10924	139	8
1926	11063	147	8
1927	11210	155	
1928	11365		

La población para 1918 es 10175

La población para 1919 es 10258

Primera diferencia $D_1 = 83$

Con estos tres números y con la segunda diferencia $2c = 8$ se forma el cuadro anterior.

Nótese las diferencias tan ~~pequeñas~~ entre los números del cuadro anterior y los que figuran en el cuadro (6) calculados con la ecuación.

EXTRAPOLACION PARA LAS POBLACIONES DE 1950 y 1951

Aplicando la ecuación a las abscisas correspondientes años 1950 y 1951 (julio 1°), se obtiene:

Abscisas para 1951 (julio 1°)	. . .	32.7
Abscisas para 1950 (julio 1°)	. . .	31.7
Población para 1951	17160
Población para 1950	16840
Primera diferencia D_1	=	320
Segunda diferencia D_2	=	8

CUADRO 8

Años	Población	D ₁	D ₂	Años	Población	D ₁	D ₂
1950	16840	320		1959	20008	392	
1951	17160	328	8	1960	20400	400	8
1952	17488	336	8	1961	20800	408	8
1953	17824	344	8	1962	21208	416	8
1954	18168	352	8	1963	21624	424	8
1955	18520	360	8	1964	22048	432	8
1956	18880	368	8	1965	22480		
1957	19248	376					
1958	19624						

En la extrapolación es común obtener mayores resultados que los verdaderos; y por esta razón, obtenida la población de varios modos, por fórmulas que dan interpolaciones aceptables, se tendrá como criterio para la elección de estas fórmulas, las que den menor valor en las extrapolaciones, a fin de acercarse desde un principio a los datos que es posible esperar en el estudio por procedimientos de origen racional.

FORMULAS DE ORIGEN RACIONAL

El empleo de fórmulas para interpretar el crecimiento numérico de la población, es útil para resolver el problema de la interpolación intercensal y de los datos de población necesarios para el cálculo de los coeficientes demográficos anuales, para observar las tendencias naturales de estas series. Pero las fórmulas empíricas no explican satisfactoriamente la ley de variación del crecimiento de población.

En el año de 1844 el profesor de la Escuela Militar Belga, P.E. Verhulst publicó un estudio donde planteaba el método racional para el cálculo del crecimiento numérico de la población humana.

La función matemática obtenida corresponde a la curva llamada "logística" cuya ecuación general es:

$$y = \frac{K}{1 + ce^{-X}} \quad (17)$$

y = población en un momento dado

x = tiempo

k, c y a son parámetros

Posteriormente, dos biometristas americanos R. Pearl y L. J. Reed encontraron en 1920 la misma función propuesta por el matemático belga Verhulst. Ellos emplearon la mosca de frutas "*Drosophila melanogaster*" en sus experimentos. Las moscas se desarrollaban en frascos de vidrio en condiciones bajo control. Se observó que el crecimiento de la población ocurría en dos ciclos: en el primero, el crecimiento comenzaba despacio pero el incremento absoluto por unidad de tiempo aumentaba uniformemente hasta que se llegaba al final del primer ciclo; después, en el segundo ciclo, el incremento por unidad de tiempo llegó a ser uniformemente más pequeño hasta que la población se estabilizó.

Pearl y Reed no conocían los estudios de Verhulst pues estos habían quedado ignorados en el mundo científico. Se trata por consiguiente de un caso singular de correspondencia entre los métodos deductivos y los inductivos.

La curva logística tiene la forma de una S alargada al ser representada en un sistema de coordenadas cartesianas sobre cuyo eje de abscisas se representa el tiempo y cuyo eje de ordenadas determina la población "instantánea". Se la llama también "curva sigmoideal".

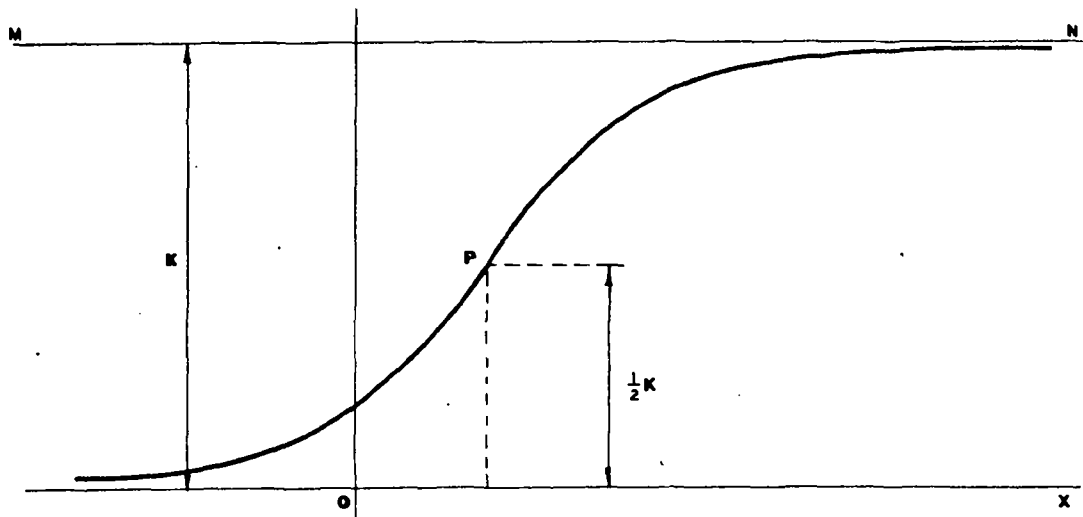


FIGURA 5

Según el profesor Pearl las hipótesis o postulados que se deben tener en cuenta al establecer una fórmula que relacione la población con el tiempo, son:

1. El área donde se estime el desarrollo de una población debe ser limitada. El límite superior de esta área será una cantidad finita y corresponderá a la superficie habitable de la tierra, o sea donde la población humana pueda crecer y desarrollarse.
2. Así como hay un límite superior para el área que puede ser habitada, también lo habrá para la población que allí pueda desarrollarse, aún teniendo en cuenta los progresos en la producción y calidad de los productos agrícolas y otros elementos necesarios para el sustento de la persona humana. El mayor o menor avance en el campo de los descubrimientos hará variar la magnitud de este límite, pero no más, es decir el seguirá siendo de naturaleza finita.
3. El límite inferior de la población es cero. La población negativa no puede concebirse como tal.
4. Cada grado de avance en el nivel cultural de la humanidad, crea una posibilidad más para el aumento de la población que puede vivir en una área determinada. Así, cada unidad geográfica que ha tenido una larga duración, ha pasado por una serie de períodos o ciclos sucesivos de aumentos de población.
5. Dentro de cada ciclo de crecimiento de la población, la rata no ha sido constante. Al principio este crecimiento es lento; después es mayor, hasta que llega al fin a un máximo. Ese es el punto de equilibrio entre los recursos de una área y las necesidades de la población. De allí en adelante, la rata de crecimiento empieza a rebajar; se ha llegado pues a un punto de inflexión. La rata rebaja ahora cada vez más, y finalmente la curva sigue una línea sensiblemente horizontal de aproximación continua a la asíntota superior.

Estos postulados pueden resumirse así:

1. Área finita y limitada.
2. Asíntota que marque el límite superior de la población.
3. Asíntota para el límite inferior de la población, que deba ser igual a cero.
4. Carácter cíclico del crecimiento en diversas épocas culturales; y cada ciclo debe mostrar aumentos continuos de la población general que se determina.
5. Forma sigmoïdal de la curva del crecimiento.

La curva logística cuya ecuación se dió atrás satisface perfectamente los postulados 1, 2, 3 y 5. Respecto del número 4 se requiere otra modalidad de expresión dentro de la misma estructura matemática de la curva.

La ecuación diferencial de la fórmula de Verhuslt es:

$$\frac{dy}{dx} = (a - by)y \quad (18)$$

Integrando la ecuación anterior obtenemos:

$$\frac{dy}{(a - by)y} = dx$$

$$-\frac{1}{a} \ln \frac{a - by}{y} \Bigg|_{y_0}^y = x$$

$$\ln \frac{(a - by_0)y}{(a - by)y_0} = ax$$

$$\frac{(a - by_0)y}{(a - by)y_0} = e^{ax}$$

$$y = \frac{a y_0 e^{ax}}{a + b y_0 (e^{ax} - 1)} \quad (19)$$

La ecuación 19 puede transformarse en una expresión un poco más sencilla haciendo:

$$\frac{a}{b} = k \quad (20)$$

$$\frac{a}{by_0} - 1 = \frac{k}{y_0} - 1 = c \quad (21)$$

Dividiendo entonces la (19) por $by_0 e^{ax}$ se tiene:

$$y = \frac{k}{\frac{ke^{-ax}}{y_0} + 1 - e^{-ax}}$$

$$y = \frac{k}{ce^{-ax} + 1} \quad (17)$$

La ecuación (17) representa varios tipos de curvas según el valor de sus parámetros. Estudiaremos cinco casos.

Primer caso. ($a > 0$; $k > 0$; $c = 0$)

Por la ecuación (21) tenemos:

$$k = y_0$$

y por la ecuación (17):

$$y = k = y_0$$

La ecuación se convierte en una recta paralela al eje de los tiempos y representaría una población estacionaria.

Segundo caso. ($a > 0$; $k > 0$; $c = \infty$)

Por la ecuación (21) se ve que $b = 0$ (para y_0 positivo) y por la (18) se ve que la curva se convierte en aquella que representa el crecimiento geométrico.

Tercer caso. ($a > 0$; $k > 0$; $c > 0$)

Por las propiedades que resultan de los valores de los parámetros tenemos la curva propiamente llamada logística o sigmoidal, la cual es asíntótica para $x = \pm \infty$; por (17); $k > 0$.

$$\text{para } x = +\infty \quad y = k$$

$$\text{para } x = -\infty \quad \text{se tiene } y = 0$$

El punto de inflexión de la curva se obtiene haciendo nula la segunda derivada

$$\frac{dy}{dx} = ay - by^2$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = (a - 2by) \frac{dy}{dx} = (a - 2by)(a - by)y = 0$$

Para $(a - by) = 0$ la ecuación diferencial de la curva se hace nula; además:

$$y = \frac{a}{b} = k \text{ y por lo tanto } x = \infty \text{ según se vió más arriba.}$$

Para $(a-2by) = 0$, se tiene, reemplazando en la ecuación (17) y designando con el subíndice (i) a las coordenadas del punto de inflexión:

$$y_i = \frac{a}{2b} = \frac{k}{2}$$

$$\frac{k}{2} = \frac{k e^{ax_i}}{c + e^{ax_i}}$$

$$c = e^{ax_i}$$

$$x_i = \frac{\ln c}{a} \quad (22)$$

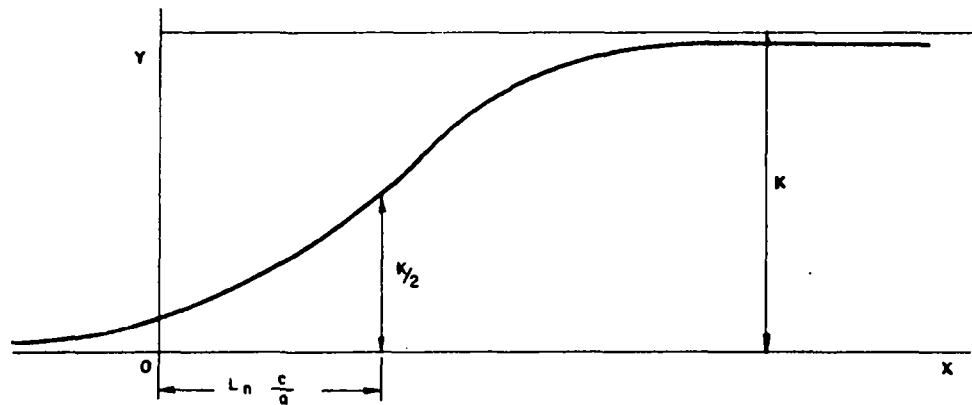


FIGURA 6

Para utilizar la curva de una manera práctica se hace uso del papel ideado por Velz y Eich. Para obtenerlo se transforma la ecuación de Verhulst para que de una línea recta como sigue:

$$y = \frac{k}{1 + ce^{-ax}} \quad (17)$$

De aquí se obtiene :

$$\frac{100y}{k} = p = \frac{100}{1 + ce^{-ax}}$$

(Porcentaje con respecto a la población de saturación K)

$$ce^{-ax} = \frac{100 - p}{p}$$

$$x = \frac{\ln c}{a} - \frac{1}{a} \ln \frac{100-p}{p} \quad (23)$$

La ecuación 23 representa una línea recta. El papel de Velz se construye entonces de la manera siguiente: para diferentes valores de porcentajes (p) se obtienen los valores de $\ln [(100-p)/p]$ los cuales se marcan en el gráfico haciéndose pasar por cada uno de ellos una línea horizontal al frente de la cual se coloca el número que indica el valor correspondiente de (p); estos números representan las ordenadas del papel de Velz. Las abscisas (x) se marcan trazando líneas verticales espaciadas aritméticamente, líneas que pueden representar un año censal cualquiera. El gráfico de la figura 7 muestra el papel de Velz y el ejemplo para la ciudad de Medellín.

CUADRO 9

Año censal	Población	Valores supuestos de k	
		500 000	6'000 000
		Porcentajes de la población	
1912	60303	12.0	1.0
1918	79146	16.0	1.3
1928	120000	24.0	2.0
1938	168266	34.0	2.8
1951	328000	66.0	5.5

Al dibujar los valores anteriores en el papel de Velz se obtienen las dos curvas que se muestran en la figura 7.

La curva para k = .5 millones es cóncava

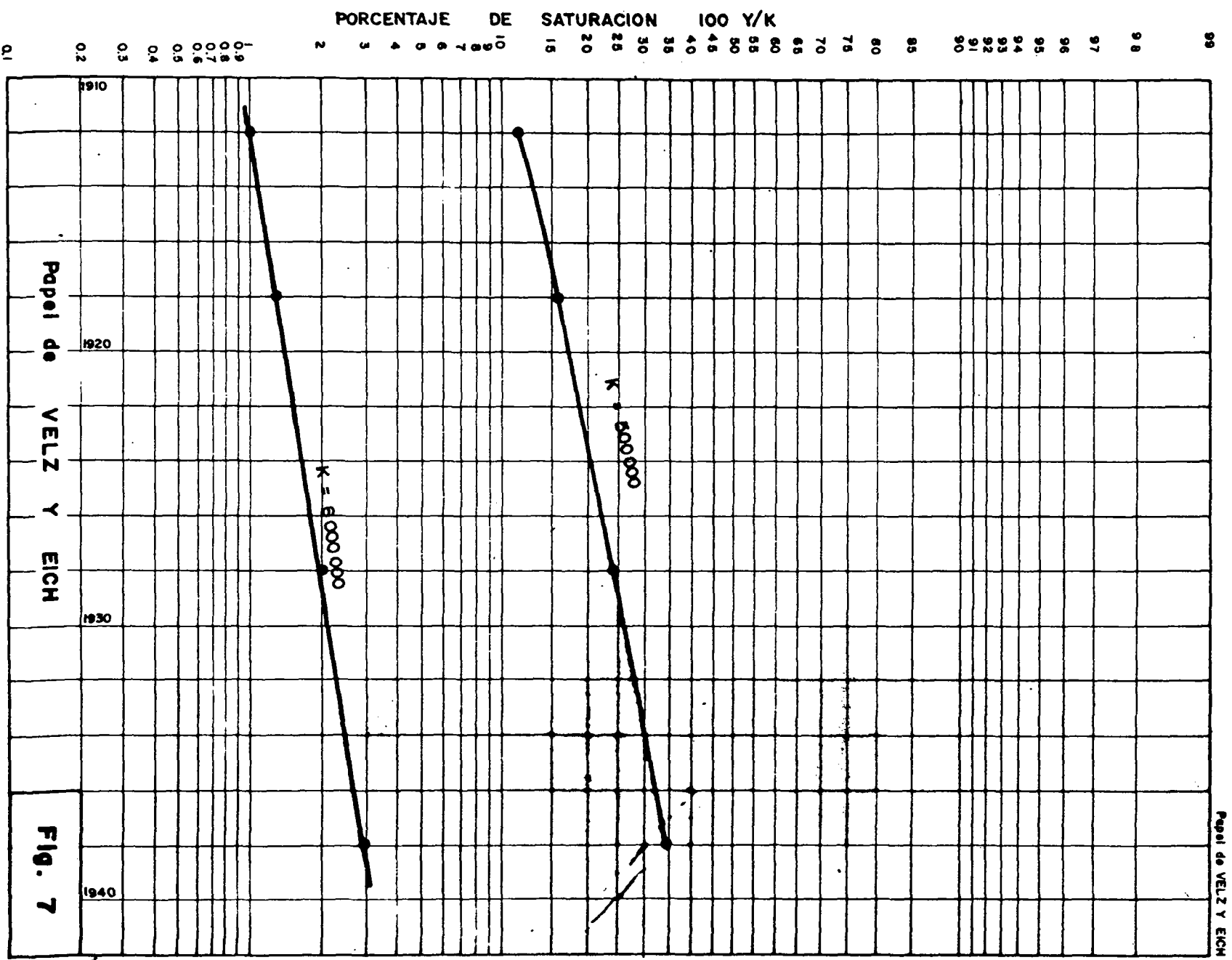
La curva para k = 6 millones es una línea recta. Por lo tanto se ha escogido este valor como la población de saturación.

Cuarto caso. ($c < 0$, $a > 0$)

La ecuación 21 nos dice:

$$k < y_0$$

La ecuación tiene dos asíntotas que determinamos como sigue:



1. Si $y = \infty$ la ecuación 17 nos da:

$$ce^{-ax} = -1$$

$$e^{-ax} = -\frac{1}{c}$$

$$x = -\frac{\log -\frac{1}{c}}{a}$$

2. Si $x = +\infty$ la ecuación 17 nos da $y = k$

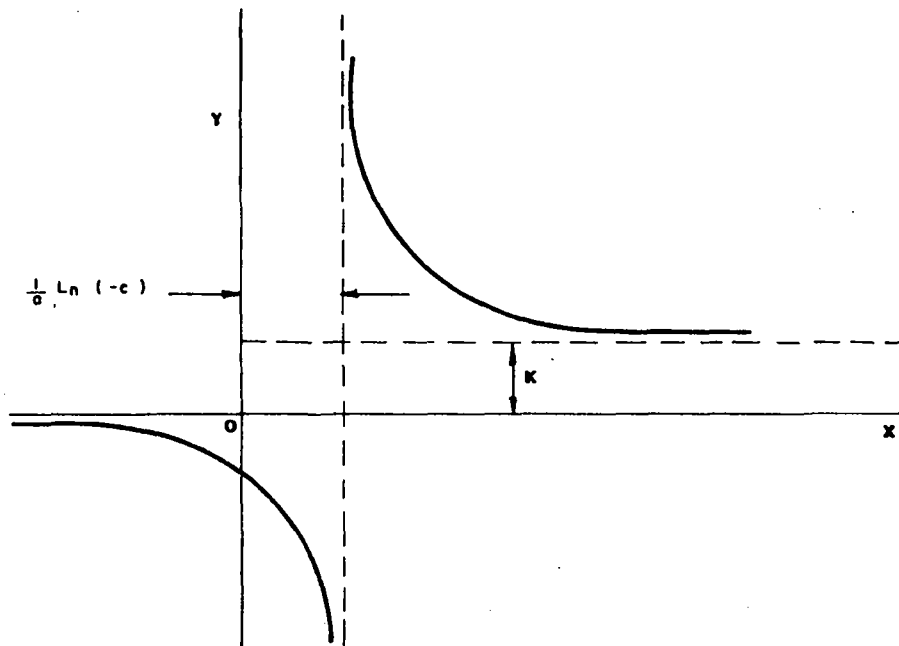


FIGURA 8

La forma de la ecuación indica una tasa decreciente de población. Existe una rama negativa de la curva que no tiene sentido en el estudio de población.

Quinto caso. ($c < 0$; $a < 0$; $b < 0$)

Las condiciones impuestas para este caso nos dicen que: (por la ecuación 21)

$$0 < k < y_0$$

Tomando los valores de (c) y (a) siempre con su valor absoluto la ecuación 17 se transforma en:

$$y = \frac{k}{1 - ce^{ax}}$$

Tenemos dos asíntotas.

1. $y = +\infty$ para $1 - ce^{ax} = 0$

$$\frac{1}{a} \ln \frac{1}{c} = x$$

2. Si $x = -\infty$, $y = +k$

La curva tiene una rama negativa que no tiene significado alguno para los efectos del cálculo de población.

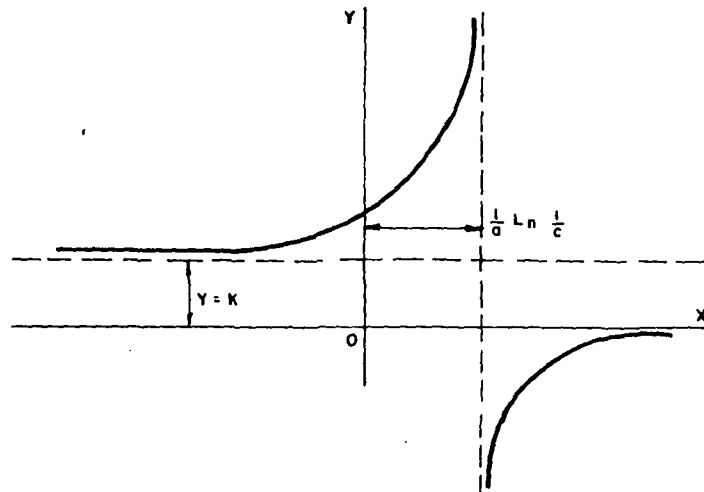


FIGURA 9

A la rama positiva de la curva se le conoce con el nombre de curva sobreexponencial. La población de la ciudad de México se ajusta muy bien a este tipo de curva.

MÉTODOS DE RELACION Y CORRELACION

Muchos de los factores e influencias que afectan el crecimiento de la población ocurren simultáneamente en una vasta región. Entonces, la rata de crecimiento para la mayor parte de las áreas y comunidades está en relación, hasta cierto límite, con la rata de crecimiento de población de la región y de la nación. Donde se pueda mostrar que el crecimiento de la población en una área dada guarda cierta relación con el crecimiento en una área más grande, el crecimiento del área menor puede ser estimado usando los cálculos hechos para el área mayor.

El método mas sencillo consiste en usar una relación constante, calculada a partir de los más recientes datos disponibles. Este método puede exponerse así:

$$\frac{P_f}{P_f'} = \frac{P_i}{P_i'} = K_r \quad (24)$$

o también:

$$P_f = K_r P_f'$$

Siendo:

P_f = población calculada para el área en estudio.

P_f' = población calculada para el área regional.

P_i = población del área en estudio según el último censo.

P_i' = población del área regional según el último censo.

K_r = relación constante.

La relación K_r puede también tomarse como la relación promedio de varios censos pasados. La figura (10), es una representación gráfica de este método.

La relación entre el crecimiento de población en el área pequeña y el crecimiento de población en el área mayor, sugerida en el método anterior, puede ser establecida por medio de una ecuación que permite el cálculo de la población del área I a partir de la población calculada para el área II, como la ecuación siguiente:

$$P_f = aP_f' + b \quad (25)$$

Donde $a = 0.1247$ y $b = -1455$

Para el año de 1980 se tendría:

$$Pf' = 300000 \text{ y } Pf = (0.1247) (300000) - 1455 = 36000$$

El crecimiento de población puede a menudo ser asociado con otros datos, como la producción nacional, el empleo, la renta, la densidad de población, etc.

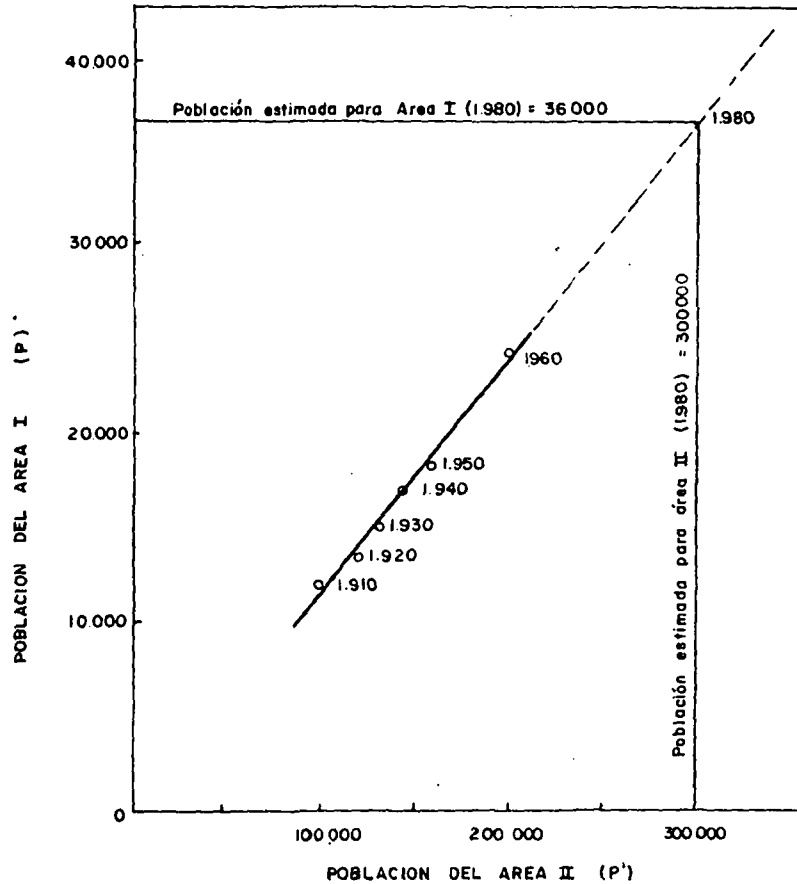


FIGURA 10

Estos procedimientos ofrecen algunas ventajas:

- a. Los cálculos de población para unidades políticas mayores son comúnmente preparados con más cuidado que para áreas más pequeñas. Además son más seguros porque los efectos de la migración son más fácilmente predecibles para aquellas áreas.
- b. Correlacionando los cálculos con aquellos hechos para áreas más grandes, el margen de error puede ser disminuido.

- c. Como los métodos de relación emplean los cálculos para las secciones (departamentos) o para el país o ambos los cálculos que se hagan para áreas pequeñas reflejarán, además de los factores puramente locales, aquellos factores de crecimiento afectados por las tendencias regional y nacional.

Al establecerse ecuaciones, también se supone que las relaciones de causalidad que existían en el pasado, continuarán existiendo con iguales fuerza y efecto en el futuro.

Estos métodos tienen su mayor validez para áreas que han mostrado tendencias bastante consistentes entre su crecimiento de población y el de su región, departamento o nación.

ANALISIS DE COMPOSICION

La variación de la población puede ocurrir solamente de tres maneras:

1. Por nacimientos .
2. Por muertes.
3. Por migración.

El efecto neto de nacimientos y muertes en la variación de la población, se denomina crecimiento natural.

Los cálculos de población se obtienen frecuentemente agregando a la población existente el incremento natural durante el período considerado y la migración neta, en el mismo período.

$$P_f = P_i + N + M \quad (26)$$

P_f = población que se calcula.

P_i = población existente.

N = incremento natural.

M = migración neta.

La migración neta es la diferencia entre la inmigración y la emigración y por lo tanto será positiva si la primera es mayor que la segunda.

Puesto que la migración afecta el número de nacimientos y muertes en una área, los cálculos de la migración neta se preparan antes que los referentes al incremento natural. En los estimativos sobre migración se deben considerar no solamente las tendencias migratorias en el pasado, sino también las razones para la migración de la población.

Varios métodos se usan frecuentemente para determinar las tendencias migratorias. Donde se disponen de datos sobre nacimientos y muertes, es posible calcular la migración neta por medio de la ecuación (26).

$$M = P_f - P_i - N$$

Donde no hay migración, la población varía de acuerdo con el incremento natural.

Un valor positivo para M indica movimiento neto hacia el área en estudio (inmigración); un valor negativo, movimiento hacia afuera (emigración). El procedimiento más sencillo para determinar el incremento natural, es multiplicar la población existente por la tasa de natalidad esperada y por la tasa de mortalidad esperada en el período considerado. El incremento natural estará expresado por la siguiente ecuación:

$$N = (t_f - t_i) (K_1 P_i - K_2 P_i) \quad (27)$$

K_1 y K_2 = tasas de natalidad y mortalidad respectivamente.

$(t_f - t_i)$ = período de tiempo considerado

La principal ventaja de este método es la de que requiere ponderar cuidadosamente los efectos de varias fuerzas y factores sobre cada uno de los componentes del crecimiento de población, en lugar de aplicar un juicio menos discriminatorio a la población como un todo. El que haya hecho un análisis preciso por el método de los componentes obtiene una visión más profunda en la dinámica del crecimiento de población en el área estudiada que si usara otros métodos. Sin embargo, este método tiene ciertas limitaciones. Los cálculos del incremento natural serán tan precisos como sean las tasas de natalidad y mortalidad supuestas para el período considerado. Los límites de las futuras tasas, especialmente las de mortalidad, usualmente pueden ser determinados con un error más pequeño que en el caso de tasas de migración. Por consiguiente, este método es especialmente útil para cálculos sobre áreas en las cuales el incremento natural parece ser el factor dominante de crecimiento.

PRECISION RELATIVA DE LOS VARIOS METODOS

Las predicciones imprecisas pueden ser costosas; puede resultar en una capacidad innecesaria, o por el contrario, puede suceder que la capacidad diseñada resulte inadecuada. El ingeniero desea reducir el error donde sea posible. Si la medida del método puede ser tomada como la precisión de sus resultados, parecería lógico revisar la precisión de los varios métodos que han sido usados en el pasado. Sin embargo, independientemente de el método usado, los demógrafos convienen en que la precisión en los cálculos tenderá a disminuir, con:

1. Incremento en la longitud del período.
2. Disminución en el tamaño del área para la cual se hace el cálculo.

3. Incremento en la variación de la rata de crecimiento.

Los métodos de relación y correlación han despertado poco interés. Ellos han sido ampliamente usados con algún éxito por los planificadores. Estos métodos pueden ser muy buenos como métodos de comprobación para ingenieros sanitarios.

VARIACIONES DE LA POBLACION COLOMBIANA EN 170 AÑOS.

Al gráfico que representa las variaciones de la población colombiana entre 1770 y 1940, se hacen los siguientes comentarios:

- a. El período 1770 - 1870 es un siglo caracterizado por cambios bruscos y frecuentes en la extensión del territorio. Las cifras de población carecen de veracidad. Sólo se reconoce algún valor a las cifras de los años: 1770, 1825 y 1870.
- b. En el período 1870 - 1905 no se registraron cambios apreciables del territorio, ni tampoco datos censales.
- c. En el período 1905 - 1938 se registra un cambio de superficie entre la cual se incluye la superficie de Panamá. Esta que se desmembró de Colombia en 1903, sí tenía una población apreciable para introducir una variación anormal en el estudio de la población colombiana. Por eso su población ha sido sistemáticamente descontada desde 1835, en el gráfico.
- d. Solamente a partir de 1905 se puede asignar mes y día a los censos.
- e. El dato censal de 1928 es equivocado; es el dato de una investigación que careció de sinceridad. Son varios los hechos que justifican esta descalificación; por consiguiente ese dato no debe ser considerado en ningún estudio analítico que se haga.

En seguida se presenta el cuadro No. 10 sacado de "Anales de Economía y Estadística" - Suplemento al No. 2 - Abril 25 de 1940 - Contraloría General de la República. En este cuadro se presenta el cálculo de la población colombiana, año por año, a partir de 1905. Para cada año la población está calculada para el 1° de julio, por la ecuación de la curva logística y por la de la parábola logarítmica.

CUADRO 10

ANALES DE ECONOMIA Y ESTADISTICA

Años (julio 1°)	Abscisas para la logística con origen en 1870 . Enero 1°	Población calculada para julio 1°		Diferencias entre las dos últimas columnas	Población observada	
		Por la logís- tica de ecuación No. 28	Por la pará- bola logarít- mica de ecuación No. 29		En las fechas anotadas	Reducción a julio 1° por medio de la ecuación No. 28
1870	+ 0.5	2'020840	2'166840	+ 146000	Censo de 1905 en junio 15, 4'355477	4'360010
1905	35.5	4'357030	4'360440	+ 3410		
1906	36.5	4'457620	4'461290	+ 3670	Censo 1912 marzo 5, 5'072604	5'109385
1907	37.5	4'560350	4'564030	+ 3730		
1908	38.5	4'665180	4'668790	+ 3610		
1909	39.5	4'772200	4'775440	+ 3240		
1910	40.5	4'881300	4'884010	+ 2710		
1911	41.5	4'992530	4'994510	+ 1980		
1912	42.5	5'105860	5'106910	+ 1080		
1913	43.5	5'221290	5'221230	- 0010		
1914	44.5	5'338320	5'337540	- 1230	Censo 1913 octubre 14 5'855777	5'819500
1915	45.5	5'458420	5'455720	- 2700		
1916	46.5	5'580080	5'575810	- 4270		
1917	47.5	5'703770	5'697820	- 5950		
1918	48.5	5'829460	5'821740	- 7720		
1919	49.5	5'957140	5'947570	- 9570		
1920	50.5	6'086770	6'075310	- 11460		
1921	51.5	6'218320	6'204960	- 13360		
1922	52.5	6'351720	6'336520	- 15200		
1923	53.5	6'486970	6'469990	- 16930		
1924	54.5	6'624010	6'605350	- 18660		

1925	55.5	6'762780	6'742630	-	20150		
1926	56.5	6'903240	6'881800	-	21440	Censo 1928 noviemb.17	
1927	57.5	7'045340	7'022880		22460		
1928	58.5	7'189010	7'165860	-	23150	7'851110	7'791510
1929	59.5	7'334200	310740	-	23460		
1930	60.5	7'480830	7'457520	-	23310		
1931	61.5	7'628840	7'606210	-	22630		
1932	62.5	7'778150	7'756790	-	21360		
1933	63.5	7'928700	7'909260	-	19440		
1934	64.5	8'080410	3'063640	-	16770		
1935	65.5	8'233200	8'219910	-	13290		
1936	66.5	8'387000	8'378030	-	8920	Censo 1938, julio 5,	
1937	67.5	8'541690	8'538140	-	3550		
1938	68.5	8'697220	8'700100	+	2880	8'701816	8'700230
1939	69.5	8'853490	8'863950	+	10460		
1940	70.5	9'010410	9'029700	+	19290		
1941	71.5	9'167860	9'197340	+	29480		
1942	72.5	9'325800	9'366870	+	41070		
1943	73.5	9'481130	9'538300	+	54170		
1944	74.5	9'642720	9'711620	+	68900		
1945	75.5	9'801480	9'886830	+	85350		
1946	76.5	9'960350	10'063940	+	103590		
1947	77.5	10'119240	10'242930	+	123690		
1948	78.5	10'277990	10'423820	+	145830		
1949	79.5	10'436540	10'606590	+	170050		
1950	80.5	10'594790	10'791260	+	196470		
1960	90.5	12'141100	12'741840	+	600740		
1970	100.5	13'564960	14'881160	+1	'316200		
1980	110.5	14'807540	17'209050	+2	'401510		
1990	120.5	15'842140	19'725360	+3	'883220		
2000	130.5	16'670380	22'429970	+5	'759590		

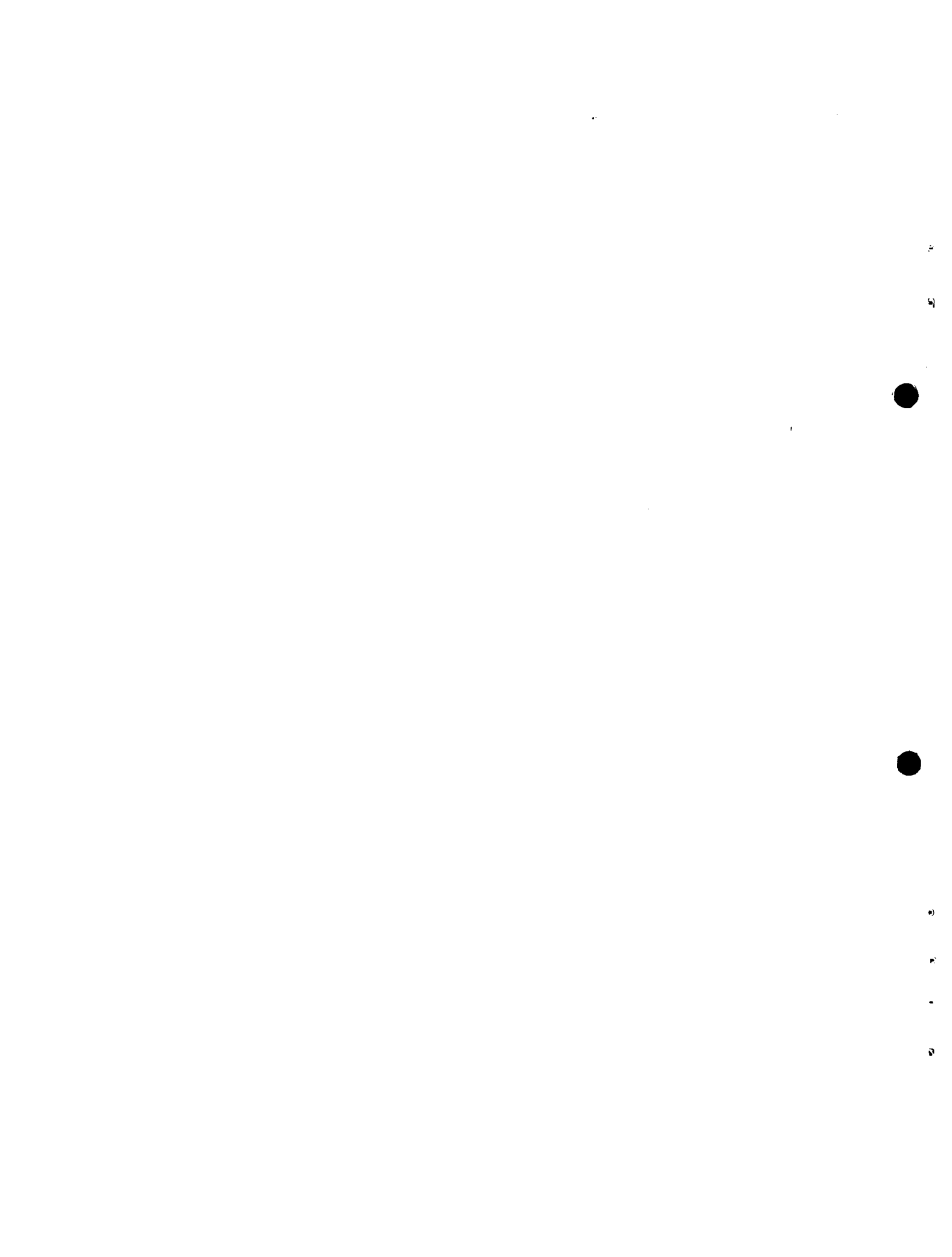
Tales ecuaciones son:

$$y = 798.3 + \frac{1287\ 518}{0.0703637 + e^{-0.0347311x}} \quad (28)$$

$$y = 2160.2 + 31\ 767x + 0.9387x^2 - 197\ 625 \log x \quad (29)$$

Las diferencias entre los valores del cálculo obtenido con las ecuaciones anteriores presentan valores pequeños entre 1905 y 1918. De allí en adelante, crecen continuamente hasta 1929, donde llegan a un máximo. Luego aparece un decrecimiento en los valores hasta llegar a cero entre 1937 y 1938. Después del año de 1938, las diferencias entre las poblaciones calculadas por las dos curvas mencionadas son ahora continuamente crecientes.

En el cuadro figura también la población extracensal desde 1938 hasta 1950, de año en año y desde 1950 hasta el año 2000, de diez en diez años.

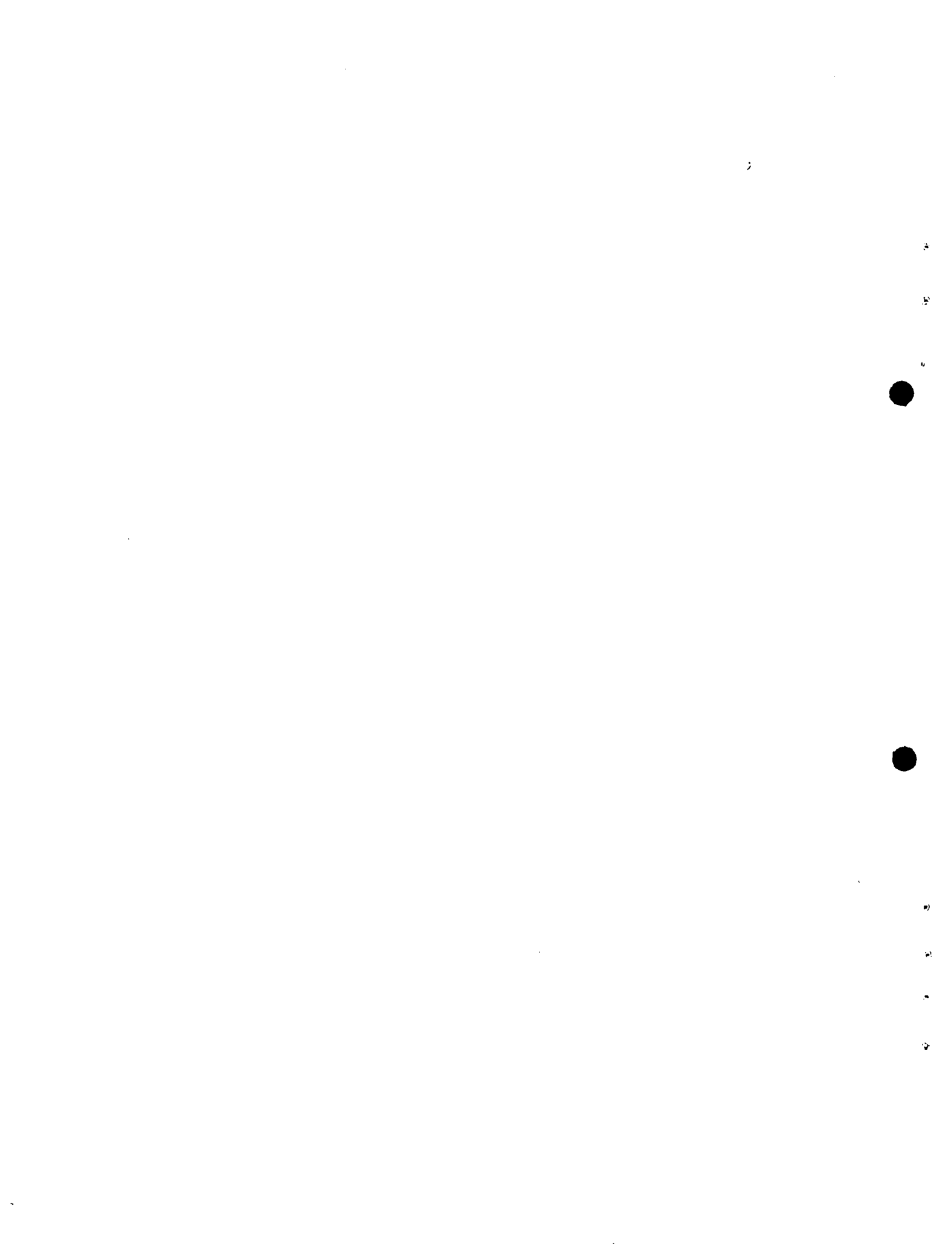


UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES

CAPITULO II

BOCATOMAS



DISEÑO DE BOCATOMAS

CONSIDERACIONES GENERALES

Las bocatomas son de muy diferentes tipos, pues cada bocATOMA es un problema particular con características de diseño específicas. Sin embargo se pueden clasificar en seis grandes grupos: a) Sumergidas o de fondo. b) Laterales. c) De torre. d) Flotantes. e) Pozos profundos y f) Galerías filtrantes. Estos dos últimos tipos se estudiarán en un capítulo especial denominado Aguas Subterráneas.

Es importante buscar una localización adecuada para ubicar una bocATOMA. El sitio debe ser estable, ojalá de fácil acceso, en tramos de pendiente pequeña lo cual no es una condición esencial pero que protege a la estructura contra la erosión y contra el peligro de quedarse en seco por la acción de la misma. Se deben investigar las condiciones de la fuente aguas arriba y aguas abajo de la estructura para obtener la siguiente información: pendiente del río y condición de las orillas; forma de las secciones transversales; material del lecho del río y en forma más general, la geología y el suelo del lecho; niveles y caudales máximos y mínimos y en especial la posibilidad de inundaciones. Las condiciones de la fuente deben ser cuidadosamente estudiadas. Hay corrientes que modifican sustancialmente su fondo durante las avenidas, unas veces profundizándose el lecho, aumentándose así la capacidad de descarga, otras, elevándolo por sedimentación de materiales, disminuyéndose su capacidad. Antes de diseñarse una bocATOMA en un sitio dado deben, pues, estudiarse cuidadosamente el comportamiento de la fuente en las condiciones de mínimo y máximo caudal y el comportamiento posible futuro una vez construida la estructura.

Las bocatomas laterales deben ubicarse preferiblemente al final de las curvas, en la orilla exterior y son adecuadas cuando el caudal de la fuente es demasiado grande. En ríos pequeños o quebradas, la bocatoma sumergida puede ser lo más apropiado. En lagos la bocatoma de torre es seguramente lo más acertado y en ríos de gran caudal, donde hay una enorme diferencia entre los niveles máximos y mínimos, una bocatoma flotante puede ser la solución correcta. La solución acertada depende en gran parte del buen juicio del diseñador.

La bocatoma sumergida puede representar una mayor longitud de conducción y mayores excavaciones. Elevar el nivel del agua por medio de un dique para acortar la longitud de la conducción o para facilitar la adopción de una buena ruta podría ser en algunos casos una excelente solución. La solución final no puede conseguirse sin un estudio económico de las diferentes alternativas. No se deben descartar soluciones que impliquen bombeo si con esto se consigue evitar conducciones por gravedad demasiado largas. En los párrafos que siguen se hará un análisis de algunos tipos de bocatoma.

BOCATOMAS SUMERGIDAS

Las bocatomas sumergidas constan de los siguientes elementos: 1) Reja. 2) Canal recolector. 3) Canal de descarga. 4) Vertedero. 5) Caja de recolección. 6) Cuerpo de la bocatoma. 7) Muros de protección. Algunas veces se refuerza la bocatoma sumergida con una bocatoma lateral. En la figura (1) se muestran estos elementos en forma esquemática.

CALCULO DE LA REJA .

La reja tiene una inclinación en la dirección de la corriente para facilitar su limpieza. Esta inclinación no debe ser mayor del 20%. Para esta inclinación y menores se aplica la teoría que se indica a continuación. (V. Ref. 1, p. 337).

Sean:

- Q = Caudal que fluye por encima de la reja en la sección de profundidad (y).
- b = Largo de la reja, normal a la dirección de la corriente.
- V = Velocidad del agua correspondiente al gasto (Q) y al área (by).
- c = Coeficiente de descarga.
- E = Energía específica en cualquier sección del canal.
- e = Relación entre el área libre y el área total de la reja.

La energía específica puede considerarse constante a lo largo de la reja como lo demuestran los experimentos y puede expresarse como:

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gb^2y^2} \quad (1)$$

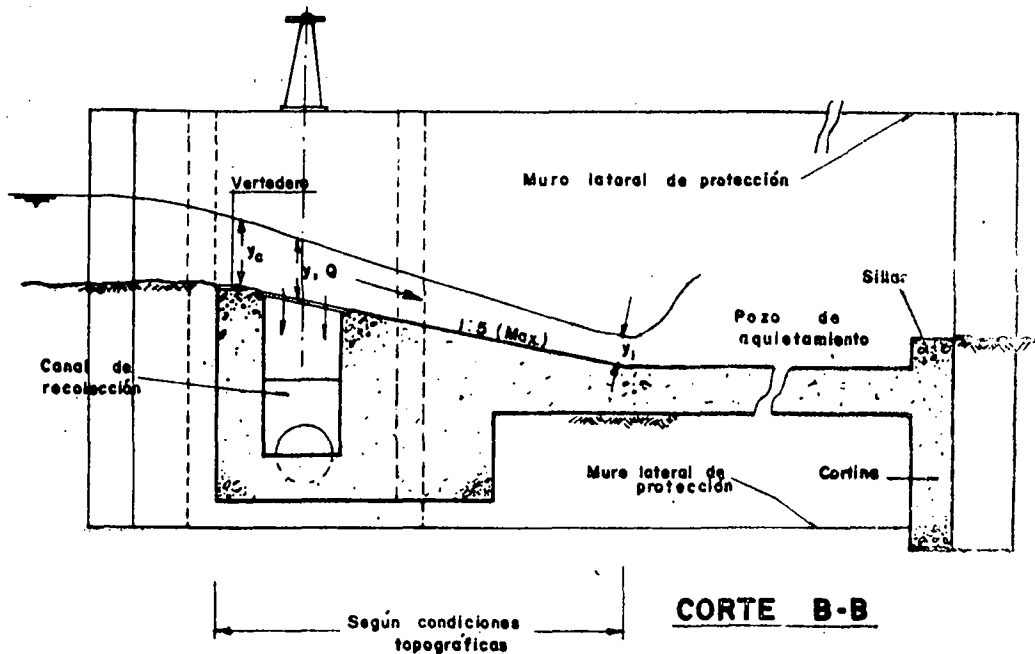
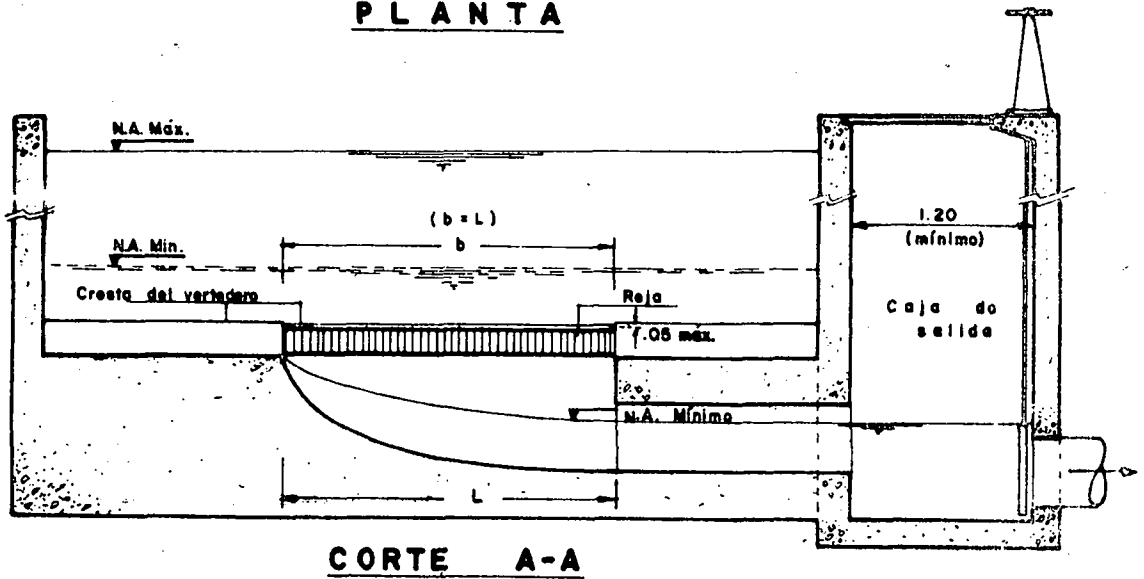
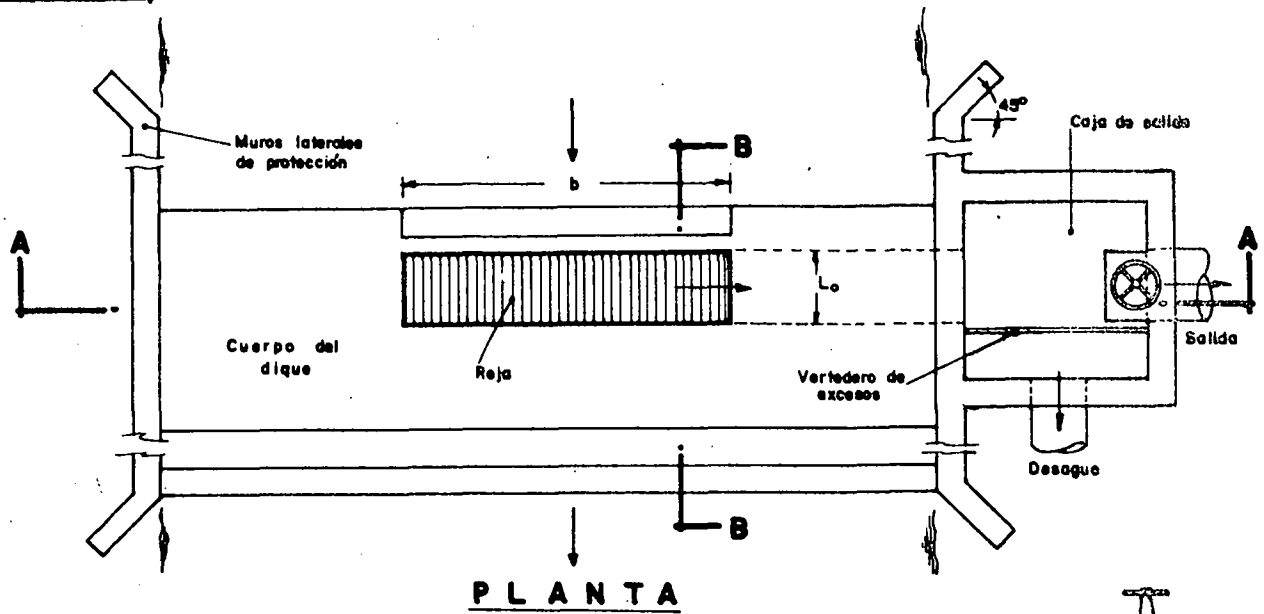
Derivando con respecto a (x) se tiene:

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{1}{2gb^2} \left(\frac{2Qy^2 \frac{dQ}{dx} - 2Q^2 y \frac{dy}{dx}}{y^4} \right) = 0$$

y de aquí se deduce:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-Qy \frac{dQ}{dx}}{gb^2y^3 - Q^2} \quad (2)$$

La expresión dQ/dx es la cantidad derivada por la reja por unidad de longitud, en la dirección de la corriente.



ESQUEMA DE UNA BOCATOMA SUMERGIDA.

FIG. 1

La descarga por la reja depende de la carga efectiva sobre la misma. Cuando la dirección del flujo a través de sus aberturas es cercana a la vertical la pérdida de carga en el proceso es despreciable y así la carga efectiva es prácticamente igual a la energía específica (E). Mostkow ha mostrado que esto es cierto en rejas compuestas de barras paralelas. (Sur Le Calcul des Grilles de Prise d'eau, La Houille blanche, sept. 1957).

Con las condiciones anteriores se tiene:

$$- dQ/dx = ecb \sqrt{2g E} \quad (3)$$

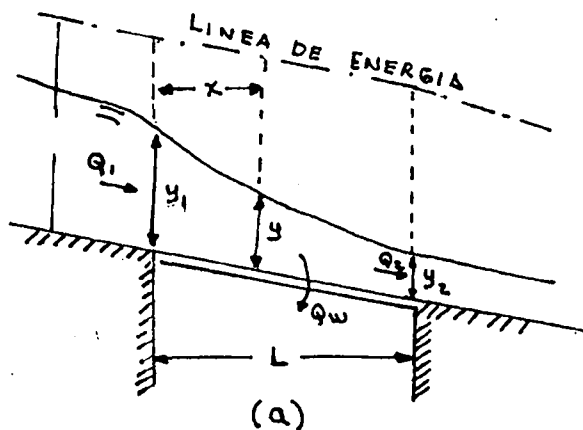
De la ecuación (1) el caudal es:

$$Q = by \sqrt{2g (E - y)} \quad (4)$$

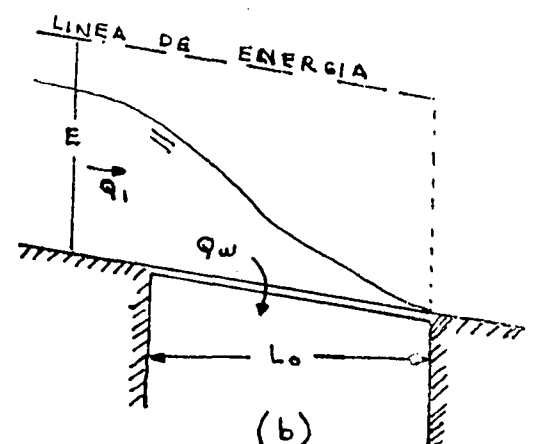
Sustituyendo (3) y (4) en (2):

$$dy/dx = \frac{2ec \sqrt{E (E - y)}}{3y - 2E}$$

Integrando y teniendo en cuenta que para $x = 0$, $y = y_1$, se tiene:



Captación parcial



Captación total

$$x = - \frac{ey}{ecE} \sqrt{1 - \frac{y}{E}} + c$$

$$x = \frac{1}{ec} (y_1 \sqrt{1 - y_1/E} - y \sqrt{1 - y/E}) \quad (5)$$

Cuando $y = 0$ se obtiene la longitud L_0 de reja que deriva todo el caudal a través de ella:

$$L_0 = \frac{y_1 \sqrt{1 - y_1/E}}{ec} \quad (6)$$

Por la ecuación (4) la ecuación anterior puede reducirse a:

$$L_0 = \frac{Q}{e c b \sqrt{2gE}} \quad (7)$$

A la longitud calculada se le debe dar un amplio margen de seguridad para tener en cuenta obstrucciones por piedras, hojas, ramas, etc.

Cuando el flujo de agua a través de la reja hace un ángulo notorio con la vertical el agua chocará con los bordes de las aberturas dando como resultado una fuerte pérdida de carga y un cambio brusco de dirección hacia la vertical. Los experimentos hechos por Mostkow muestran que en las rejas construidas con láminas perforadas se cumple lo anteriormente dicho sobre las pérdidas de carga y que éstas son aproximadamente iguales a la carga de velocidad sobre la reja. Por lo tanto, para estos casos, puede suponerse que la carga efectiva sobre la reja es la carga estática, o sea la profundidad del agua sobre la reja. Se puede escribir entonces:

$$- dQ/dx = ecb \sqrt{2gy} \quad (8)$$

Reemplazando esta ecuación y la (1) en la (2) y simplificando se obtiene:

$$dy/dx = \frac{2 e c \sqrt{y(E - y)}}{3y - 2 E} \quad (9)$$

La integración resulta en:

$$x = \frac{E}{co} \left[\frac{1}{4} \text{sen}^{-1} (1 - 2y/E) - \frac{3}{2} \sqrt{\frac{y}{E} (1 - y/E)} \right] + C \quad (10)$$

La constante de integración se encuentra haciendo $x = 0$ para $y = y_1$

Cuando $y = 0$ la ecuación (10) nos dará la longitud de reja que permitirá derivar todo el caudal.

$$L_o = \frac{E}{ec} \left[3/2 \sqrt{\frac{y_1}{E} (1 - y_1/E)} - \frac{1}{4} \text{sen}^{-1} (1 - 2y_1/E) + \frac{\pi}{8} \right] \quad (11)$$

En los dos casos mencionados, para flujo vertical o inclinado a través de la reja, ésta puede considerarse como un vertedero de cresta ancha. Si se admite esto puede escribirse:

$$Q_1 = K b E^{1.5} \quad (12)$$

en donde K puede tener un valor promedio de 1.56 en el sistema métrico.

Además la ecuación (4) da:

$$Q_1 = b y_1 \sqrt{2g (E - y_1)} \quad (13)$$

$$Q_2 = b y_2 \sqrt{2g (E - y_2)} \quad (14)$$

Por lo tanto, el caudal derivado por la reja es:

$$Q_r = Q_1 - Q_2 = K b \left(1 - \frac{y_2}{y_1} \sqrt{\frac{E - y_2}{E - y_1}} \right) E^{1.5} \quad (15)$$

Para una derivación completa:

$$Q_r = Q_1 = K b E^{1.5} \quad (16)$$

de la cual puede obtenerse el valor de E.

El coeficiente de descarga (c) a través de la reja normalmente es variable. Experimentalmente se ha encontrado una variación desde 0.44 para una inclinación de 1:5 hasta 0.50 para una reja horizontal, de barras paralelas; y de 0.75 para una inclinación de reja de 1:5 a 0.80 para una reja horizontal cuando se trata de lámina perforada. Si las barras son paralelas a la dirección principal del flujo aumentan los valores cuando la profundidad del agua sobre la reja aumenta, pero decrecen con la profundidad si las barras son normales a la dirección principal de la corriente.

Se ha observado el interesante fenómeno que cuando se produce un régimen crítico la profundidad crítica está un poco retirada de la entrada de la reja, aguas arriba de la misma, como ocurre en el extremo de una caída libre. La relación entre y_1/y_c decrece con un aumento en el valor de (c) y con la pendiente de la reja. Las relaciones típicas están entre 0.70 y 0.90 para valores correspondientes de y_1/E entre 0.47 y 0.60.

CALCULO DEL CANAL RECOLECTOR

Para el cálculo de bocatomas sumergidas se calculan las dimensiones del canal recolector situado por debajo de la reja de toma con la expresión: (V Ref 7, p. 257).

$$H_0 = \sqrt{\frac{y_c^3}{H_L} + \left(H_L - \frac{LS}{3}\right)^2} - \frac{2LS}{3} \quad (17)$$

en donde:

H_0 = profundidad del agua al inicio del canal.

H_L = profundidad del agua en el extremo inferior del canal.

L = Longitud del canal.

y_c = Profundidad crítica para el caudal de diseño Q_0 .

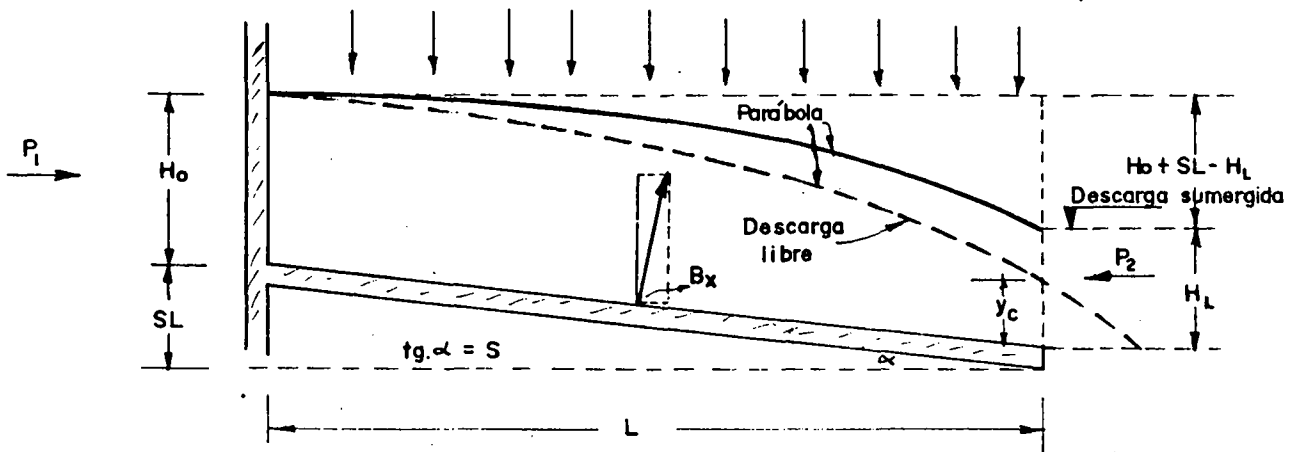
S = Pendiente del fondo.

La expresión anterior se deduce partiendo de las siguientes suposiciones:

1. La energía del agua proveniente de la reja se disipa totalmente por la turbulencia formada, cambios de dirección y fricción en la reja misma.
2. El agua, en su superficie toma la forma de una parábola.
3. El caudal por unidad de longitud que entra el canal es constante.
4. Se calcula por cambio en la cantidad de movimiento y se desprecia la fricción.

Se debe procurar darle a la solera del canal la máxima pendiente compatible con su resistencia a la erosión. Aun cuando en la ecuación (17) aparece el valor de y_c , no quiere decir esto que el flujo se realice en condiciones críticas.

Debido a que el flujo subcrítico es más estable que el supercrítico se prefiere diseñar con flujo subcrítico.



La ecuación (17) se obtiene como sigue: (por unidad de ancho)

Sean:

- P_1 = Fuerza total debida a la presión hidrostática en el inicio del canal. Actúa horizontalmente.
- P_2 = Fuerza total debida a la presión en la cara inferior del canal. Actúa horizontalmente.
- W = Peso total del agua contenida en el canal. Actúa verticalmente y por lo tanto no produce cambios en el valor de la velocidad horizontal.

- B_x = Componente horizontal de la reacción producida por el fondo del canal y que actúa contra la masa de agua. Esta fuerza sí influye en el cambio de la velocidad horizontal.
- M = Masa de agua por segundo que sale por la cara inferior del canal.
- V = Velocidad horizontal del agua a la salida del canal. (cara inferior).

Se tiene:

$$P_1 - P_2 + B_x = MV \quad (18)$$

Además:

$$P_1 = \frac{\gamma H_0^2}{2} \quad (19)$$

$$P_2 = \frac{\gamma H_L^2}{2} \quad (20)$$

El volumen Ψ de la masa de agua contenida en el canal se obtiene suponiendo que la superficie del agua es parabólica y sabiendo que el área exterior de la parábola es igual a la tercera parte del rectángulo formado por las ordenadas correspondientes.

$$\Psi = L (S L + H_0) - \frac{S L^2}{2} - (H_0 + S L - H_L) \frac{L}{3}$$

$$\Psi = \frac{S L^2}{6} + \frac{2 H_0 L}{3} + \frac{H_L L}{3}$$

$$W = \gamma \left(\frac{SL^2}{6} + \frac{2 H_0 L}{3} + \frac{H_L L}{3} \right)$$

La reacción del fondo contra el agua, B, es una fuerza normal al mismo e igual a W. Su componente horizontal B_x es igual a $W \operatorname{tg} \alpha$.

$$\begin{aligned} B_x &= \gamma \left(\frac{SL^2}{6} + \frac{2 H_0 L}{3} + \frac{H_L L}{3} \right) \operatorname{tg} \alpha \\ &= \gamma \left(\frac{SL^2}{6} + \frac{2 H_0 L}{3} + \frac{H_L L}{3} \right) S \end{aligned} \quad (21)$$

Por otra parte:

$$M = \frac{\gamma q}{g} \quad (22)$$

en donde q es el caudal por unidad de ancho de canal en su extremo inferior y g la aceleración de la gravedad. Para la profundidad y velocidad críticas, y_c y V_c , se tiene para un canal rectangular, en forma general:

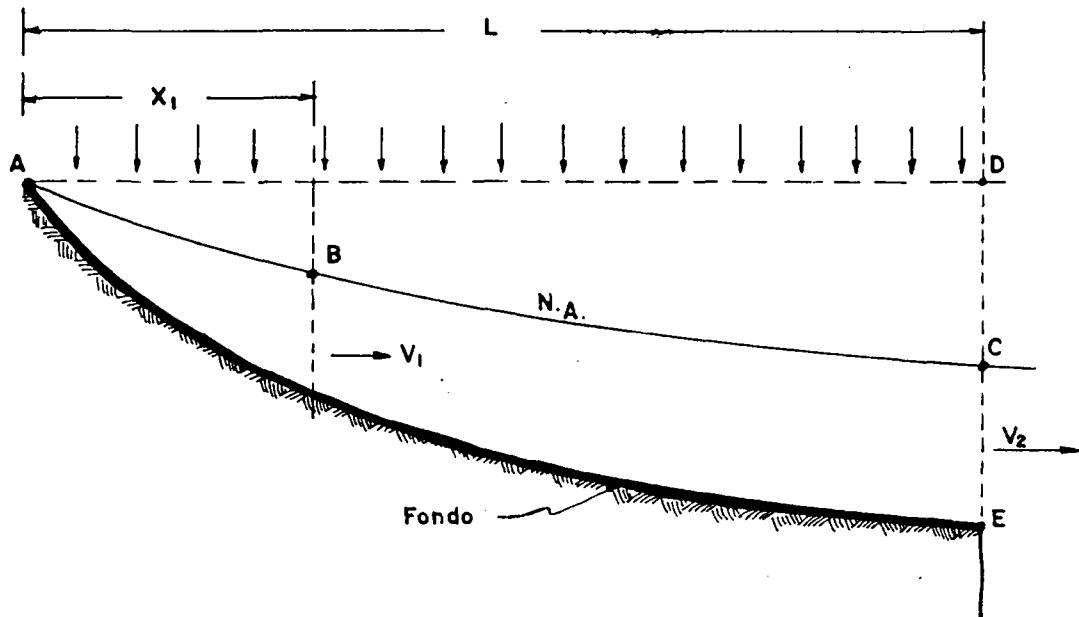
$$q = y_c V_c = y_c \sqrt{g y_c} = \sqrt{g} y_c^{3/2}$$

y por lo tanto:

$$V = \frac{\sqrt{g} y_c^{3/2}}{H_L} \quad (23)$$

Reemplazando (19), (20), (21), (22) y (23) en la ecuación (18), simplificando y despejando H_0 se obtiene finalmente la ecuación (17).

Por el hecho de que al inicio del canal la velocidad del agua es nula para la altura H_0 existe posibilidad de sedimentación de sólidos en esta zona del canal. Para evitar en lo posible esta circunstancia se puede diseñar con un fondo de pendiente variable como se muestra en la figura siguiente:



El cálculo se puede desarrollar en la siguiente forma:

1. Se determina la velocidad que puede arrastrar una partícula de arena de diámetro d con la expresión aproximada: (a partir de Camp, V. Ref 7, p. 404)

$$V_1 \geq 3 \sqrt{g d}$$

En donde:

V_1 = velocidad en m/s

g = aceleración de la gravedad, m/s^2 .

d = diámetro de la partícula en m, igual al diámetro del orificio de la reja o al espaciamiento entre barras.

2. La velocidad anterior se ubica arbitrariamente a una distancia razonable X_1 , a partir del punto A. Esta ubicación de la velocidad define la forma del fondo. Si dicha forma no resulta aceptable se hace una nueva localización de la velocidad.
3. Se adopta una velocidad V_2 al final del canal, teniendo en cuenta la resistencia a la erosión del material del mismo.
4. Se supone una variación lineal de la velocidad en la distancia X_1 , entre $V = 0$ y $V = V_1$. Igualmente para la distancia $L - X_1$, haciendo variar linealmente la velocidad entre V_1 y V_2 .
5. Con las velocidades conocidas en cada punto según el procedimiento anterior se calculan los siguientes valores: a) La profundidad del agua con la expresión $y = Q/bV$. En esta expresión b es el ancho del canal y Q el caudal en el punto considerado, caudal que se conoce pues varía linealmente entre $Q = 0$ y $Q = Q_0$ en la distancia L . b) el valor de la pérdida de carga en el tramo cuya velocidad final es V . Se calcula con la ecuación de Manning suponiendo que la velocidad V es constante en dicho tramo. Se escogen tramos de pequeña longitud, obteniéndose mayor precisión mientras más pequeña sea la longitud que se adopte. c) El valor de $E = y + V^2/2g + \sum H_f$. Este valor, en cada punto considerado, es la distancia entre la línea AD y el fondo del canal de acuerdo con el teorema de Bernoulli. Evidentemente $\sum H_f$ es la pérdida de carga acumulada hasta dicho punto. Así se determina la forma del fondo del canal. Se desprecian las pérdidas por cambio de velocidad pues dado el aumento gradual del caudal estas pérdidas son casi nulas.
6. Se debe calcular en cada punto escogido para el cálculo la velocidad crítica V_c , con el fin de prever la posible formación de un salto hidráulico a lo largo del canal. Como la pendiente del fondo va cambiando en forma gradual el salto no necesariamente se produce cuando se pasa de un flujo supercrítico a uno subcrítico.

En el cuadro siguiente se muestra la secuencia del cálculo hecho para un canal con las condiciones siguientes: $Q_0 = 0.38$ mcs, caudal de diseño. $b = 0.52$ m, ancho adoptado para el canal debajo de la reja. Este ancho del canal es el mismo largo L_0 de la reja en la dirección de la corriente del rfo. La longitud del canal es $L = 7$ m. La velocidad V_1 a la distancia $X_1 = 1.0$ m del punto A se supuso igual a 1.0 m/s. La velocidad V_2 en el extremo inferior del canal se supuso igual a 2.0 m/s. Se utilizó para el cálculo de las pérdidas el valor de $n = 0.015$ con la ecuación de Manning.

Para facilitar los cálculos se hizo el programa para la máquina HP 67 con el diagrama de flujo que se indica más adelante. Se utilizaron los siguientes registros para los valores iniciales:

$$R_0 = 0$$

$$R_1 = 0$$

$$R_2 = X_1$$

$$R_3 = V_1$$

$$R_4 = V_2$$

$$R_5 = 0 \text{ para iniciar. } \Sigma H_f \text{ durante el cálculo.}$$

$$R_6 = b$$

$$R_7 = L$$

$$R_8 = Q_0$$

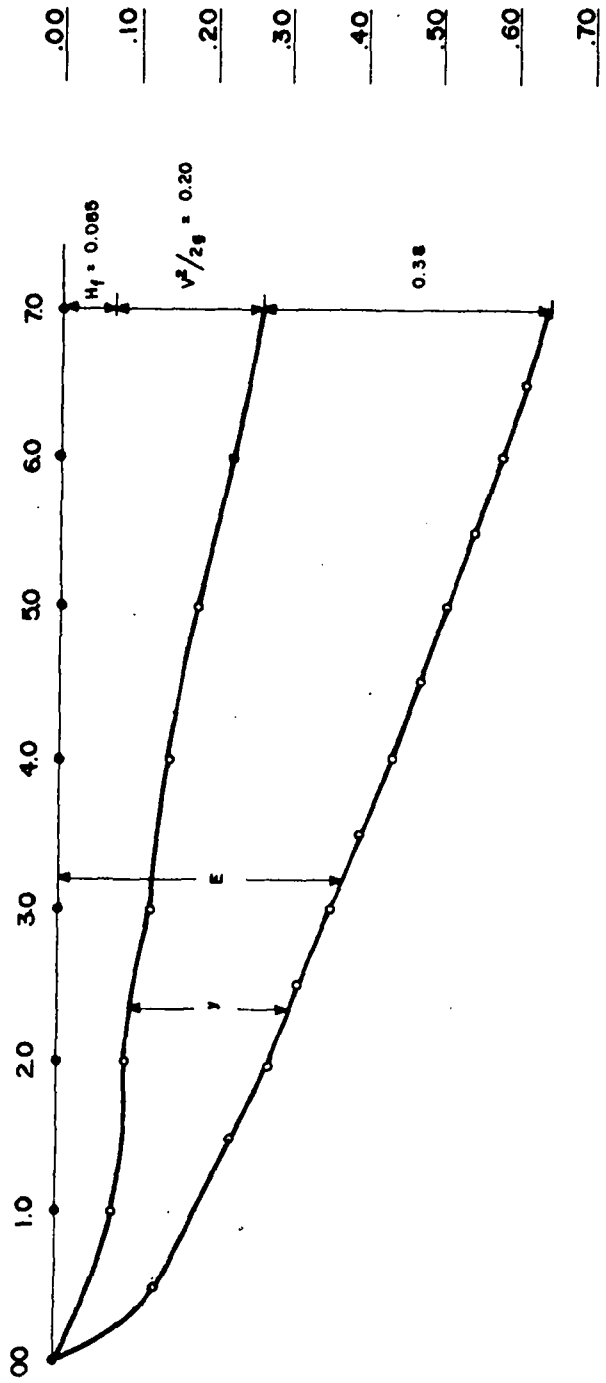
$$R_I = \Delta x$$

$$R_A = x ; \Delta x \text{ para iniciar}$$

$$R_B = n$$

ORDENADAS (E) PARA EL FONDO DE UN CANAL RECOLECTOR
EN UNA BOCATOMA SUMERGIDA

Absc	V m/s	V _c m/s	y m	H _f m	E m
0.00	0.00		0.00	0.00	
0.50	0.50	1.03	0.1086	0.0009	0.122
1.00	1.00	1.03	0.1086	0.0035	0.164
1.50	1.08	1.21	0.1503	0.0031	0.218
2.00	1.17	1.35	0.1860	0.0030	0.266
2.50	1.25	1.46	0.2170	0.0031	0.310
3.00	1.33	1.55	0.2440	0.0033	0.352
3.50	1.42	1.62	0.2680	0.0035	0.391
4.00	1.50	1.69	0.2900	0.0037	0.428
4.50	1.58	1.74	0.3090	0.0040	0.464
5.00	1.67	1.79	0.3260	0.0042	0.499
5.50	1.75	1.83	0.3410	0.0046	0.534
6.00	1.83	1.87	0.3550	0.0049	0.568
6.50	1.92	1.90	0.3680	0.0052	0.602
7.00	2.00	1.93	0.3800	0.0056	0.636



FONDO DEL CANAL RECOLECTOR DE UNA BOCATOMA SUMERGIDA

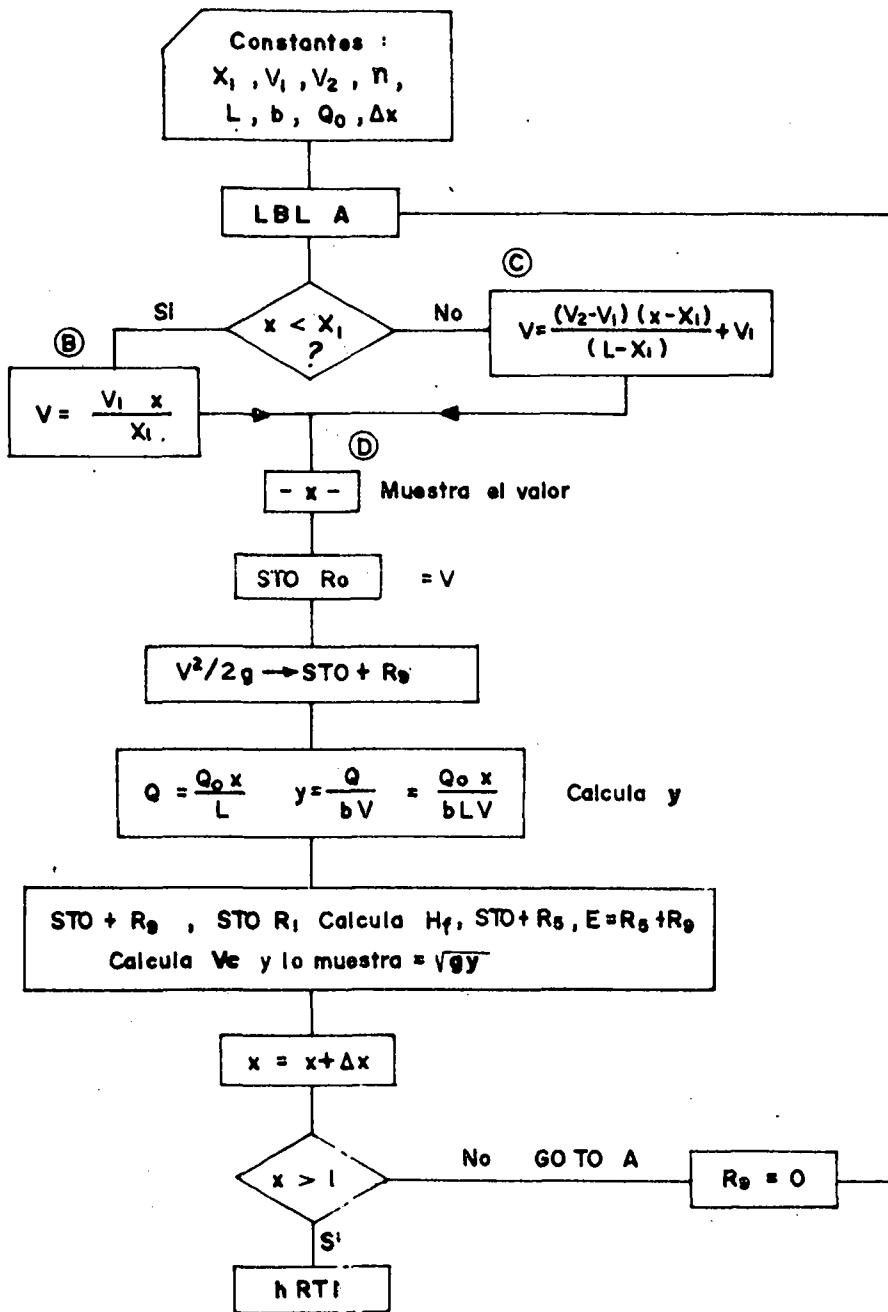


DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL PROGRAMA DE CALCULO DEL FONDO DE UN CANAL RECOLECTOR

LBL A
RCL A
RCL 2
-
x<0 ?
GTO B
LBL C
RCL 4
RCL 3
-
RCL A
RCL 2
-
x
RCL 7
RCL 2
-
÷
RCL 3
+ calculó V
LBL D

023

-x-
STO R₀ almacena provisionalmente la V en R₀
 $V^2/19.62$
STO + 9
RCL 8 empieza a calcular y
RCL A
x
RCL 7 ÷
RCL 6 ÷
RCL 0 ÷ STO 0 calculó y .

042

-x-
STO + 9

STO R₁ -x- empieza a calcular H_f, con R₁

RCL 6, x = área promedio

1.6667, y^x, RCL 1, 2, x,

RCL 6, +, 0.6667, y^x ÷ calculó AR^{2/3}

RCL 5 ÷

RCL 8 ÷ RCL A ÷ RCL 7 x, $\frac{1}{x}$, y², RCL I, x, calculó
H_f, STO + 5, RCL 5, -x-, muestra H_f.

084 STO + 9, RCL 9 -x- muestra E = V²/2g + y + H_f.

RCL 1, 9.81, x, $\sqrt{\quad}$, -x- calculó v_c y la muestra

RCL A

RCL I

+ , STO A

RCL 7 , - ,

x > 0 ?

h RTN

GO TOA

102 LBL B

RCL 3

RCL A, x,

RCL 2 ÷

GTO D

h RTN

CALCULO DEL NIVEL MAXIMO

Es importante calcular el nivel máximo que el río alcanzará durante una crecida dentro del período de diseño por dos razones importantes: a) Para determinar la altura de los muros de protección en la bocatoma y b) para prever los efectos de posibles inundaciones aguas arriba.

La cresta del vertedero tendrá una longitud L determinada por la distancia entre los muros de protección según puede verse en la figura 1. Esta cresta tendrá sobre la zona de la reja un pequeño bocado, escotadura, de unos 0.05 m máximo para permitir encauzar el agua hacia la reja durante el período de estío. El valor indicado no debe ser excedido, en cuanto sea posible, porque se disminuiría notoriamente la capacidad del vertedero y se aumentaría el costo de la estructura.

La capacidad del vertedero está dada por la conocida ecuación: (Ver Ref.2 p. 88)

$$Q = CLH^{3/2} \quad (25)$$

Un valor seguro que corresponde a un mínimo es el de $C = 1.84$, valor que es comúnmente utilizado. Si se quiere mayor precisión deberá tenerse en cuenta que C varía con H y con la altura de la cresta sobre el fondo o sea, con la velocidad de aproximación, como se observa en la ec. (26). Si se tiene en cuenta este criterio el valor de Q deberá calcularse en varias iteraciones suponiendo un valor inicial de C. Con este valor y con el caudal de diseño Q se calcula H con la Ec. (25) y con este valor de H se reajusta el valor de C para la siguiente iteración. La ecuación indicada es homogénea y los símbolos son:

$$Q = \text{caudal en mcs.}$$

C = coeficiente adimensional.

L = longitud de la cresta en m.

H = altura del agua sobre la cresta del vertedero a una distancia medida a partir de la cresta de $2.5 H$, mínimo, para evitar el efecto de la curvatura del agua en la zona cercana a la cresta. Bazin, en sus experimentos utilizó $5H$.

Para la fórmula de Francis (1852) el valor de C es:

$$C = 1.84 \left[\left(1 + \frac{h}{H} \right)^{3/2} - \left(\frac{h}{H} \right)^{3/2} \right] \quad (26)$$

en donde h es la carga de la velocidad de aproximación $v^2/2g$. Cuando $h = 0$, $C = 1.84$.

Si la longitud L de la cresta del vertedero no coincide con la distancia B entre los muros laterales de la canalización existen, además de las contracciones verticales de la lámina de agua, contracciones laterales de la vena líquida como se muestra en el esquema siguiente:

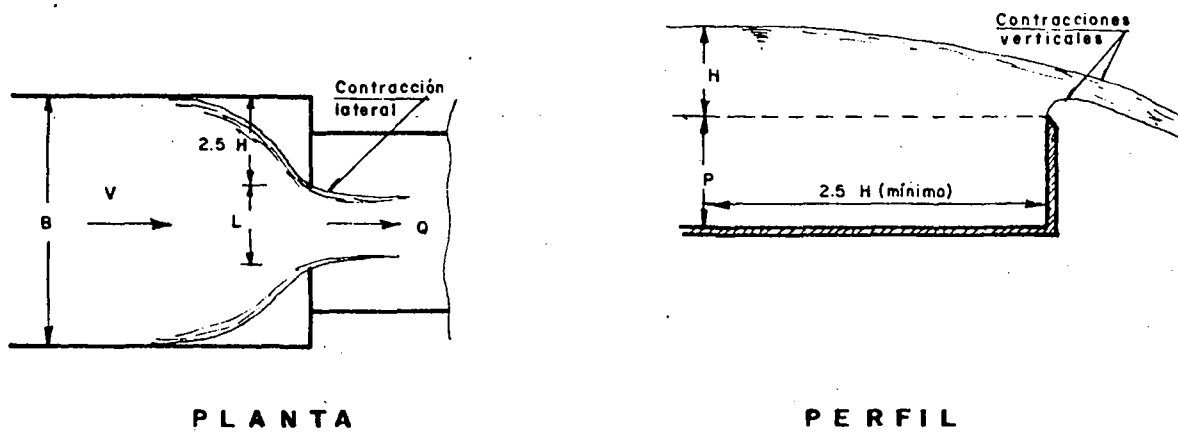


FIG. 2

En este caso, la longitud efectiva de la cresta del vertedero se reduce y en la ecuación (25) L debe reemplazarse por L_e :

$$L_e = L - 0.1 N H \quad (27)$$

en donde:

L_e = Longitud efectiva del vertedero

N = Número de contracciones laterales

Para que las contracciones laterales sean completas los costados del vertedero deben estar a una distancia de los lados del canal por lo menos igual a $2.5 H$.

Francis utilizó en sus experimentos una relación L/H mayor o igual que 5. Para valores más pequeños los experimentos posteriores no confirmaron la ec. (27) pero no se ha encontrado una fórmula general mejor. Se deben usar vertederos sin contracciones laterales, en cuanto sea posible.

La distancia P de la fig. 2 debe ser mayor de $2.5 H$ para que la contracción vertical inferior sea completa. El descenso de la superficie superior (contracción vertical superior) comienza, a partir de la cresta, a una distancia aguas arriba igual a $2 H$, aproximadamente.

La ec. (26) se aplica solamente a vertederos de cresta afilada y descarga libre. La situación que se presenta sobre la reja sumergida no corresponde a esta situación y por lo tanto la aplicación de la ec. (25) y su complementaria ec. (26) sólo produce un resultado aproximado. Las ecuaciones de vertederos de cresta ancha tampoco corresponden exactamente a la situación existente sobre la reja. Ven Te Chow, Ref. 1 p. 339 indica que la entrada a la zona de la reja, puede asimilarse a un vertedero de cresta ancha y que puede utilizarse para el cálculo del caudal la ecuación siguiente:

$$Q = C L E^{1.5} \quad (28)$$

en donde E es la energía específica a la entrada de la reja y C tiene un valor promedio igual a 1.56 en el sistema métrico. Indicar que C tiene un valor promedio igual a 1.56 equivale a decir que la ecuación (28) es aproximada, para este valor.

Cuando las ecuaciones (25) y (26) se utilizan para medir caudales, la parte inferior del vertedero debe ventilarse porque de lo contrario la línea inferior de la vena líquida tiende a pegarse sobre el mismo, modificándose en esta forma los resultados obtenidos. Esta situación ocurre porque el aire atrapado en la zona del vertedero, aguas abajo, tiende a ser arrastrado por la corriente con lo cual se forma un vacío con presiones por debajo de la atmosférica.

La ecuación (25) puede aplicarse para vertederos de cresta ancha con los valores de C dados en la tabla siguiente. Debe observarse que los valores de C se calcularon teniendo en cuenta la velocidad de aproximación y que la ecuación debe en realidad modificarse así:

(V. Ref. 2, ps. 147 y 156)

$$Q = C L \left(H + \frac{v^2}{2g} \right)^{1.5} \quad (29)$$

VALORES DE C PARA VERTEDEROS DE CRESTA ANCHA (SISTEMA METRICO)

Carga H	Ancho de la cresta en metros										
	0.15	0.225	0.30	0.45	0.60	0.75	0.90	1.20	1.50	3.00	4.50
0.06	1.54	1.52	1.48	1.44	1.40	1.37	1.35	1.31	1.29	1.37	1.48
0.12	1.61	1.54	1.50	1.46	1.44	1.43	1.42	1.40	1.38	1.41	1.49
0.18	1.70	1.59	1.52	1.46	1.44	1.43	1.48	1.48	1.49	1.49	1.49
0.24	1.82	1.68	1.57	1.48	1.43	1.43	1.47	1.48	1.48	1.48	1.46
0.30	1.83	1.73	1.64	1.52	1.47	1.46	1.46	1.47	1.48	1.48	1.45
0.36	1.83	1.76	1.70	1.58	1.49	1.46	1.46	1.47	1.47	1.48	1.46
0.42	1.83	1.80	1.76	1.61	1.53	1.48	1.46	1.46	1.46	1.47	1.46
0.48	1.83	1.81	1.81	1.69	1.59	1.52	1.48	1.47	1.46	1.46	1.45
0.54	1.83	1.83	1.83	1.69	1.59	1.51	1.48	1.47	1.46	1.46	1.45
0.60	1.83	1.83	1.82	1.67	1.57	1.52	1.50	1.48	1.46	1.46	1.45
0.75	1.83	1.83	1.83	1.81	1.69	1.59	1.55	1.50	1.47	1.46	1.45
0.90	1.83	1.83	1.83	1.83	1.76	1.68	1.61	1.51	1.47	1.46	1.45
1.05	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.76	1.64	1.52	1.48	1.46	1.45
1.20	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69	1.54	1.49	1.46	1.45
1.35	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.51	1.46	1.45
1.50	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69	1.54	1.46	1.45
1.65	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.46	1.45

CALCULO DE LAS PRESIONES SOBRE LA SUPERFICIE DEL DIQUE Y DE LA VELOCIDAD AL PIE DEL MISMO.

Cuando el dique de bocatoma es muy alto y la curva de su superficie superior se ha calculado para que coincida con la curva de la superficie interior del agua en caída libre es claro que las presiones sobre la superficie del dique son nulas. Cuando ésta superficie se proyecta dentro de la vena líquida alguna presión se está ejerciendo sobre esa superficie. El cálculo de la presión puede hacerse aplicando la ecuación diferencial en canales de fuerte pendiente la cual se deduce y se aplica en el capítulo referente al cálculo de rápidos. Dicho cálculo permite obtener el valor del tirante al pie de la presa y con él obtener así mismo el valor de la velocidad correspondiente. Con estos valores se calcula el pozo de amortiguamiento.

La velocidad puede obtenerse del gráfico dado en la Ref. 1, p. 383 el cual se reproduce en la figura No. 3 y que se aplica para pendientes entre 1:0.6 y 1:0.8. Para otras pendientes y alturas Z puede aplicarse la ecuación diferencial de canales rápidos como ya se indicó, con la ventaja de que al aplicarla pueden obtenerse las presiones que actúan sobre la superficie superior del dique. Estas presiones ayudan a su estabilidad y son importantes si la altura Z de la caída (v. figura 3) es pequeña y si la superficie no es demasiado inclinada.

DISEÑO DEL POZO DE AQUIETAMIENTO.

De acuerdo con el valor del tirante y_1 y la velocidad V_1 , obtenidos al pie del dique, se diseña el pozo de quietamiento, de acuerdo con resultados obtenidos en modelos hidráulicos. (V. Ref. 1 p. 414 y sig.) Su objetivo es el de producir un resalto hidráulico de una longitud corta para disipar la energía

cinética producida por la altura del dique con lo cual puede ejecutarse una obra de protección del lecho y de las orillas en forma económica. Existen muchos modelos de diseños típicos entre los cuales se destacan los siguientes:

Pozo SAF. (de Saint Anthony Falls) Se recomienda para pequeñas estructuras como pequeños vertederos de excesos, obras de descarga y pequeños canales, en los cuales el número de Froude F_1 varía entre 1.7 y 17. Se alcanza una reducción en la longitud del pozo del 80%, aproximadamente.

Pozo USBR II. Se recomienda para estructuras como las anteriores pero de gran tamaño, para $F_1 > 4.5$. La longitud del resalto y del pozo se reducen en un 33% con el uso de implementos como bloques al pie del dique, bloques intermedios, etc.

Pozo USBR IV. Se recomienda para valores de F_1 entre 2.5 y 4.5 que ocurren usualmente en canales y en diques para desvío. Con este modelo se reducen las olas excesivas que resultan de resaltos imperfectos.

REGLAS PARA EL DISEÑO DEL POZO SAF

1 * La longitud L_B del pozo (v. figura No. 4) se determina con la ecuación:

$$L_B = \frac{4.5 y_2}{F_1^{0.76}} \quad (30) \quad F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}$$

en donde y_2 es la profundidad secunete del resalto, correspondiente a

$$y_1. \quad y_2 = \frac{y_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right]$$

2 * La altura de los bloques del pie de la presa Y del piso del pozo es (y_1) y su ancho y espaciamiento es $0.75 y_1$.

3 * La distancia desde el pie del dique (extremo superior del pozo) hasta

los bloques del piso es $L_B/3$.

- 4 * La distancia mínima libre entre el muro lateral y el primer bloque del piso es $3y_1/8$.
- 5 * Los bloques del piso deben colocarse frente al espacio libre entre los bloques del pie del dique.
- 6 * Los bloques del piso deben ocupar entre el 40 y el 55% del ancho del pozo.
- 7 * Los anchos y espaciamientos de los bloques del piso en un pozo de sección divergente deben incrementarse en forma proporcional al aumento de ancho del pozo en la sección donde se colocan los bloques.
- 8 * La altura del sillar final es $c = 0.07 y_2$.
- 9 * La altura de la pared lateral por encima del nivel de agua máximo, aguas abajo, durante el período útil de la estructura es $z = y_2/3$.
- 10* La altura del nivel del agua, aguas abajo, está dada por las expresiones siguientes:

$$y_2' = (1.10 - F_1^2/120)y_2 \quad (31)$$

para $1.7 < F_1 < 5.5$

$$y_2' = 0.85 y_2 \quad (32)$$

para $5.5 < F_1 < 11$

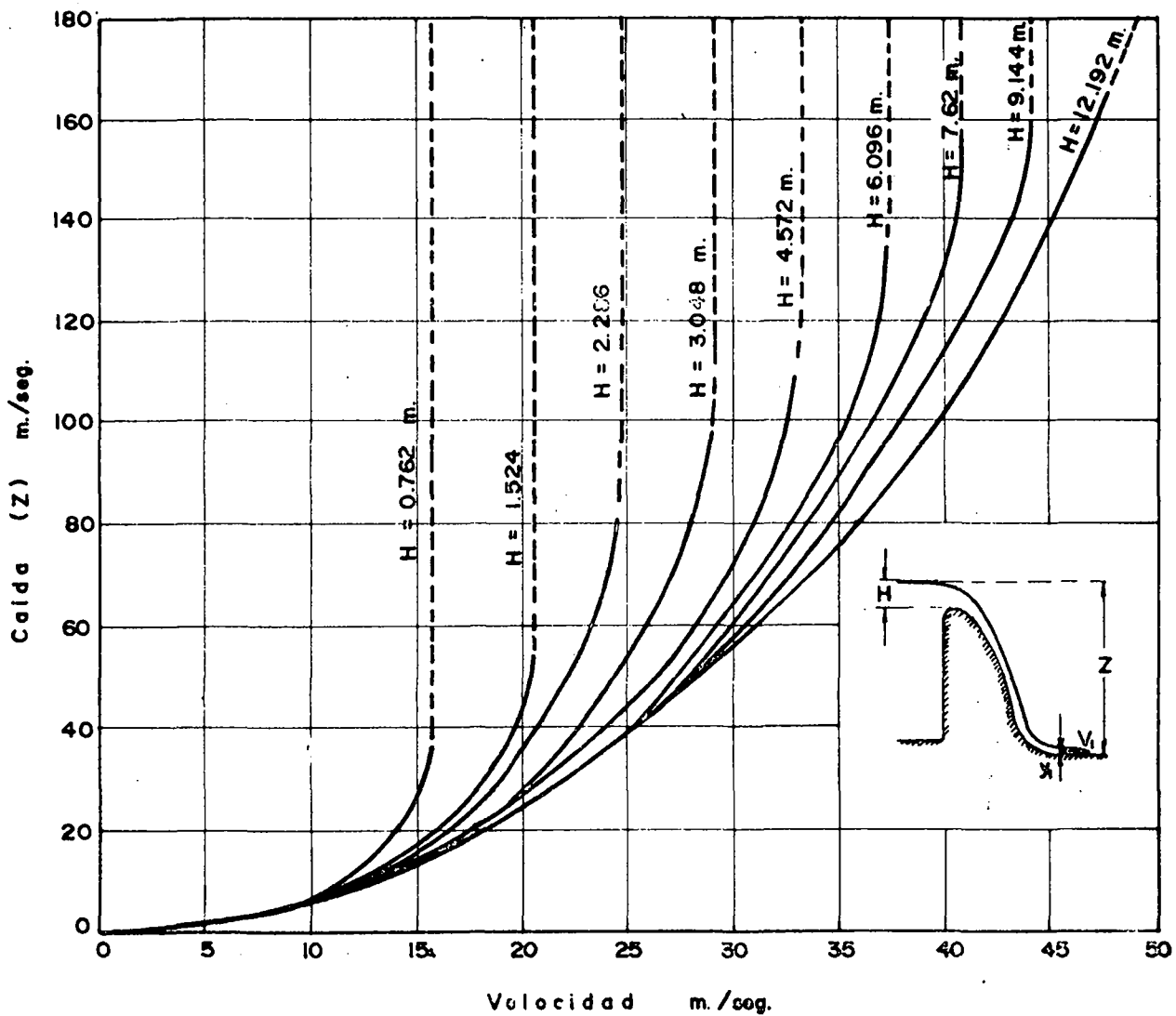
$$y_2' = (1.00 - F_1^2/800)y_2 \quad (33)$$

para $11 < F_1 < 17$

- 11* Los muros de las aletas deben hacer un ángulo de 45° con el eje longitudinal en la salida.
- 12* Los muros de las aletas deben ser de la misma altura que los muros

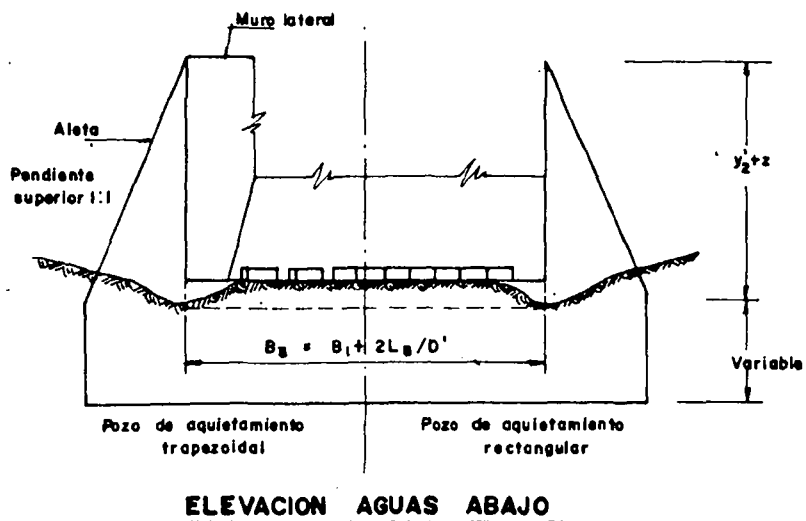
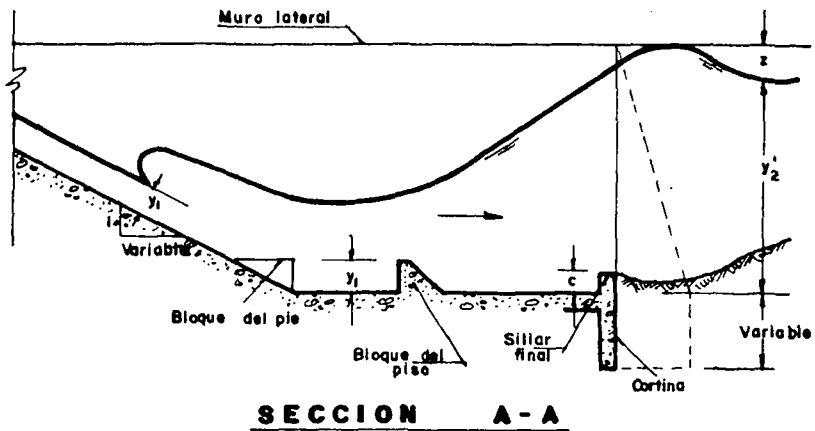
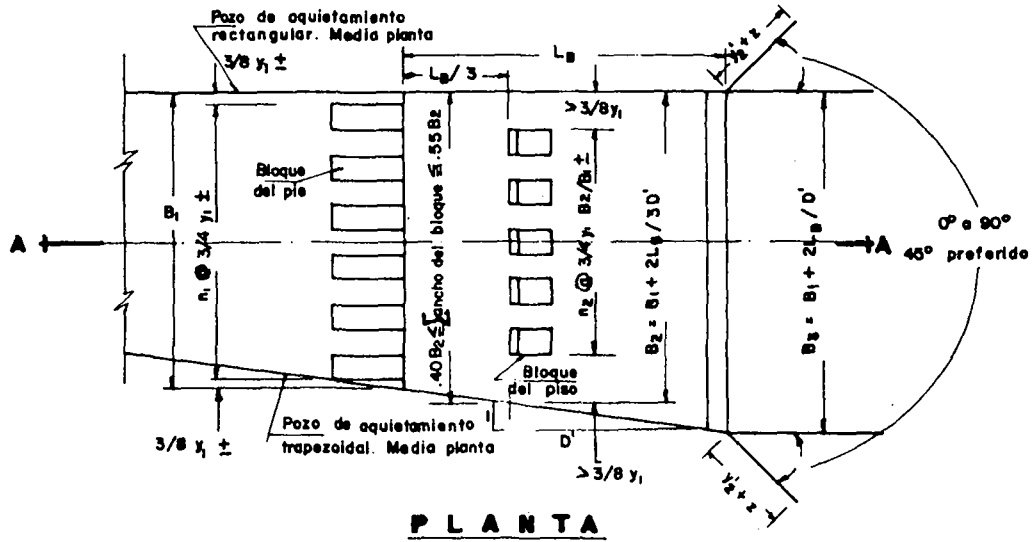
laterales. La pendiente exterior del muro debe calcularse para obtener buena estabilidad. V.T. Chow recomienda una pendiente 1:1 pero parece excesiva. (V. referencia 1, p. 47)

- 13 * Los muros laterales pueden ser paralelos entre sí o pueden ser divergentes.
- 14 * Para obtener mejores condiciones de estabilidad al deslizamiento debe construirse un muro reforzado debajo del sillar. A este muro se le conoce con el nombre de cortina.
- 15 * Puede despreciarse el efecto del aire atrapado en la vena líquida en el diseño de un pozo SAF.



CURVAS PARA LA DETERMINACION DE LA VELOCIDAD
 AL PIE DE LA PRESA PARA PENDIENTES ENTRE 1:0.6
 Y 1:0.8

FIG. 3



DIMENSIONES DEL POZO DE QUIETAMIENTO SAF (ver Ref. 1 pag. 416).

ECUACION PARA LA BASE DEL DIQUE

Se deduce a continuación la ecuación para encontrar el ancho (e) de la base de un dique o presa de gravedad pequeña con el fin de poder calcular rápidamente la estructura bajo condiciones dadas. Se hace referencia a la figura 5.

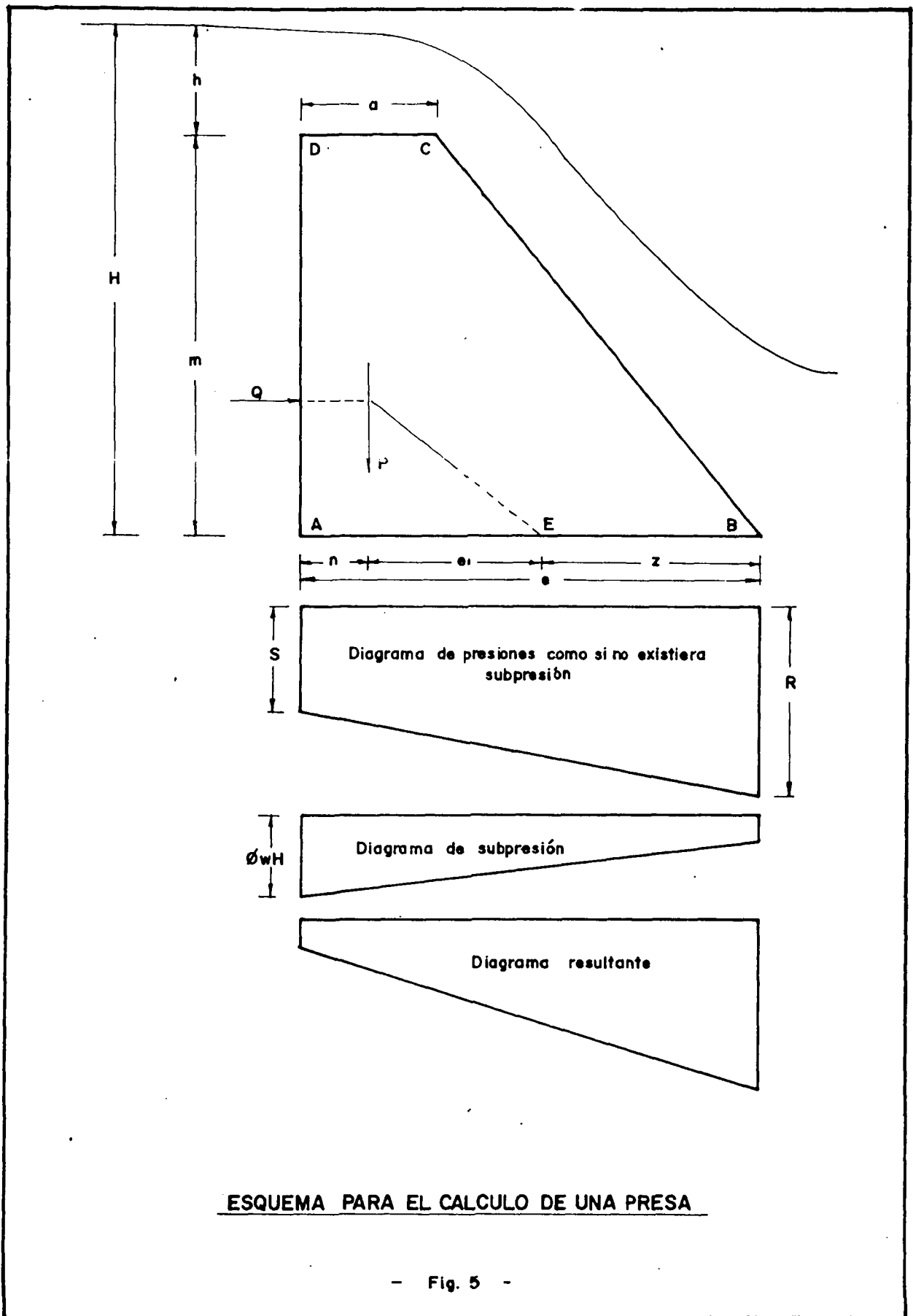
Generalmente, cuando la fundación no es impermeable, se presenta en la base de la estructura una presión hacia arriba producida por el paso del agua por debajo de la presa, a la cual se le da el nombre de subpresión. La subpresión sería nula si el terreno que soporta el dique fuera perfectamente impermeable. Aun cuando la subpresión tiene una distribución especial se la puede suponer distribuida en forma triangular o trapezoidal.

Se hacen las siguientes consideraciones:

1. Se desprecia el peso del agua sobre la longitud DCB. Al pasar el máximo caudal el agua sigue una trayectoria parabólica por encima de la presa y el efecto del peso del agua se hace despreciable, si el dique es lo suficientemente alto.
2. El terreno reacciona de modo que las presiones que se producen tienen una distribución trapezoidal.

Si no existiera la subpresión las reacciones del suelo serían S y R en los puntos A y B respectivamente como se muestra en la figura 5.

3. Cuando la fundación es permeable o se quiere evitar el riesgo de fisuras la compresión mínima S no debe ser menor que la máxima subpresión admisible. El diagrama de presiones final sobre el suelo será el resultante de la superposición de la reacción del suelo como si no existiera subpresión, con el diagrama de subpresión.



ESQUEMA PARA EL CALCULO DE UNA PRESA

- Fig. 5 -

Sean:

Q = empuje del fluido

w_s = peso unitario de la mampostería

w = peso unitario del fluido

P = peso de la presa por unidad de longitud de cresta

S y R = reacciones del terreno como si no existiera subpresión.

ϕ = factor de subpresión

z = distancia medida sobre la base, de la resultante de P y Q al punto B.

Los demás símbolos se explican en la figura 5.

Se tiene:

$$P = \frac{w_s (a + e) m}{2} \quad (34)$$

El brazo de P con respecto al punto E es:

$$e_1 = e - n - z = e - \frac{a^2 + e^2 + ae}{3(a + e)} - z = \frac{2ae + 2e^2 - a^2}{3(a + e)} - z$$

El empuje del fluido Q se descompone en dos fuerzas Q_1 y Q_2 .

$$Q_1 = \frac{wm^2}{2} \quad \text{brazo} = \frac{m}{3} \quad (36)$$

$$Q_2 = whm \quad \text{brazo} = \frac{m}{2} \quad (37)$$

Suponiendo que no hubiera subpresión se toman momentos con respecto a

E y se tiene:

$$Pe_1 = \frac{wm^3}{6} + \frac{whm^2}{2} \quad (38)$$

o sea:

$$\frac{w_s (ate) m}{2} \left(\frac{2ae + 2e^2 - a^2}{3 (ate)} - z \right) = \frac{wm^3}{6} + \frac{whm^2}{2} \quad (39)$$

De acuerdo con la resistencia de materiales:

$$R = \frac{P}{e} \left(4 - \frac{6z}{e} \right) \quad (40)$$

$$S = \frac{P}{e} \left(\frac{6z}{e} - 2 \right) \quad (41)$$

Si hay subpresión hacemos $S = \phi wH$ y substituyendo este valor y el valor de P en la ecuación (3) se tiene:

$$\phi wH = \frac{w_s (ate) m}{2e} \left(\frac{6z}{e} - 2 \right) \quad (42)$$

De la ecuación (42) se despeja z obteniéndose:

$$z = \left(\frac{2 \phi w h e}{w_s (ate) m} + 2 \right) \frac{e}{6} \quad (43)$$

y reemplazando este valor de z en la ecuación (1) se obtiene después de simplificar y despejar.

$$e = \frac{-w_s a + \sqrt{w_s^2 a^2 + 4 \left(w_s - \frac{w \phi H}{m} \right) (w_s a^2 + w m^2 + 3 w h m)}}{2 \left(w_s - \frac{w \phi H}{m} \right)} \quad (44)$$

Si $w = 1 \text{ ton/m}^3$ y $\phi = 1$ la ecuación general se convierte en:

$$e = \frac{-w_s a + \sqrt{w_s^2 a^2 + 4 \left(w_s - \frac{H}{m} \right) (w_s a^2 + m^2 + 3 h m)}}{2 \left(w_s - \frac{H}{m} \right)} \quad (45)$$

Según "Saltos de de Agua y Presas de Embalse" de Gómez Navarro, Madrid 1958, P. 392, la presión de sedimentos y la subpresión no deben considerarse simultáneamente.

PERFIL DEL DIQUE

Ven T Chow (v. Ref. (1), p. 364) muestra un procedimiento sencillo para definir geométricamente el perfil del dique, desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers. Las formas adoptadas se definen con la ecuación:

$$X^n = K H_d^{n-1} Y \quad (46)$$

En donde X e Y son las coordenadas del perfil con el origen en el punto más alto de la cresta. H_d es la profundidad del agua medida con respecto a dicho punto y antes de que el tirante empiece a deprimirse. K y n son parámetros que dependen de la pendiente de la cara aguas arriba del dique, según el cuadro siguiente:

Pendiente de la cara anterior del dique	K	n
3:0 (vertical)	2.000	1.850
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

Para pendientes intermedias los valores de K y n pueden obtenerse interpolando del gráfico que se elabore con los valores anteriores.

La cara de aguas arriba del dique puede conformarse de acuerdo con las líneas punteadas que aparecen en la figura 6. La cresta del dique no se afecta notoriamente si la modificación comienza a una distancia igual a $H_c/2$ por debajo del origen de coordenadas, siendo H_c la carga sobre la cresta, incluyendo la carga de velocidad en el canal de aproximación, debido, según Chow, a que las componentes verticales de la velocidad son

muy pequeñas si se cumple la condición anotada. Las condiciones geométricas de los perfiles resultantes designados con el nombre general de WES, se muestran en la figura (6).

DESCARGA EN LOS PERFILES WES

Para las formas geométricas indicadas la descarga puede obtenerse con la ecuación:

$$Q = CL H_e^{1.5} \quad (47)$$

cuyas unidades corresponden al sistema métrico:

Q = caudal de descarga en mcs.

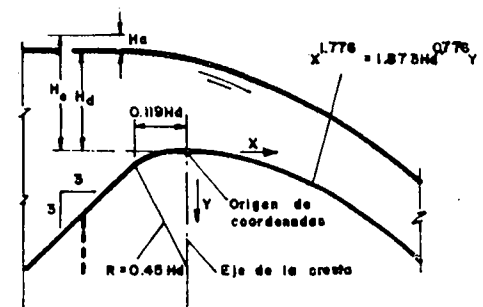
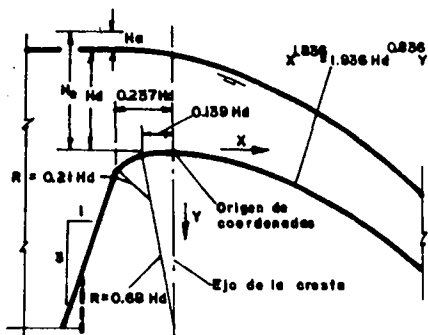
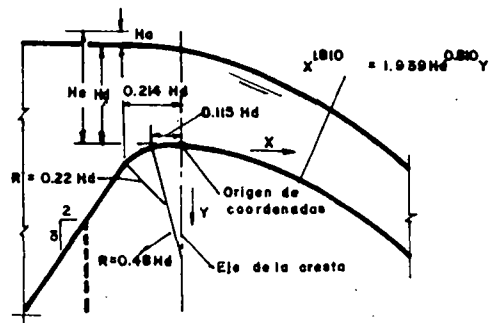
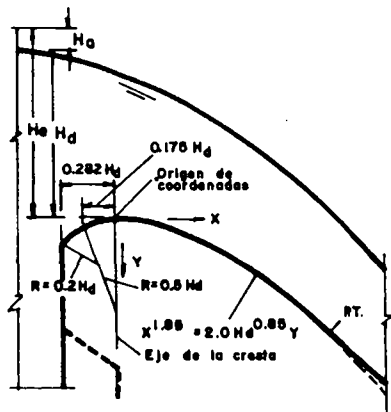
C = coeficiente de descarga en $m^{1/2}/seg$, obtenido de la figura 7.

L = longitud de la cresta en m.

He = carga en m que incluye la carga de velocidad en el canal de aproximación y medida con respecto al origen de coordenadas.

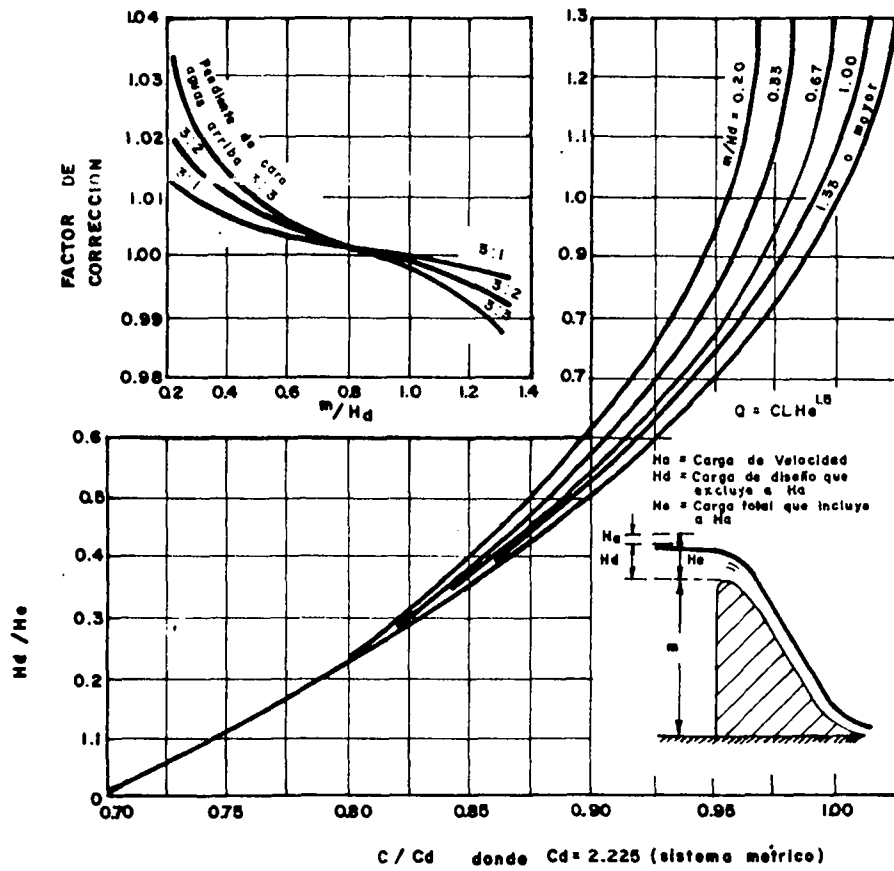
Las pruebas sobre modelos realizadas en la Waterways Experiment Station (WES) mostraron que el efecto de la carga de velocidad es despreciable cuando m , la altura del dique, es mayor que $1.33 H_d$. En estas condiciones se encontró que $C = 2.225 m^{0.5}/seg$.

En diques bajos, $m/H_d < 1.33$ la velocidad de aproximación tendrá un efecto apreciable sobre la descarga y su respectivo coeficiente y por lo tanto en la forma de la vena líquida sobre el dique. En la figura (7) se muestra dicho efecto para los diques con cara trasera vertical, diseñados con estos criterios. Para los perfiles WES con paredes inclinadas en la cara de aguas arriba el valor de C puede corregirse multiplicándolo por el factor que se muestra en la gráfica superior izquierda de la figura (7), corrección que fue obtenida de los datos existentes en el Bureau of Reclamation.



- Formas estándar WES.

Fig. 6



- Relación de coeficientes de descarga para el vertedero WES

Fig. 7

REFERENCIAS

- 1 Ven Te Chow. "Open-Channel Hydraulics" Ed. M^c Graw Hill. 1959.
- 2 H. King y E. Brater. "Manual de Hidráulica". Ed. Uthea, 1962
- 3 Sotelo Avila, Gilberto. "Hidráulica General". Ed. Limusa, México, 1974 .
- 4 Davis. "Handbook of Applied Hydraulics". Ed. M^c Graw Hill, 1942 .
- 5 Sviatoslav Krochin. "Diseño Hidráulico". Ed. Escuela Politécnica Nacional - Quito, Ecuador, 1978
- 6 Fair, Geyer, Okum. "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales". Ed. Limusa - Wiley, México, 1968 .
- 7 Fair, Geyer, Okum. "Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales". Ed. Limusa - Wiley, México, 1971 .

UN EJEMPLO DE CALCULO.

Bocatoma sumergida

Caudal por captar: 1 mcs

La sección de la canaleta colectora en la presa de bocatoma es rectangular y se adopta un ancho $b = 1.00$ m. Suponemos inicialmente una pendiente $S = 0.02$ m/m.

$$\text{Altura crítica: } H_c^3 = \frac{Q^2}{gb^2} = \frac{1.0}{9.81 \times 1.00} = 0.1019$$

$$H_c = 0.467 \approx 0.47 \text{ m}$$

Suponiendo un largo en la dirección perpendicular al río de 8 m la altura del agua en el extremo superior es, aplicando la ecuación (17) con $H_e = 0.52$ m, igual a 1.1 veces la profundidad crítica.

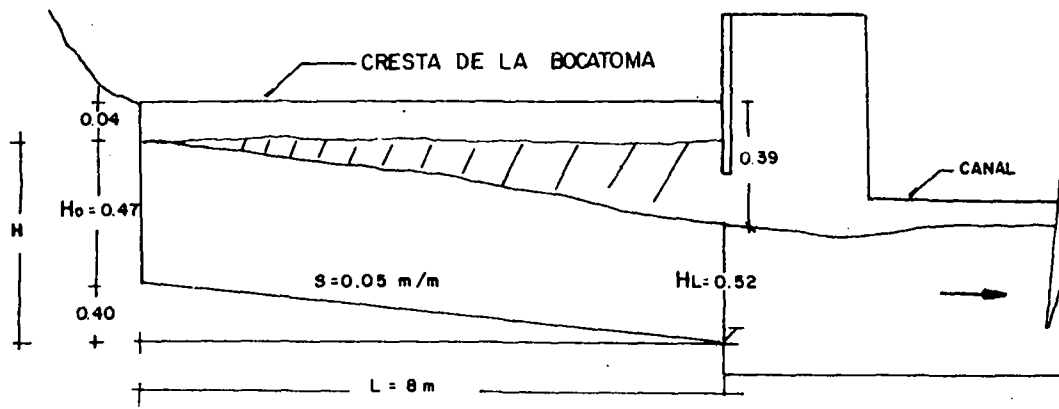
$$H_o = \sqrt{\frac{2 \times (0.47)^3}{0.52} + \left[0.52 - \left(\frac{0.02 \times 8}{3}\right)\right]^2} - \frac{2}{3} \times 0.02 \times 8$$

$$H_o = 0.784 - 0.107 \approx 0.67$$

Con la calculadora HP67 se calculó igualmente para $S = 0.03$; 0.04 y 0.05 y se hizo la tabla siguiente:

S%	Ho	SL	H = Ho + SL
0.02	0.67	0.16	0.83
0.03	0.61	0.24	0.85
0.04	0.54	0.32	0.86
0.05	0.47	0.40	0.87

Se observa la pequeña variación en H con el cambio de pendiente. Para asegurar mejores condiciones de autolimpieza adoptamos una pendiente de 0.05 para el canal de la reja.



Bocatoma sumergida
Esquema

La velocidad en el extremo inferior es:

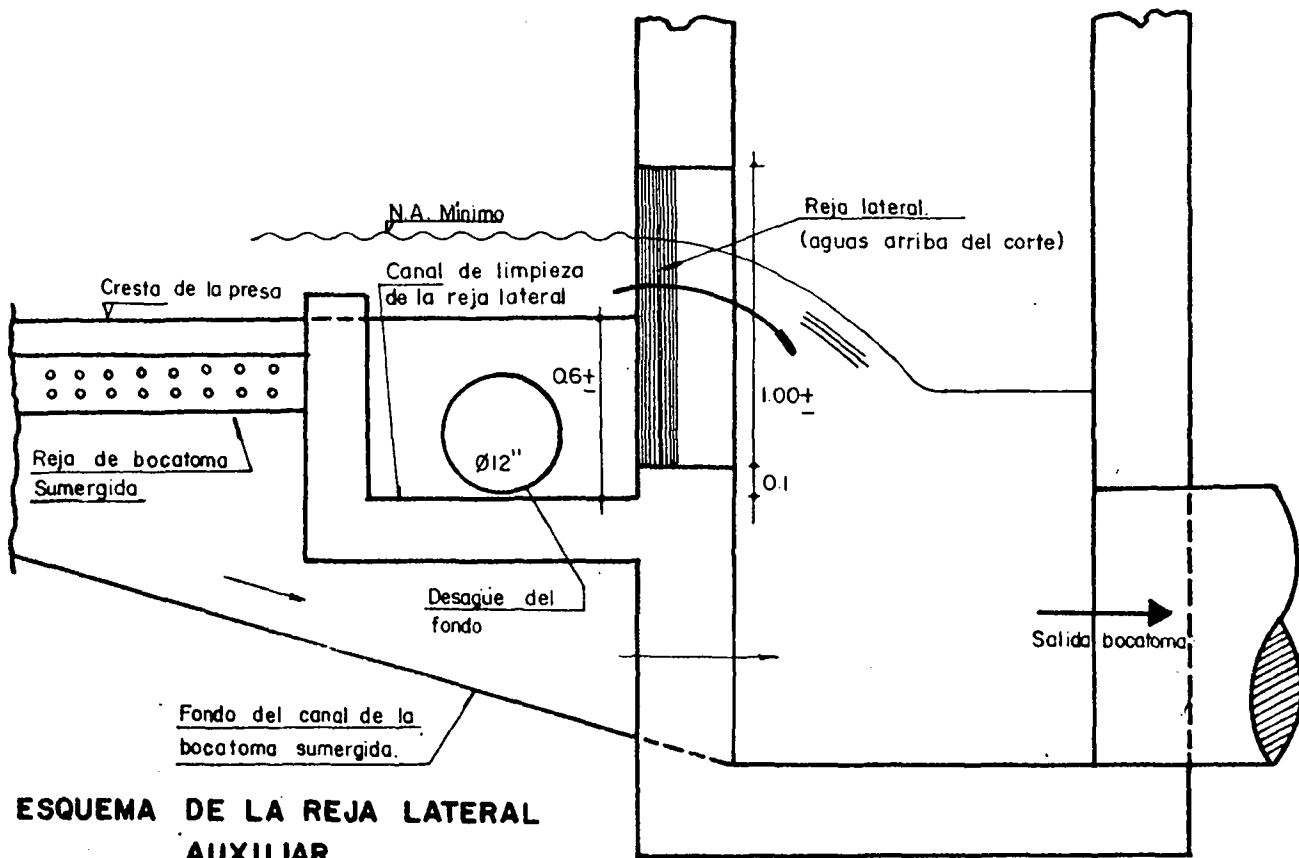
$$V = \frac{1.0}{1.0 \times 0.52} = 2.0 \text{ mps}$$

Cálculo de la rejilla

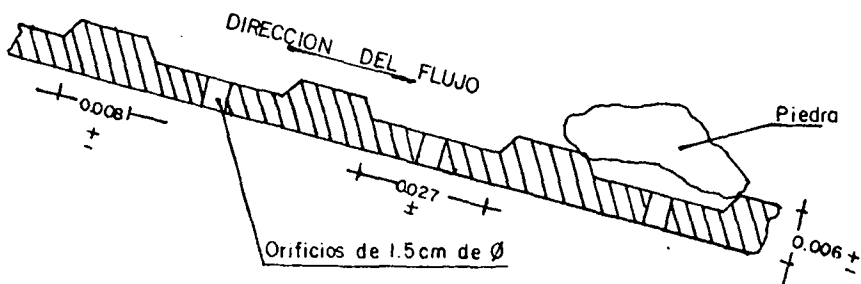
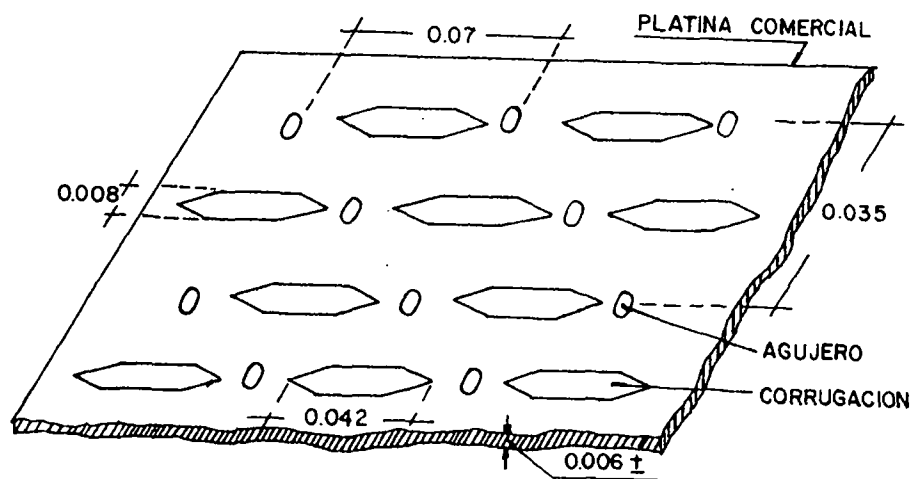
Se ha acostumbrado en la ingeniería nacional el usar rejillas de barras paralelas a la dirección de la corriente.

La experiencia demuestra que hay grandes posibilidades de obstrucción de la rejilla por una parte, y también de obstrucción del canal hasta el desarenador, por la otra, debido a que la rejilla de barras paralelas dejapasar piedras de gran tamaño en la dirección de la longitud de la barra. Un ejemplo típico es el de la bocatoma del río Cali. Debido a los problemas que se presentaron en esta bocatoma, la rejilla se cubrió con una platina con agujeros perforados de 1 cm de diámetro con poco espaciamiento libre entre ellos lo que daba la apariencia de una malla.

Este tipo de cubierta disminuyó notoriamente el problema de las obstrucciones.



ESQUEMA DE LA REJA LATERAL AUXILIAR



Con este tipo de reja se pueden conseguir las siguientes ventajas:

- * 1. El coeficiente de descarga es más alto que el correspondiente a barras paralelas.
- * 2. Los agujeros circulares de 1.5 cm de diámetro controlan efectivamente el paso de piedras demasiado grandes.
- * 3. Las piedras se colocan entre dos protuberancias consecutivas de la corrugación permitiendo la entrada del agua por la luz existente entre el agujero de la reja y la piedra.
- * 4. El material de grava que no quede apoyado sobre las dos protuberancias de la reja corrugada puede pasar aguas abajo de la misma porque las protuberancias no son continuas y entre ellas se forman corrientes de flujo que pueden arrastrar las partículas en cuestión. Aún en el caso de que una partícula de grava no sea arrastrada, ella hará el oficio de una protuberancia adicional, permitiendo el apoyo de nuevas partículas sobre el orificio. El problema de obstrucciones se presenta con las partículas de diámetro cercanamente igual al del orificio, que pueden penetrar parcialmente en éste. Estas partículas no obstruyen totalmente la reja y forman nuevos puntos de apoyo. La idea básica consiste en formar una especie de filtro de grava sobre la reja que permita el flujo continuo de agua a través de ella, para lo cual las protuberancias iniciales serán como una estructura alrededor de la cual se va formando dicho filtro, si es que logra formarse. Por otra parte se trata de ayudar a que la grava esté sumergida por la parte inferior para que las fuerzas de flotación ayuden a su remoción.

Debe tenerse en cuenta también la pendiente de la reja en el sentido del flujo cuyo alto valor 20% debe ayudar a la remoción de las partículas de grava que actúan sobre ella.

En resumen las dos ideas básicas para el diseño son:

1. Pendiente fuerte para facilitar la remoción de partículas.
2. La formación de un filtro con las partículas que puedan ser retenidas.
- * 5. Las piedras se deslizan más fácilmente sobre una platina que sobre barras paralelas.
- * 6. La corrugación da a la reja más resistencia estructural.

Se considera importante que los marcos de la platina si los hay, se proyecten por debajo de la misma y no por encima, para evitar obstáculos que ayuden a la retención de material sobre la misma.

Aunque el coeficiente de descarga para rejillas con orificios es bastante mayor que para la reja de barras se utilizará un coeficiente bajo para mayor seguridad. Adoptamos por lo tanto $C = 0.5$ para los cálculos.

Aun cuando el río pueda llevar mas caudal que 1 mcs se supone una derivación completa caso para el cual se tiene:

$$Q = K b E^{1.5} \quad (16)$$

$$L_o = \frac{Q}{e c b (2 g E)^{0.5}} \quad (7)$$

Combinando las dos ecuaciones anteriores se tiene:

$$b = \frac{K^{0.493} Q}{9.2175 (ecLo)^{1.493}} = 0.1349 \frac{Q}{(ecLo)^{1.493}}$$

De acuerdo con las dimensiones de la platina un rombo de 0.07 x 0.035 puede contener un orificio de hasta 0.03 m de diámetro. Escogemos un orificio de 0.015 m de diámetro:

$$e = \frac{0.785 \times 0.015^2}{0.035^2} = 0.144; \quad c = 0.5$$

$$b = \frac{0.1349 \times 1.0}{(0.144 \times .5 \times 1.0)^{1.493}} = 6.85 \text{ m}$$

Se pueden poner 2 orificios, no importa que uno de ellos quede perforado en el centro de la protuberancia.

En este caso:

$$b = \frac{0.1349}{(2 \times 0.144 \times 0.5)^{1.493}} = 2.44$$

El número de huecos de 1.5 cms de diámetro por metro cuadrado es de 816. Se escoge una reja de $b = 8.0$ m para tener en cuenta posibles obstrucciones.

Utilizando $c = 0.75$ se tiene

$$b = 2.44 \times \left[\frac{0.5}{0.75} \right]^{1.493} = 1.33 \text{ m}$$

La reja, pues, tiene un amplio coeficiente de seguridad desde el punto de vista hidráulico.

Existen en el comercio platinas rugosas con otro tipo de figuras. Se escogerá la más apropiada al número de orificios especificado.

Bocatoma lateral

Se diseña, para épocas de creciente, cuando se puede obstruir la reja sumergida, una bocatoma lateral.

Para su diseño se emplean rejjas de barras de sección circular. La reja se calcula como si fuera vertical pero se colocará con un pequeño ángulo de inclinación de 12° con respecto a la vertical para facilitar su apoyo y su limpieza. Se dejan previstos muros de 0.50 m de longitud que permiten dirigir el agua hacia la reja en forma normal a ella. En esta forma se puede utilizar la ecuación de KIRSHMMER:

$$h = B(W/b)^{1.333} h_v \text{ sen } \phi$$

En donde:

h = pérdida de carga en m.

B = coeficiente de descarga igual a 1.70 para barras circulares.

W = Espesor de la barra, en m.

b = luz libre entre barras, en m.

V = velocidad de aproximación en m/s, para calcular h_v .

h_v = carga de velocidad en m.

m = distancia vertical de la barra, en m.

q = caudal entre dos barras consecutivas, m^3/s .

ϕ = ángulo de la reja con la vertical, supuesto en 90° para los efectos del cálculo.

Hacemos:

V = 1.0 m/s para el caudal mínimo

b = 1.0 cm

W = 2.54 cm (barras de 1")

$$m = 0.5 \text{ m}$$

Se tiene, entonces:

$$q = (b+W) mV = (0.01 + 0.0254) 0.5 \times 1.0 = 0.0177 \text{ mcs/barras}$$

Número de espacios para 1.0 mcs:

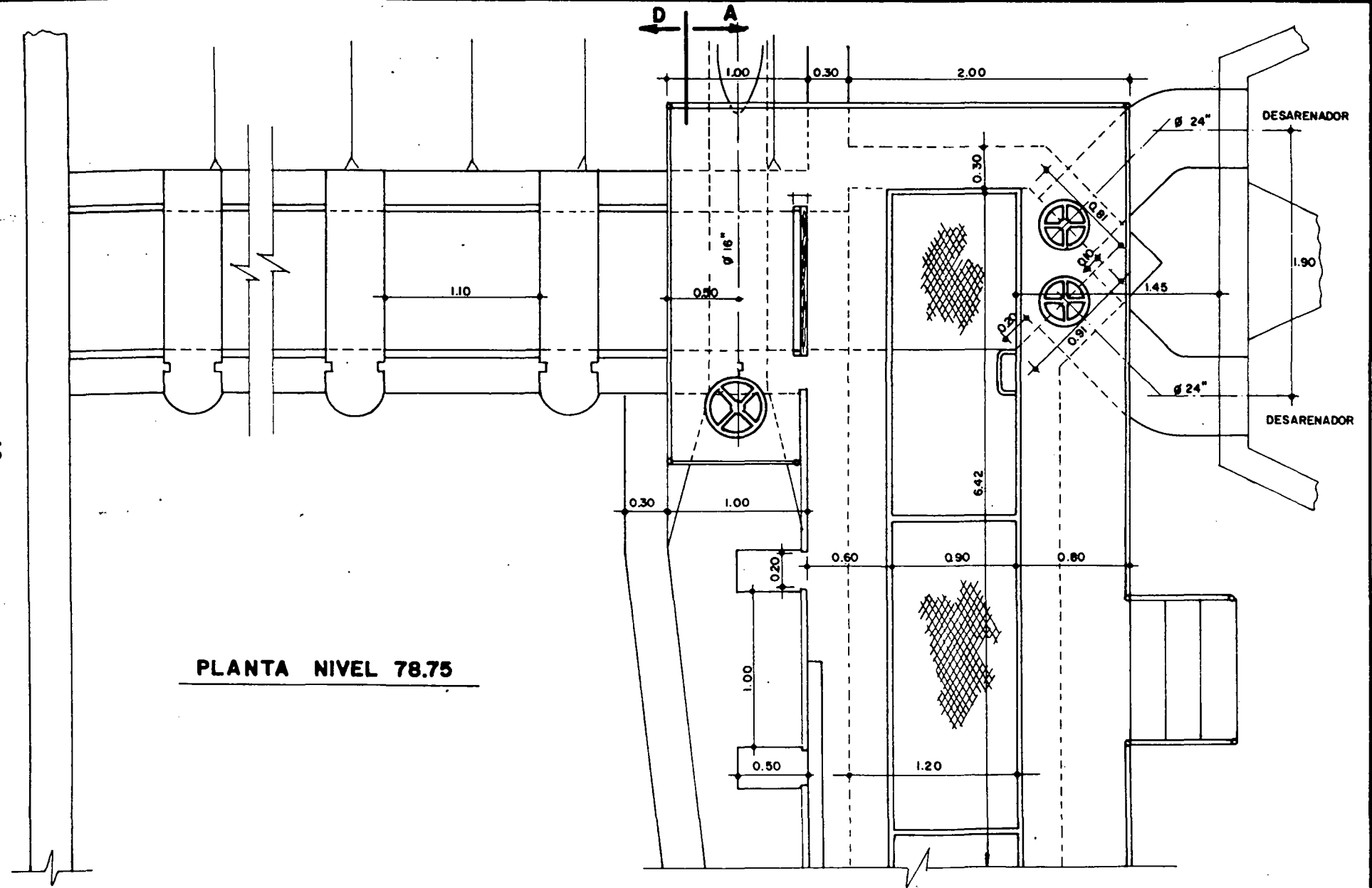
$$N = \frac{1.0}{0.0177} = 56.50 = 57$$

Ancho de la reja:

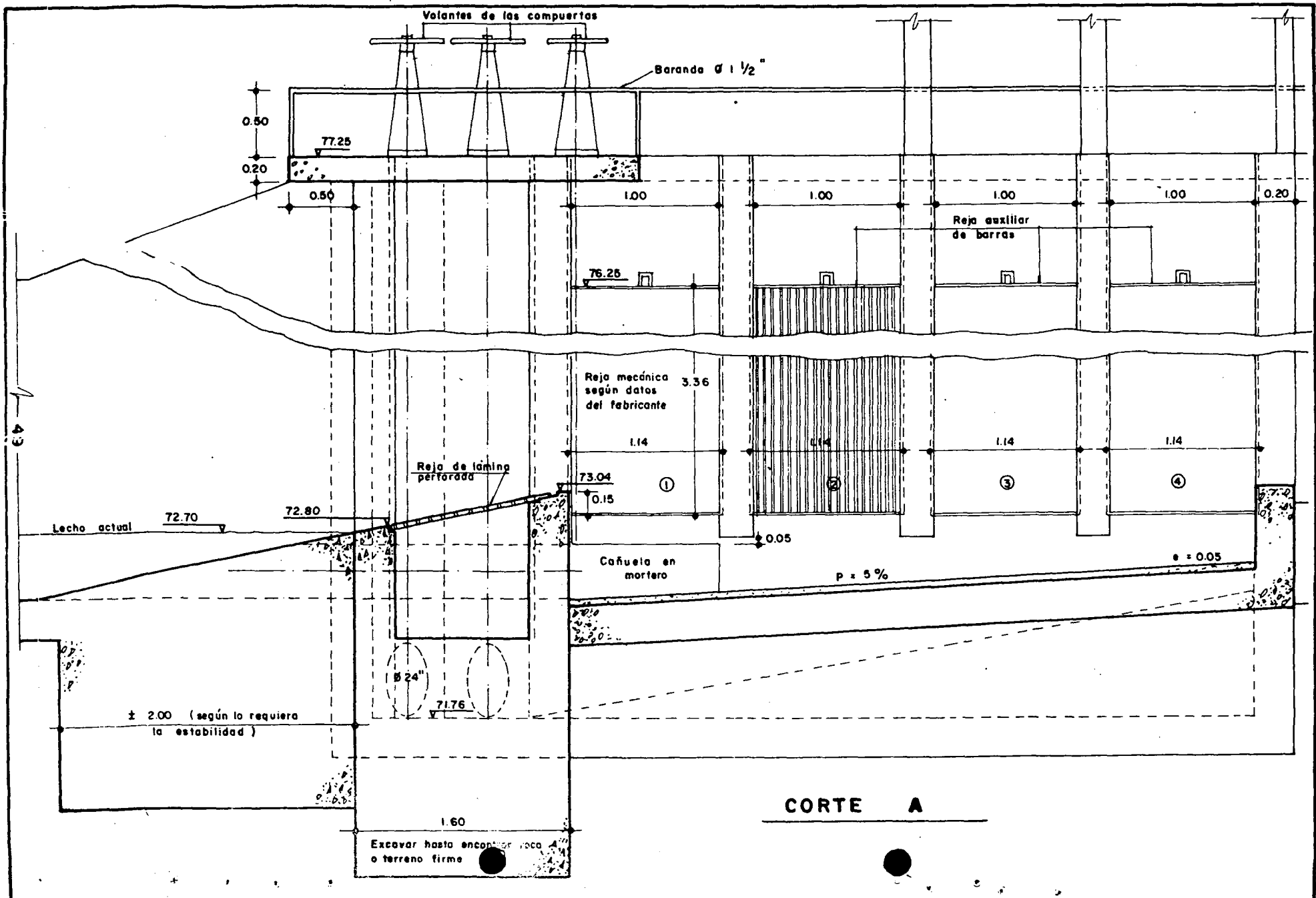
$$57 \times (0.01 + 0.0254) = 2.02 \text{ m}$$

Se pueden colocar 4 rejas independientes una de las cuales podría tener limpieza mecánica, con 1.0 m de longitud libre entre muros de soporte. Se hace $m = 1.0$, además. En esta forma la bocatoma lateral tiene amplio factor de seguridad para la captación del caudal.

Por otra parte, la reja se colocará por debajo de la cresta de la presa tanto como lo permita la capacidad de desague por el fondo del río, tal como se muestra en el esquema. Para permitir la limpieza del fondo de la reja se ha diseñado una caja con desague de 12" que permite la limpieza de dicha caja. Un esquema de la situación se presenta en los dibujos siguientes.



PLANTA NIVEL 78.75



Volantes de las compuertas

Baranda Ø 1 1/2"

0.50

0.20

77.25

0.50

1.00

1.00

1.00

1.00

0.20

Reja auxiliar de barras

76.25

Reja mecánica según datos del fabricante

3.36

1.14

1.14

1.14

1.14

Reja de laminas perforadas

73.04

①

②

③

④

0.15

0.05

Cañuela en mortero

P = 5%

e = 0.05

Lecho actual

72.70

72.80

± 2.00 (según lo requiera la estabilidad)

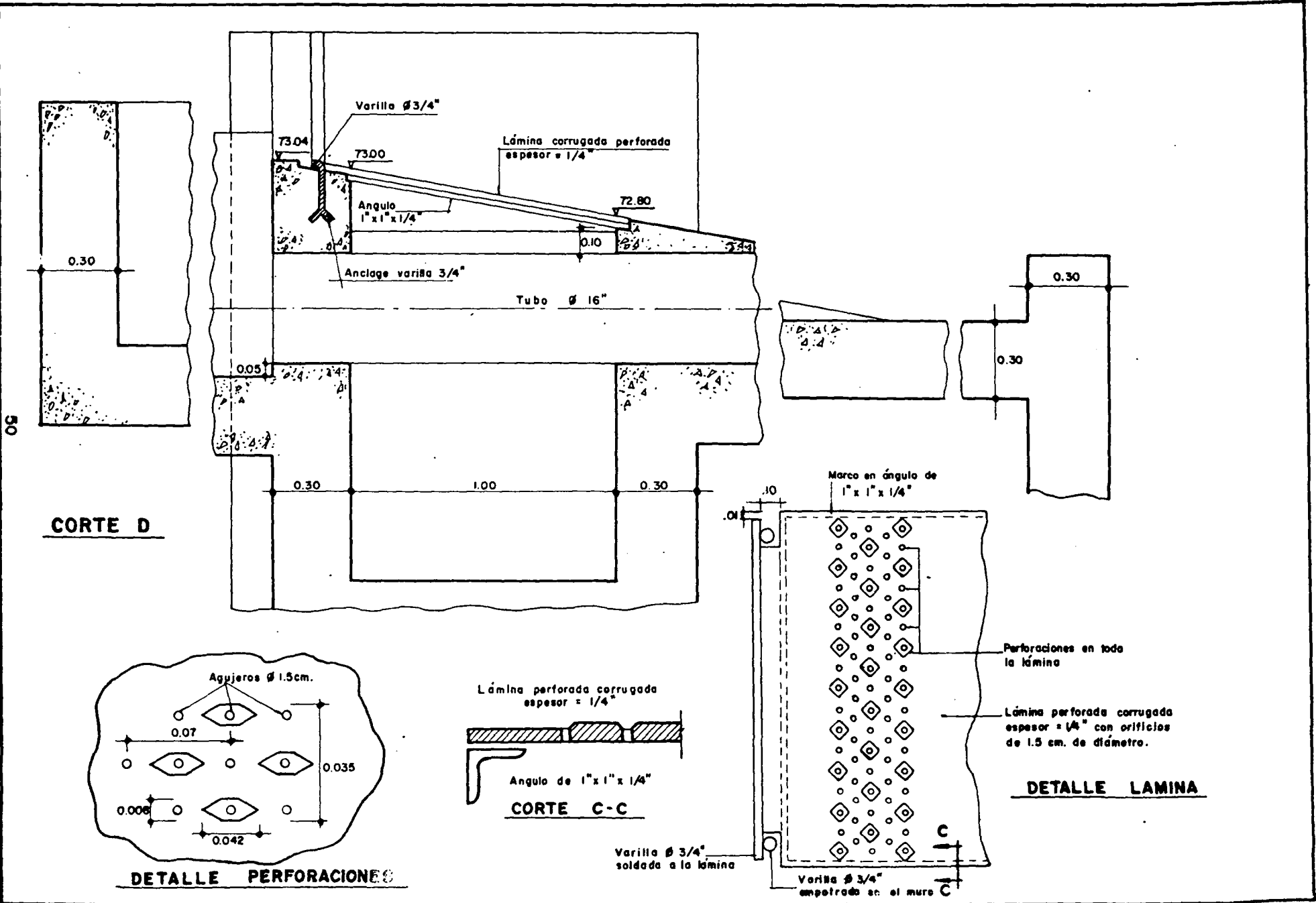
Ø 24"

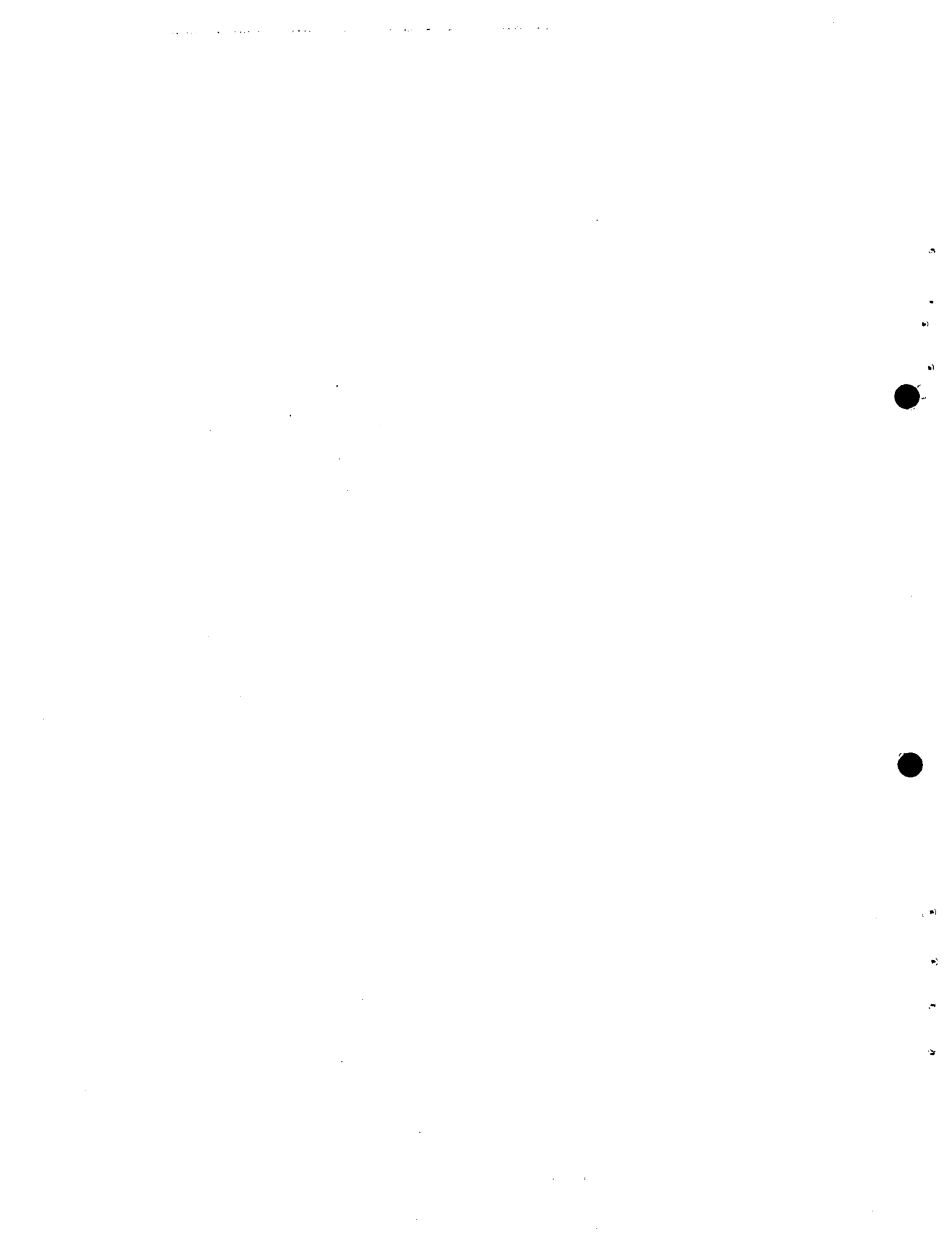
71.76

1.60

Excavar hasta encontrar roca o terreno firme

CORTE A





UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES

CAPITULO III
CONDUCCION DE AGUAS

ANTONIO CASTILLA R.
LUCIANO PEÑA D.



CONDUCCION DE AGUAS

Clasificación de los conductos

El agua se transporta por medio de diferentes tipos de conductos, los cuales pueden agruparse en dos categorías:

1. Conductos forzados.
2. Conductos libres

Los primeros pueden instalarse siguiendo las pendientes naturales del terreno y por lo tanto la línea puede tener tramos en subida o en bajada. El conducto siempre está por debajo del gradiente hidráulico, excepto donde por circunstancias especiales, es forzado a sobresalir a una altura limitada, por encima del gradiente hidráulico. Los segundos disponen siempre de pendiente continua en una misma dirección hacia abajo, la que proporciona caída suficiente para mantener el flujo. En estos conductos, el gradiente hidráulico coincide con la superficie libre del agua o con la clave del conducto cuando se trata de uno circular que fluye completamente lleno.

De acuerdo con lo anterior, las conducciones pueden ser:

- a. Forzadas
- b. Libres
- c. Mixtas

En estas últimas, parte de la conducción es libre y parte forzada.

En las conducciones libres los conductos pueden ser abiertos o cerrados.

La selección del tipo de conducción está determinada por consideraciones económicas.

Hidráulica de los conductos.

Como resultado de los primeros experimentos (1850) relativos al flujo de agua en tubos rectos y largos, se obtuvo que la pérdida de carga varía directamente con la carga de velocidad y la longitud del tubo, e inversamente al diámetro del mismo. Esta relación está expresada en la ecuación de Darcy, Weisbach.

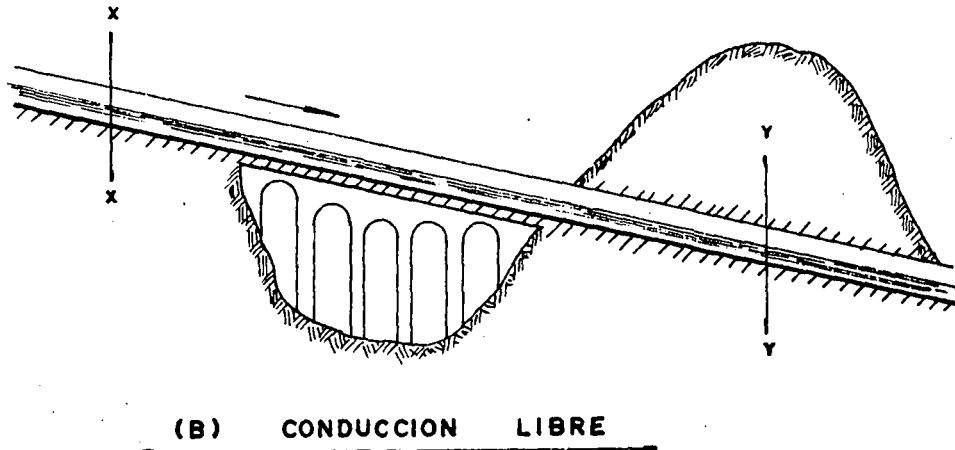
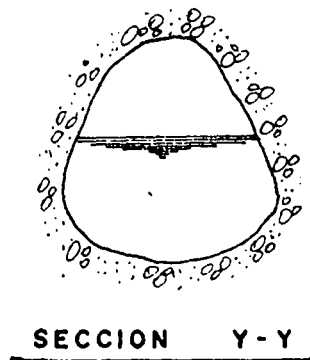
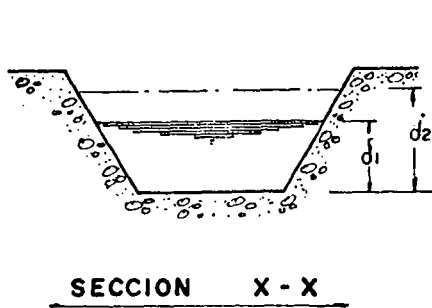
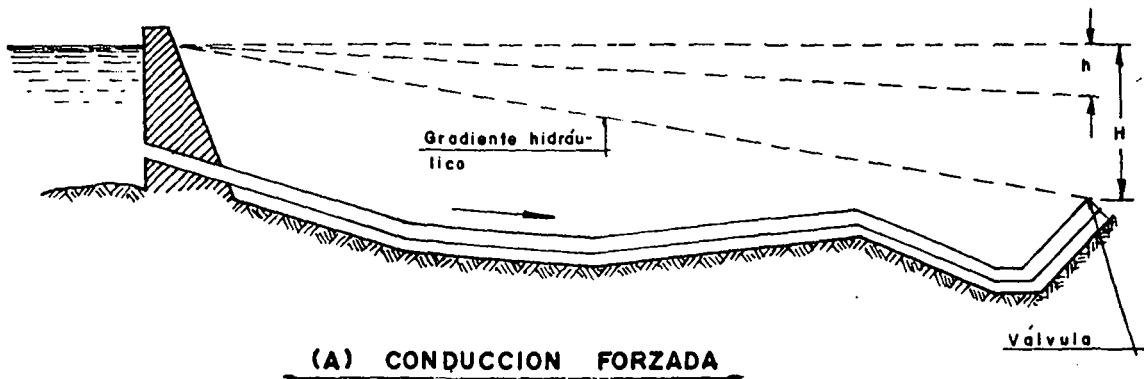


FIGURA 1

$$hf = \frac{fL}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

En la que:

hf = pérdida de carga.

L = longitud del tubo.

d = diámetro.

V = velocidad media del agua.

g = gravedad.

f = factor de fricción, adimensional.

Este factor depende solamente del número de Reynolds y de la rugosidad relativa del tubo.

$$f = \phi \left(\frac{Vd\rho}{\mu}, \frac{e}{d} \right)$$

μ = viscosidad

ρ = densidad.

e = altura promedio de las proyecciones rugosas.

Flujo laminar en tuberías.

En flujo laminar, el factor es completamente independiente de la rugosidad y sólo varía con el número de Reynolds. En el diagrama de Moody, que se dibuja en papel logarítmico, se puede ver la línea recta que es la representación gráfica de la ecuación:

$$f = \frac{64}{R} \quad (2)$$

En donde:

R = número de Reynolds.

Hagen y Poiseuille comprobaron experimentalmente la exactitud de la ecuación anterior.

Tal ecuación es aplicable cuando $R < 2000$. En el intervalo de R de 2000 a 4000 el flujo pasa de laminar a turbulento y los valores de f son inciertos en dicho intervalo. Para el cálculo de una tubería que trabaje en ese intervalo, el procedimiento seguro es suponer que el flujo es turbulento y determinar f prolongando las curvas en dicho diagrama.

Flujo turbulento en tuberías.

Cuando el flujo ocurre a números de Reynolds mayores de 4000, f varía con la rugosidad y con el número de Reynolds. Se distinguen 3 casos:

1. Flujo en tubos muy lisos.

En este caso f varía con R como se puede ver en la curva inferior del diagrama.

H. Blasius ha mostrado que dicha curva, entre valores de R comprendidos entre 3000 y 100000, corresponde a la ecuación:

$$f = 0.316/R^{0.25} \quad (3)$$

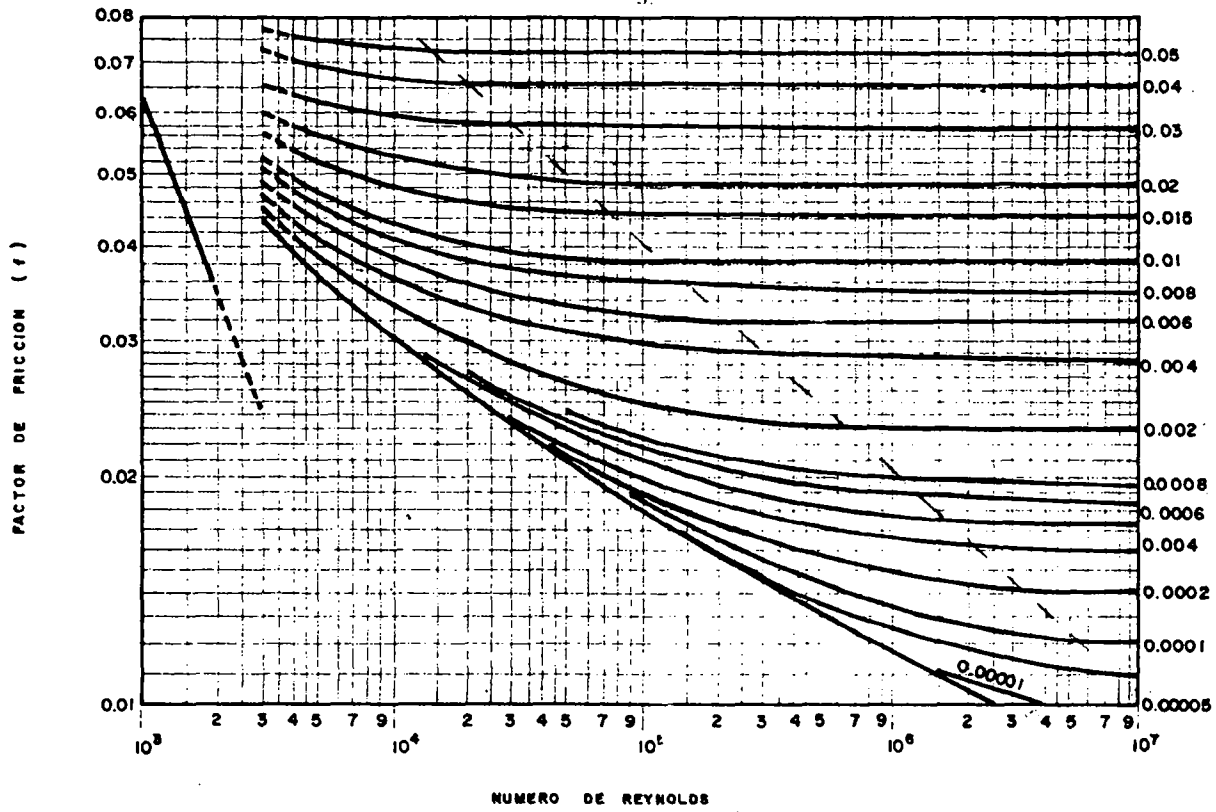
Los tubos de vidrio se encuentran en este caso.

2. Flujo en tuberías rugosas con valores grandes de R .

En este caso f varía con la rugosidad relativa y es independiente de R . Está indicado en el diagrama por medio de la zona situada arriba y a la derecha de la línea a trazos, llamada zona de turbulencia completa. Las variaciones de f están representadas por las líneas horizontales.

3. Valores de f comprendidos entre la curva para tuberías lisas y la línea a trazos.

El flujo en los tubos comerciales se efectúa generalmente en este caso. Las curvas para tubos rugosos son divergentes a partir de la curva para los tubos pulidos a medida que el número de Reynolds aumenta. En otras palabras, los tubos que se presentan pulidos a valores bajos de R , resultan rugosos para valores altos de R , lo cual se explica porque el espesor de la película laminar adyacente a la pared del tubo decrece a medida que R aumenta.



FACTOR DE FRICCION PARA FLUJO EN CONDUCTOS

NOTA : Tomado de
"Mechanics of Fluids"
(Shames)

J. Nikuradse (1933) hizo pruebas sistemáticas sobre flujo turbulento en tubos pulidos y rugosos, y encontró la relación entre f , R y $\frac{e}{d}$. En estas pruebas usó tubos con rugosidad artificial obtenida al fijar una capa de granos de arena a las paredes, resultando así un índice de rugosidad relativa fácilmente determinable puesto que e , es en este caso, el diámetro de los granos de arena.

En un principio se dificultó la aplicación directa de los resultados obtenidos por Nikuradse, a los problemas de ingeniería debido a que la rugosidad de los tubos comerciales es diferente y más variable que la rugosidad artificial empleada en las pruebas. Pero posteriormente Colebrook (1939) determinó la rugosidad de tubos comerciales a partir de los resultados de Nikuradse. Aquel encontró que cualquier tubo comercial cuando se sometió a pruebas, a números de Reynolds grandes, dio un factor de rozamiento f que no experimentó ninguna variación con respecto a R . Esto permitió hacer comparaciones entre los factores f obtenidos por Colebrook y los de Nikuradse a partir de la ecuación para tubos rugosos:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} - 2 \log \frac{d}{e} = 1.14$$

para deducir la rugosidad absoluta de los tubos comerciales.

Así se obtuvieron los valores siguientes:

	e, cm.
Hierro fundido sin recubrir	0.025
Hierro galvanizado	0.015
Hierro fundido cementado	0.012
Hierro forjado	0.0043

Efectuando pruebas en muchos tubos y llevando los resultados a una gráfica, Colebrook encontró que los resultados obtenidos de todos los tubos se agrupaban alrededor de una línea cuya ecuación es la siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} - 2 \log \frac{d}{e} = 1.14 - 2 \log \left[1 + \frac{9.35}{R (e/d) \sqrt{f}} \right] \quad (4)$$

Como la aplicación de esta ecuación resulta difícil, en la resolución de los problemas se utiliza la representación gráfica que aparece en la diagrama de L. F. Moody (1944).

Moody amplió los trabajos de Colebrook y obtuvo rugosidades para tubos comerciales fabricados con otros materiales. Estos presentan ciertas dificultades debido a las variaciones de diseño, mano de obra y su antigüedad, además de variar su rugosidad entre límites muy amplios:

	e (cm)
Duelas de madera	0.0178 a 0.0914
Concreto	0.0305 a 0.3048
Acero remachado	0.0889 a 0.8890

Recientemente se ha intentado elaborar ecuaciones explícitas para encontrar el valor de f en la zona de flujo turbulento. Entre las más importantes figura la obtenida por Akalank K.J. (ver referencia 35. pp 674 - 677):

$$f = \frac{0.25}{\left(\log \left[\frac{e}{3.7d} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right] \right)^2} \quad (5)$$

La ecuación (5) abarca las 3 zonas de flujo turbulento: liso, de transición y altamente rugoso.

Si se adopta la ecuación de Colebrook y White como término de comparación, la ecuación (5) da errores de $\pm 1.0\%$ para rugosidades relativas e/d entre 10^{-6} y 10^{-2} y para $5 \times 10^3 \leq Re \leq 10^8$. Para valores de orden más práctico $10^{-5} \leq e/D \leq 10^{-3}$ y $10^4 \leq R \leq 10^7$ el error fue aún más bajo, dentro del $\pm 0.5\%$.

Ecuación de Hazen-Williams (1902)

Esta ecuación fue establecida tanto para tuberías como para canales abiertos en régimen turbulento pero su uso se ha generalizado para tuberías.

La fórmula original en sistema inglés con V en pies por segundo y R en pies, es:

$$V = 1.318CR^{0.63}S^{0.54} \quad (8)$$

Coeficiente C de Hazen - Williams para el sistema Inglés.

Tubos extremadamente rectos y pulidos	C = 140
Tubos muy pulidos	130
Madera pulida, mampostería pulida	120
Acero nuevo remachado, barro vitrificado	110
Hierro de fundición, ladrillos ordinarios	100
Acero antiguo remachado	95
Hierro antiguo en malas condiciones	60 -80

La fórmula de Hazen-Williams se utiliza en el sistema métrico utilizando el mismo coeficiente C que se utiliza en el sistema inglés. En estas condiciones se tiene:

$$Q = 0.279Cd^{2.63} \times S^{0.54} \quad (\text{sistema métrico}) \quad (9)$$

En donde:

- Q = metros cúbicos por segundo.
- C = coeficiente como en el sistema inglés.
- d = diámetro del conducto en m.
- S = gradiente hidráulico m/m.

Como es costumbre entre nosotros utilizar todavía el diámetro en pulgadas la ecuación se convierte en:

$$Q = 0.0178Cd^{2.63} \times S^{0.54} \quad (10)$$

En donde:

- Q = litros por segundo.
- d = diámetro en pulgadas.
- C = coeficiente según el sistema inglés.
- S = gradiente hidráulico en m/m.

El elemento débil en el uso de la fórmula de Hazen-Williams es el valor del coeficiente C en los casos en que su magnitud no haya sido determinada por medidas reales de pérdida de carga y descarga o velocidad. El método de Hazen-Williams ofrece algunas ventajas y desventajas. Entre las primeras se indican:

1. El coeficiente C depende solamente de la rugosidad relativa.
2. En la fórmula se incluye el efecto del número de Reynolds.
3. Se da directamente el efecto de la rugosidad y de las otras variables, sobre la velocidad o el caudal.

Las desventajas son:

1. Su naturaleza empírica, y
2. La imposibilidad de su aplicación a todos los fluidos bajo todas las condiciones. El manejo de la fórmula, que no es sencillo, se evita con el empleo de ábacos y tablas.

La ecuación más antigua, que puede usarse tanto en canales abiertos como en tuberías, fue desarrollada en 1775 por el ingeniero y matemático francés Antoine Leonard de Chezy. Su expresión es:

$$V = C \sqrt{RS} \quad (11)$$

En la cual:

V = velocidad media del agua.

C = coeficiente de rugosidad.

R = radio hidráulico.

S = gradiente hidráulico.

La ecuación anterior puede expresarse en los mismos términos que la de Darcy-Weisbach haciendo $R = d/4$ y $S = h/L$, siendo h la pérdida de carga en la longitud L:

$$V = C \sqrt{\frac{dh}{4L}} \quad \text{y de aquí:}$$

$$h = \frac{8gL}{C^2} \times \frac{V^2}{2g} \quad (12)$$

Por lo tanto:

$$f = \frac{8g}{C^2} \quad (13)$$

Muchos investigadores estudiaron el valor de C de la ecuación de Chezy destacándose Gagliet, Kutter y Manning. En 1869 los dos primeros publicaron la siguiente ecuación conocida generalmente con el nombre de formula de Kutter:

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right)} \quad (14)$$

En la cual:

S = gradiente hidráulico en m/m

n = coeficiente de rugosidad del conducto, según tablas.

R = radio hidráulico en m.

La ecuación (14) se usa con la ecuación (11) para obtener la velocidad en m/s. Los valores de las constantes cambian si se utilizan unidades inglesas las cuales tienden a ser eliminadas en la actualidad. A pesar de que la ecuación (14) tiene una forma muy complicada se utilizó con mucha frecuencia porque se elaboraron tablas y gráficos completos que satisfacían las necesidades del diseño.

Robert Manning en 1890 publicó una ecuación más sencilla para C que ha sido de universal aplicación no sólo por su sencillez sino porque también se elaboraron tablas muy completas para el diseño.

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (15)$$

En la cual:

R = radio hidráulico en m.

n = rugosidad del conducto, según tablas, con valores idénticos a los de la ecuación (14)

Utilizando la ecuación de Manning la ecuación de Chezy se convierte en:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (16)$$

$$Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (17)$$

en las cuales el radio hidráulico debe usarse en metros, la velocidad en m/s, el caudal en mcs, el área en m², el valor de S en m/m y el valor de n se obtiene según las tablas de uso frecuente, algunos de cuyos valores se muestran en el cuadro siguiente:

CLASES DE TUBERIA	Usese en los cálculos	
	Desde	Hasta
Tubería de fundición limpia, sin revestir	0.013	0.015
Tubería de fundición limpia, revestida	0.012	0.014
Tubería de acero remachado	0.015	0.017
Tubería de barra enclavada y soldada	0.012	0.013
Tubería de hierro galvanizado	0.015	0.017
Tubería de duelas de diámetro pequeño	0.011	0.012
Tubería de duelas de diámetro grande	0.012	0.013
Tubería de ladrillo	0.016	0.017
Tubería de hormigón, "mezcla seca", moldes o encofrados bastos	0.015	0.016
Tubería de hormigón, "mezcla húmeda", moldes de acero	0.012	0.014
	S i g u e ...	

CLASES DE TUBERIA	Usese en los cálculos	
	Desde	Hasta
Tubería de hormigón, muy lisa	0.011	0.012
Tubería vidriada para albañal	0.013	0.015
Tubería de arcilla común para drenaje	0.012	0.014

Las ecuaciones estudiadas, para tuberías circulares, cumplen con más o menos aproximación con la forma general:

$$S = \frac{K Q^2}{D^5} \quad \begin{array}{l} Q = \text{caudal} \\ D = \text{diámetro} \\ K = \text{factor} \end{array} \quad (18)$$

Los diferentes coeficientes pueden relacionarse entre sí para un conducto y un caudal dados, en la forma siguiente:

Por Darcy - Weisbach:

$$S = \frac{h}{L} = \frac{8fQ^2}{\pi^2 gD^5}$$

Por Manning:

$$S = \frac{h}{L} = \frac{10.29 n^2 Q^2}{D^{16/3}}$$

Por Hazen-Williams:

$$S = \frac{h}{L} = \frac{10.635 Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.87}}$$

Igualando y simplificando:

$$0.0826 f = \frac{10.29 n^2}{D^{1/3}} = \frac{10.635 D^{0.13}}{C^{1.85} Q^{0.15}} \quad (19)$$

Como las ecuaciones de Manning y Hazen-Williams son muy frecuentemente usadas, de la ecuación (19) puede obtenerse la relación entre sus coeficientes:

$$n = \frac{1.034 D^{0.1017}}{C^{0.925} Q^{0.075}} \quad (20)$$

$$C = \frac{1.037 D^{0.1099}}{n^{1.081} Q^{0.081}} \quad (21)$$

Si por la índole del trabajo no se requiere mucha precisión se puede usar la relación aproximada

$$n = \frac{1}{C} \quad (22)$$

que se obtiene haciendo uso de la aproximación indicada por la ecuación (18).

Influencia de la edad de las tuberías.

La precisión de los cálculos en las tuberías disminuye en parte debido al cambio de los factores de rugosidad. En efecto, las tuberías se enmohecen, la superficie se vuelve áspera y se forman incrustaciones. Estas pueden reducir el área transversal del conducto y reducir su capacidad, incrementando a la vez el valor del coeficiente f . La formación de escamas, herrumbre o depósitos en pequeñas tuberías, puede en el curso de varios años, llegar a obstruir las completamente.

De acuerdo con el carácter del agua y de la pared del tubo, el funcionamiento puede alterarse por:

- a. Formación de nódulos o tubérculos.
- b. Depósitos de limo o cultivos vegetales.
- c. Depósitos de sedimento, cieno o arena.
- d. Depósitos de flocs de alumbre o cal provenientes de una filtración defectuosa en la planta de potabilización.

Se ha sugerido la siguiente ecuación que relaciona el incremento α de la altura de las proyecciones (incrustaciones) en pulgadas por año, con el pH.

$$2 \times \log \alpha = 3.8 - \text{pH}$$

Otro método para medir el efecto del mismo fenómeno, sería el empleo de la siguiente expresión:

$$\frac{q - q_t}{q} \times 100 = ST^y$$

Siendo:

q = descarga original en el tubo nuevo.

q_t = descarga después de T años.

S = puede variar entre 4.5 y 13 de acuerdo con la clase de agua y clase de tubería.

y = puede variar entre 0.37 y 0.57 de acuerdo con la clase de agua y clase de tubería.

Para dar una idea de la magnitud del problema, se puede decir que después de 30 años de servicio en Norte América, la capacidad transportadora promedio de tuberías revestidas interiormente con alquitrán, llegó a ser igual al 50% del valor original.

A.T. Ippen, (Trans. ASME noviembre 1944) informó del caso de observaciones hechas en tubería de acero galvanizado, en que se encontró que se duplicaba al cabo de 3 años, como resultado de un uso moderado.

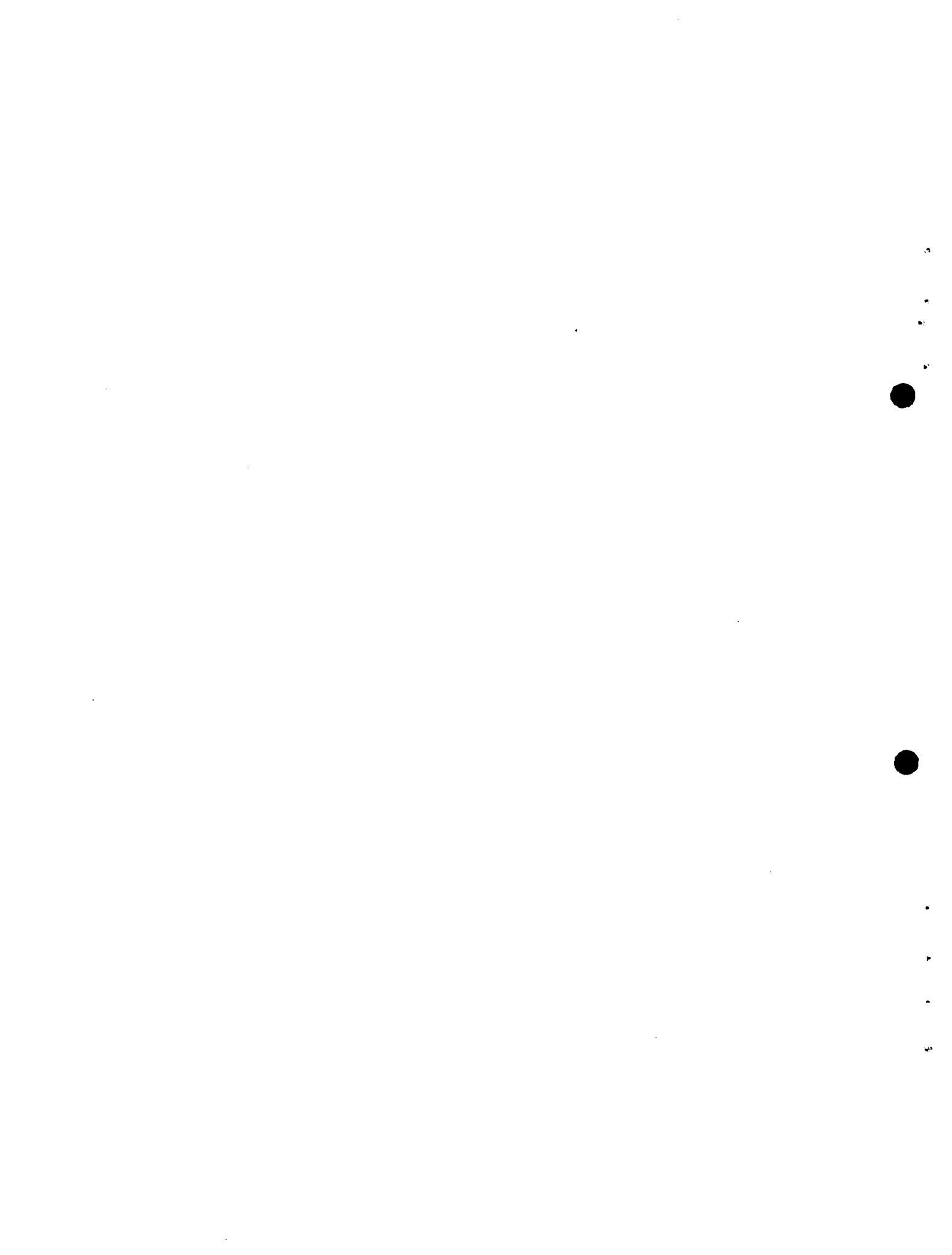
John R. Freeman (ASME, N.Y. 1944) estudió la rugosidad en una serie de tubos de hierro dulce, nuevos y viejos, y obtuvo los siguientes resultados:

VALORES DE e EN METROS

DESCRIPCION	DIAMETRO		
	Ø2"	3"	4"
Tubo, hierro dulce, nuevo	0.000042		
Tubo, hierro dulce, mohoso y viejo	0.0009		
Hierro dulce y nuevo		0.000046	
Hierro dulce, ligeramente mohoso		0.00013	
Hierro dulce, viejo muy mohoso		0.00094	
Tubo, hierro dulce, nuevo			0.000049
Tubo, hierro dulce, viejo			0.0029

A pesar de que la rugosidad absoluta es de 20 a 60 veces mayor en un tubo viejo que en uno nuevo, si se calcula la rugosidad relativa y se deducen los valores de f del diagrama de Moody, se encontrará que estos son solamente 2 o 3 veces mayores en tubos viejos comparados con los nuevos.

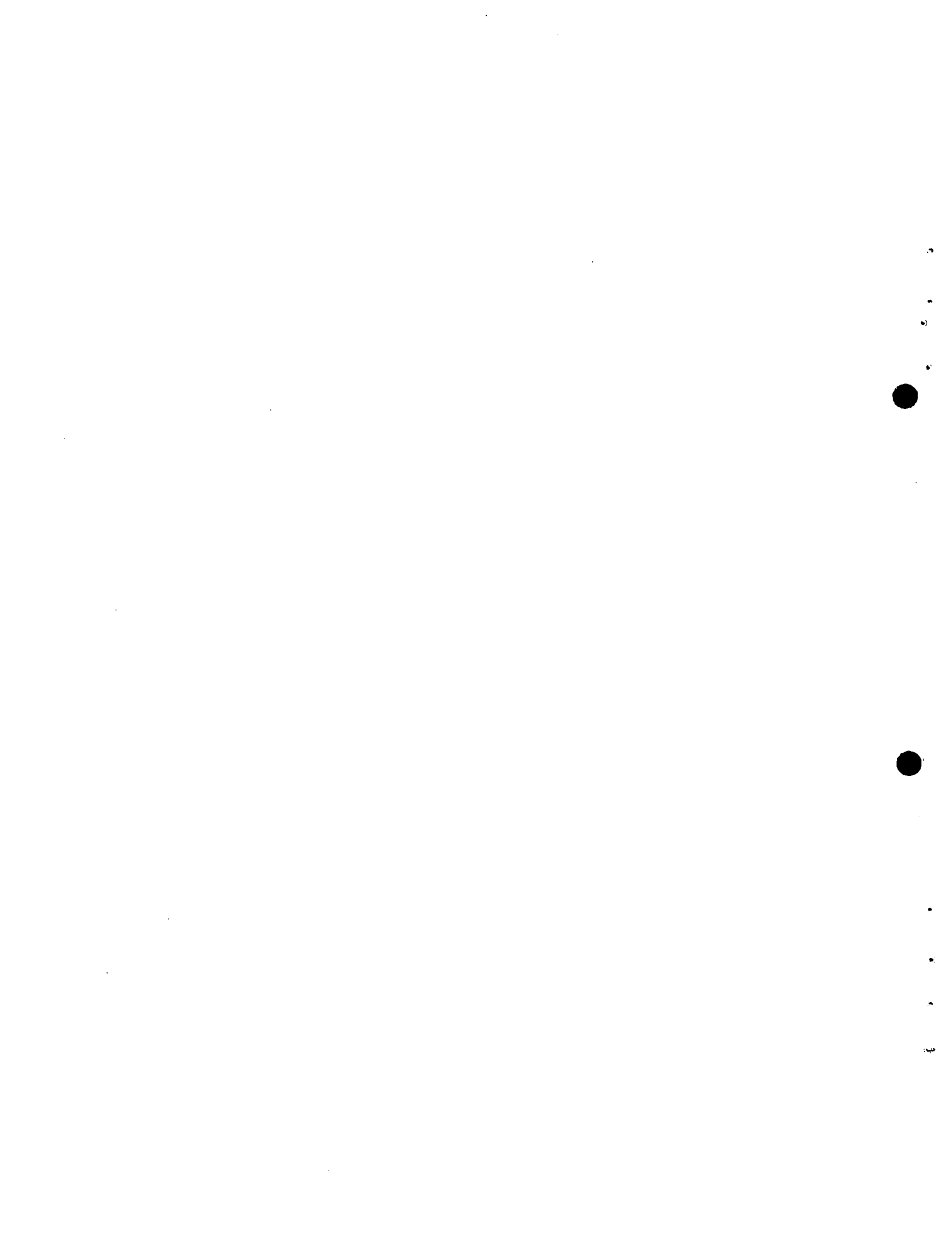
Las tuberías incrustadas pueden limpiarse con aparatos especiales y se puede así restaurar su capacidad posiblemente hasta el 85% de la descarga original. Sin embargo después de esta limpieza los tubos se deterioran con mayor rapidez.



UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES
CAPITULO IV
PROBLEMAS EN TUBERIAS

ANTONIO CASTILLA R.
LUCIANO PEÑA D.



PROBLEMAS EN LAS TUBERIAS

Los problemas de Ingeniería más comunes relacionados con el flujo en las tuberías, consisten en:

1. Cálculo de la pérdida de carga y de la variación de presión a partir del caudal y de las características de la tubería.
2. Cálculo del caudal a partir de las características de la tubería y de la carga que lo produce.
3. Cálculo del diámetro requerido por la tubería para dar paso a un flujo dado entre dos puntos con diferencia de cargas, conocida.

Considérese el caso de la figura 1.

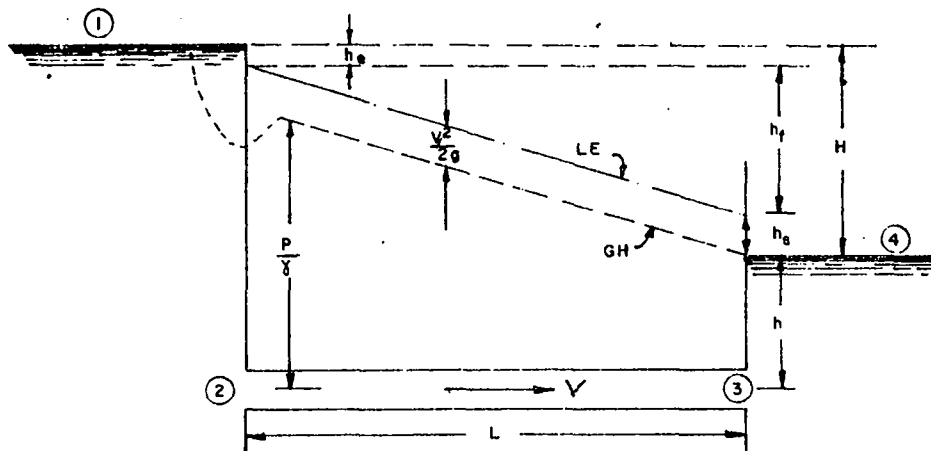


FIGURA 1

LE = línea de energía.

GH = gradiente hidráulico.

h_e = pérdida por entrada.

h_f = pérdida de carga debida al rozamiento.

h_s = pérdida por salida.

D = diámetro de la tubería.

Es evidente que:

$$h_e + h_f + h_s = H \quad (1)$$

que es la ecuación de Bernoulli escrita entre las superficies de los recipientes.

Si se sustituyen las pérdidas por las expresiones apropiadas, se tiene:

$$0.5 \frac{v^2}{2g} + f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2}{2g} = H \quad (2)$$

El efecto de las pérdidas menores en tuberías de longitud apreciable es pequeño y con frecuencia se desprecia por completo, obteniéndose una simplificación en los cálculos. El efecto de las pérdidas menores es inapreciable cuando $L > 1000D$. Podría preguntarse por qué el término $v^2/2g$ se considera como la pérdida por salida. Planteando Bernoulli entre los puntos 3 y 4 se tiene:

$$\frac{v_3^2}{2g} + \frac{p_3}{\gamma} = \frac{v_4^2}{2g} + h + h_s$$

Como $v_3 = v$ y $v_4 = 0$ y además $\frac{p_3}{\gamma} = h$

se tiene:

$$\frac{v^2}{2g} = h_s$$

Cuando la descarga es libre el término $\frac{v^2}{2g}$ representa una energía disponible que por lo general se pierde por choque o disipación de energía. Es poco frecuente utilizarla calculando una transición.

Despreciando las pérdidas menores se tiene:

$$h_f = \frac{fL}{D} \frac{v^2}{2g} = H \quad (3)$$

Esto equivale a suponer que toda la carga H se utiliza en compensar la pérdida h_f debida a la fricción.

A partir de la ecuación (2) se puede obtener la velocidad y flujo por medio de tanteos.

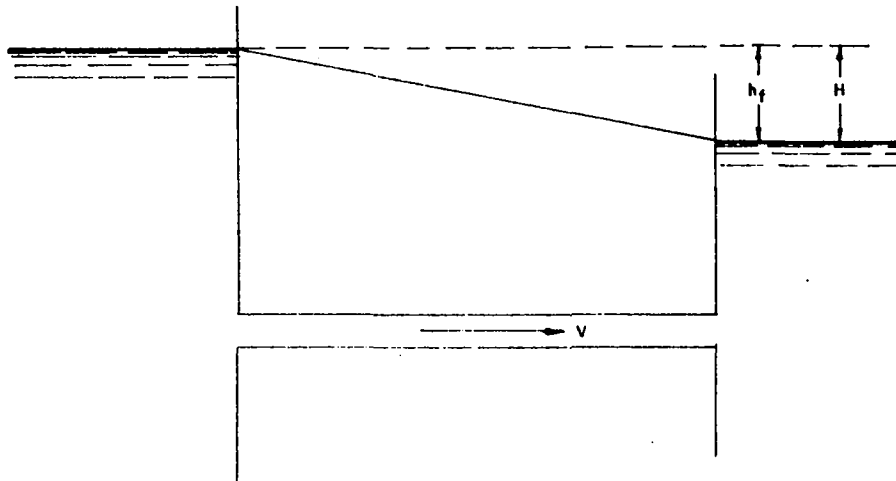


FIGURA 2

EJEMPLO:

Se supone un tubo de 1.0 m de diámetro, de fundición, ver figura (3).

$$H = 100 \text{ m y } L = 4000 \text{ m}$$

Calcular la velocidad.

SOLUCION: Se hace un tanteo con $f = 0.018$

$$H = \frac{v^2}{2g} + 0.50 \frac{v^2}{2g} + f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

$$100 = 1.5 \frac{v^2}{2g} + 0.013 \times \frac{4000}{1.0} \times \frac{v^2}{2g}$$

$$v = 5.17 \text{ m/seg}$$

El valor de f que corresponde a esta velocidad, según tablas, o también según el diagrama de Moody, es

$$f = 0.0172$$

Usando este valor, se tiene:

$$100 = 1.5 \frac{v^2}{2g} + 0.0172 \times \frac{4000}{1} \times \frac{v^2}{2g}$$

$$v = 5.28 \text{ m/seg}$$

A esta velocidad corresponde un valor $f = 0.0171$ que al ser usado en la ecuación (2) da una velocidad de 5.298/seg que se puede aceptar como solución.

Del problema anterior se puede obtener una idea de la magnitud relativa de las diferentes pérdidas de carga:

$$\text{Carga de velocidad} \quad \frac{v^2}{2g} = 1.43$$

$$\text{Pérdida por entrada} \quad 0.5 \frac{v^2}{2g} = 0.72$$

$$\text{Pérdida por fricción} \quad f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} = \frac{97.81}{100.00}$$

En este caso particular, cerca del 98% de la carga se pierde por fricción, mientras que menos del 1% se pierde a la entrada. Por lo tanto si se hubieran omitido estas pérdidas en la ecuación, ningún cambio apreciable hubiera resultado en el valor de la velocidad.

Se puede mostrar que si la longitud de la tubería es igual o mayor que 1500 diámetros, la velocidad, calculada sin tener en cuenta la pérdida por entrada tendría un error menor del 1% cuando f varía entre 0.015 y 0.025. De la misma manera, la pérdida por entrada y la carga de velocidad pueden ser despreciadas sin afectar el valor calculado para la velocidad

en más del 1%, si $L \geq 5000 D$ y f tiene los valores límites establecidos antes.

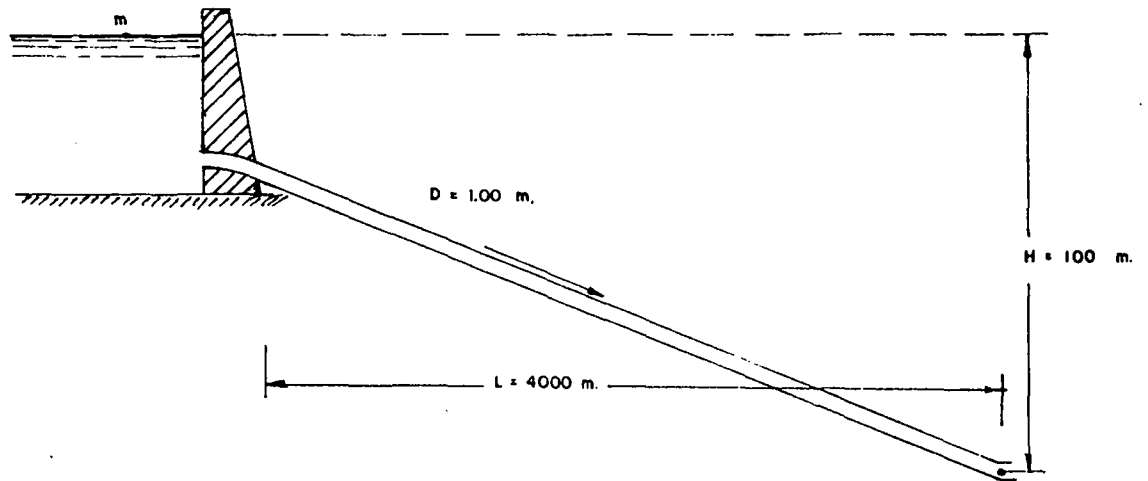
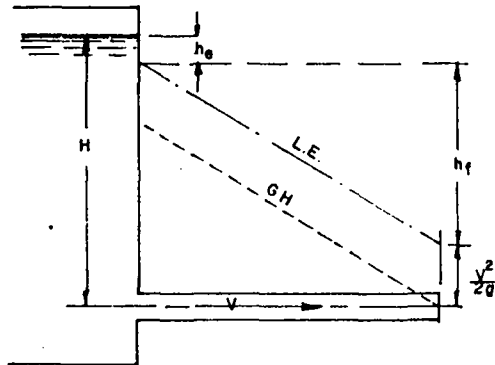


FIGURA 3

Enseguida se presentan cuatro sistemas típicos, con representación gráfica de las líneas de gradiente hidráulico y energía (ver figura 4)



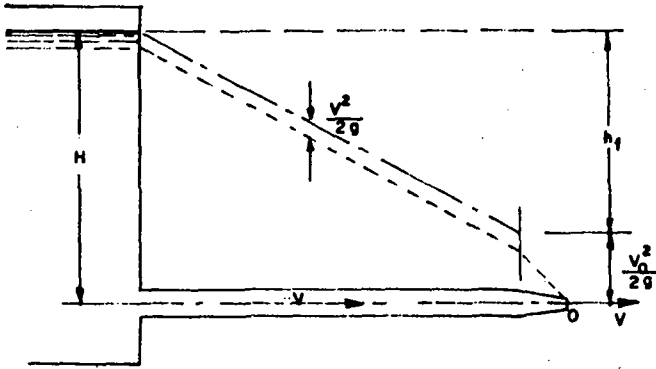
I. La energía H se gasta en:

a. h_e = pérdida por entrada.

b. h_f = fricción

c. en generar la carga de velocidad $v^2 / 2g$.

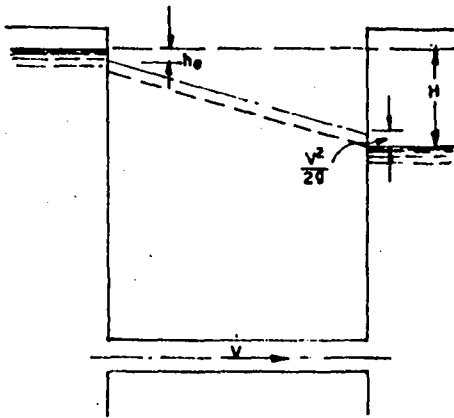
FIGURA 4



II. La energía H se transforma en:

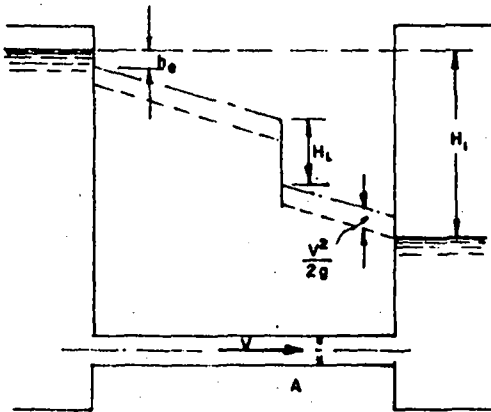
- a. h_f = fricción
- b. $\frac{v^2}{2g}$ = energía de velocidad

Si la entrada es redondeada h_e es despreciable.



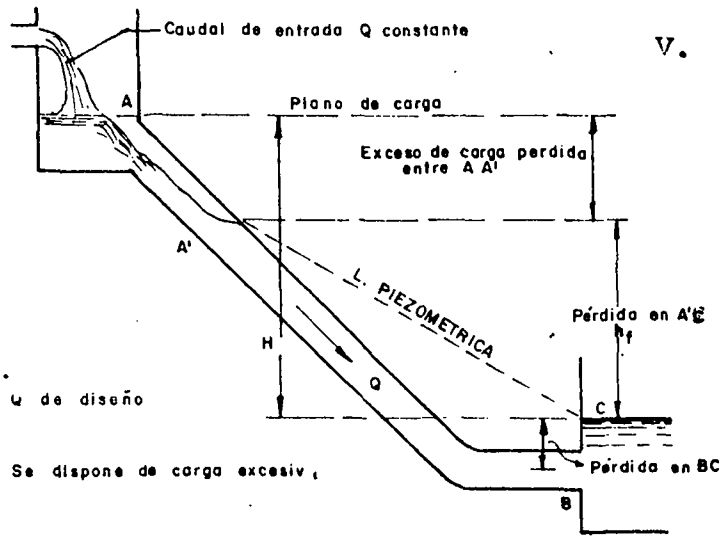
III. La energía H se transforma en:

- a. Pérdida por entrada
- b. Energía de velocidad
- c. Pérdida por fricción

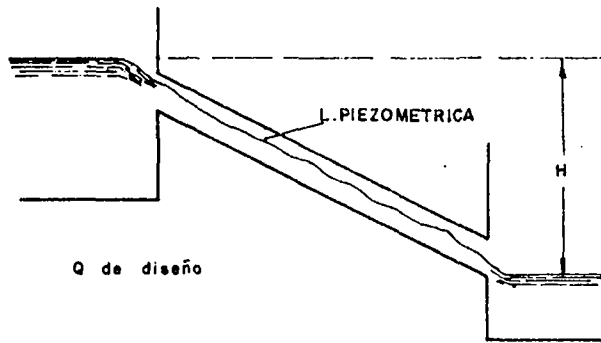


IV. Para mantener la misma tasa de descarga que en la figura III la diferencia de nivel se aumentó de H a H_1 , para compensar el exceso de pérdida en la obstrucción del punto A.

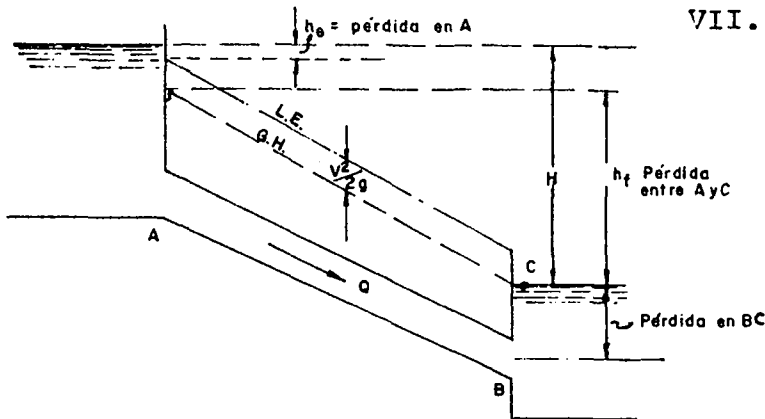
FIGURA 4 (continuación)



V. En la parte superior del tramo penetra aire en el sistema, trabajando parcialmente la línea de conducción como canal abierto. Esto ocurre con diámetros grandes cuya capacidad para la carga H es mayor que el caudal real o el caudal de diseño.



VI. Todo el tramo trabaja como canal abierto pues la tubería es demasiado grande para el caudal disponible.



VII. Todo el conducto trabaja forzado. Se consume toda la energía disponible H , para el caudal Q . La tubería es adecuada para la carga H y este caudal.

FIGURA 5

Sifones

En una conducción forzada a menudo se presentan tramos especiales llamados sifones. Existe, entre los ingenieros, cierta ambigüedad al tratarse del significado del término, la que procuraremos eliminar con las siguientes definiciones.

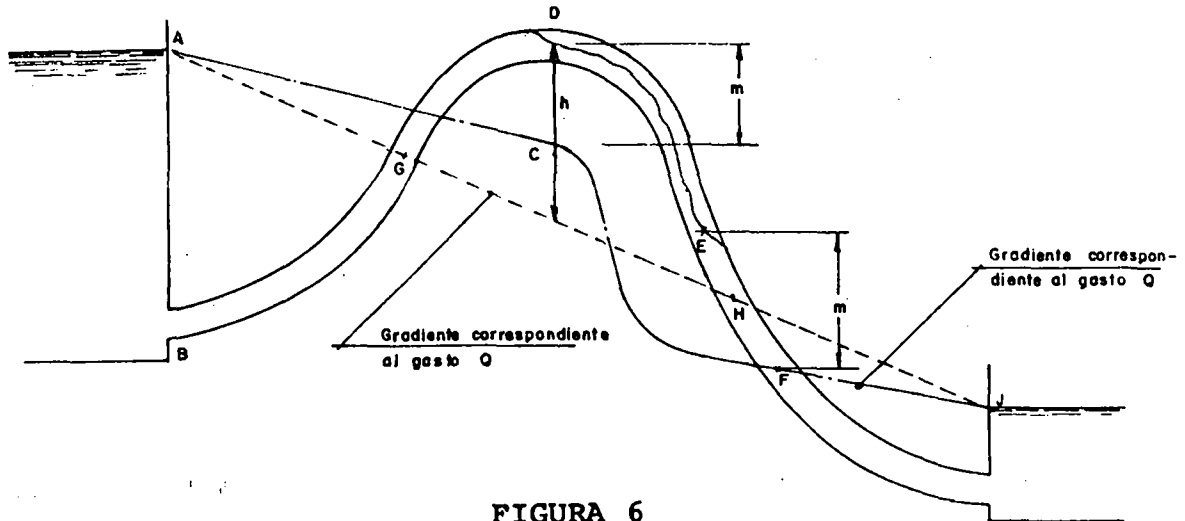


FIGURA 6

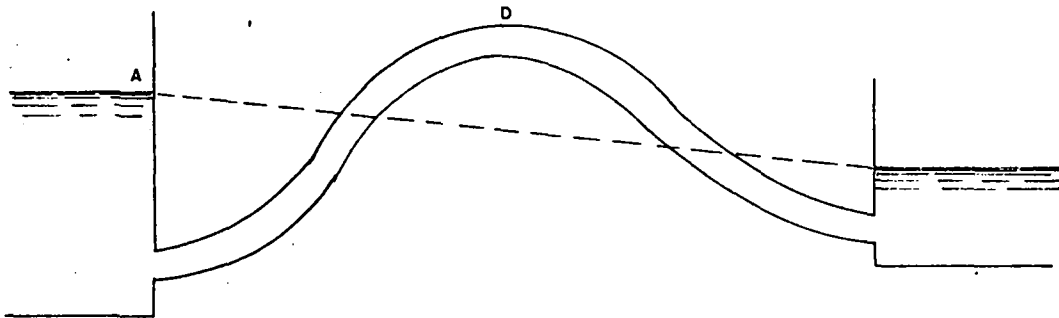


FIGURA 7

Si el gradiente hidráulico toca la tubería en los puntos (G) y (H) llamaremos sifón a este tramo cuando el gradiente hidráulico entre estos dos puntos pasa por debajo de la tubería. Lo llamaremos sifón invertido cuando el gradiente pasa por encima. En el sifón el punto más alejado del gradiente se llama vértice del sifón y es el punto donde se presenta la presión más baja. La figura 6 muestra el caso del sifón, que estudiaremos enseguida.

Sean:

h = carga del agua correspondiente a la presión relativa, en el vértice del sifón (Punto D).

h_a = carga correspondiente a la presión atmosférica absoluta.

h_v = carga correspondiente a la presión absoluta del vapor a la temperatura dada del agua.

m = $h_v - h_a$ = carga correspondiente a la presión relativa del vapor, a la temperatura dada.

Consideraremos dos casos:

1. $|h| > |h_v - h_a|$

2. $|h| < |h_v - h_a|$

Primer caso. $|h| > |h_v - h_a|$

Este caso corresponde a un pésimo diseño en el cual el proyectista ha determinado correctamente el diámetro de la tubería de acuerdo con los niveles AJ pero no ha tenido en cuenta en su estudio los puntos intermedios altos de la conducción.

Suponiendo que el flujo se efectuara siguiendo el gradiente AJ, se produciría en el punto (D) una presión negativa cuyo valor sería igual a (h) . Como $|h| > |m|$ esto significaría que en el punto D existiría una presión menor que la presión del vapor a la temperatura dada del agua, lo cual es imposible, porque en estas condiciones se forma vapor de agua y la presión existente sería la del vapor a la temperatura dada.

El vapor de agua formado se acumula en la zona DE. Esta zona está determinada por el hecho de que antes del punto D, (zona BD) y después del punto E, (zona EJ) la presión del agua es mayor que la presión del vapor y éste por lo tanto no se forma.

En el tramo DE la presión es constante y naturalmente, igual a la presión del vapor por lo que el gradiente hidráulico sigue la curva CF, a una distancia m , verticalmente medida, de la superficie DE del agua. En la zona DE la tubería no funciona completamente llena porque la parte superior está ocupada por el vapor. Como la sección efectiva de la tubería en el tramo DE se ha disminuído, si el gasto inicial

(Q) correspondiente al gradiente AJ permaneciera constante, la velocidad del agua aumentaría en el tramo DE y las pérdidas de carga aumentarían; como se suponen constantes los niveles en (A) y (J), al aumentar las pérdidas, el caudal (Q) disminuye a un valor (q), de modo que el gradiente toma ahora la posición AC correspondiente al caudal (q). En el tramo final, el gradiente toma la posición FJ correspondiente, también, al caudal (q).

En el tramo DE el gradiente, como ya se dijo, será tal que la presión es igual a la del vapor. Como $(q) < (Q)$, el tramo DE irá parcialmente lleno y su funcionamiento es semejante al de un canal abierto. Por haberse supuesto que la tubería es de diámetro y rugosidad constantes la línea AC es paralela a FJ.

La condición estudiada tiene los siguientes inconvenientes:

1. Reducción de la capacidad de Q a (q) por la formación del vapor de agua que llena parcialmente la tubería en el tramo DE.
2. La tubería con presiones negativas en el tramo DE puede fallar por aplastamiento si no tiene suficiente resistencia.
3. La tubería fallará por cavitación debido a la formación del vapor.

Segundo caso. $|h| < |h_v - h_a|$

Aquí la presión en el punto (D) es mayor que la del vapor. Entonces no es posible la formación de vapor de agua y es posible el flujo para el gasto (Q) con el gradiente AJ, como si la tubería estuviera por debajo del gradiente hidráulico. Sin, embargo puede presentarse el siguiente problema: el agua en el punto A está a la presión atmosférica. En cambio, en el punto (D) existe una presión menor. Por lo tanto, el aire disuelto en (A) tiende a liberarse en el punto (D). Si la velocidad es baja el aire no es arrastrado por la corriente y se acumula en el punto (D). Se disminuye entonces la sección efectiva de la tubería en este punto y por las mismas razones explicadas en el caso anterior, el gasto disminuye. El gradiente resultante, es, entonces, semejante al gradiente AC y FJ ya estudiado. El problema de la acumulación de aire puede remediarse colocando una bomba en el punto (D) que expulse el aire acumulado.

Esta condición tiene los siguientes inconvenientes:

1. Reducción de la capacidad por la acumulación de aire en el punto (D) a menos que se instale una bomba de expulsión de aire o a menos que la corriente tenga suficiente velocidad para el arrastre del aire formado.
2. La tubería funciona con presiones negativas y puede aplastarse si no tiene la resistencia adecuada.
3. Si la tubería no está bien colocada de modo que sea hermética entrará aire por las uniones de manera que el gradiente estaría determinado por la línea AD y se disminuirá la capacidad de la tubería.

La solución más adecuada para los casos tratados sería diseñar una tubería en forma tal que el gradiente pasara por encima del punto D o por dicho punto para lo cual sería necesario colocar una tubería de mayor diámetro en el tramo AD y de menor diámetro en el tramo DJ. Una válvula de aire, o una caja en el punto (D), lo que equivale a hacer pasar el gradiente por este punto, no elimina del todo el problema, a menos que se cambien los diámetros en AD y DJ, para que el caudal no disminuya con respecto al requerido.

La figura 7, muestra un sifón en el cual el vértice está por encima del nivel del agua en el punto A. Este caso no se diferencia esencialmente de los estudiados antes y su única diferencia consiste en que para que pueda efectuarse el flujo es necesario instalar en el vértice (D) una bomba que expulse todo el aire existente en la tubería para que ésta pueda cebarse, manteniendo al mismo tiempo sellos de agua en los puntos extremos.

Antes de pasar al estudio de los sifones invertidos se estudiarán las transiciones.

En los casos anteriormente estudiados, si el caudal Q de diseño que entra a la cámara de carga A se mantiene constante todo el tiempo, se puede originar, por la elevación del nivel de agua en A cuando el gasto en la tubería disminuye, un régimen de flujo transitorio en forma de pulsaciones.

Transiciones.

Las transiciones son los tramos de una canalización que permiten cambiar de una sección a otra. Pueden ser bruscas o suaves; las primeras son las más comunes pues rara vez se encuentran condiciones que justifiquen usar las segundas. Estas se necesitan cuando se quieren conservar las pérdidas de energía en sus valores mínimos.

Planteando el Bernoulli entre los puntos 1 y 2 se tiene, tomando el plano que pasa por el punto (2) como plano de referencia:

$$\frac{v_1^2}{2g} + y_1 + c = \frac{v_2^2}{2g} + y_2 + h_t$$

en donde h_t son las pérdidas entre los dos puntos (1) y (2) de la transición.

$$c = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} + y_2 - y_1 + h_t \quad (9)$$

y de aquí:

$$a = c + y_1 - y_2$$

$$a = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} + h_t \quad (10)$$

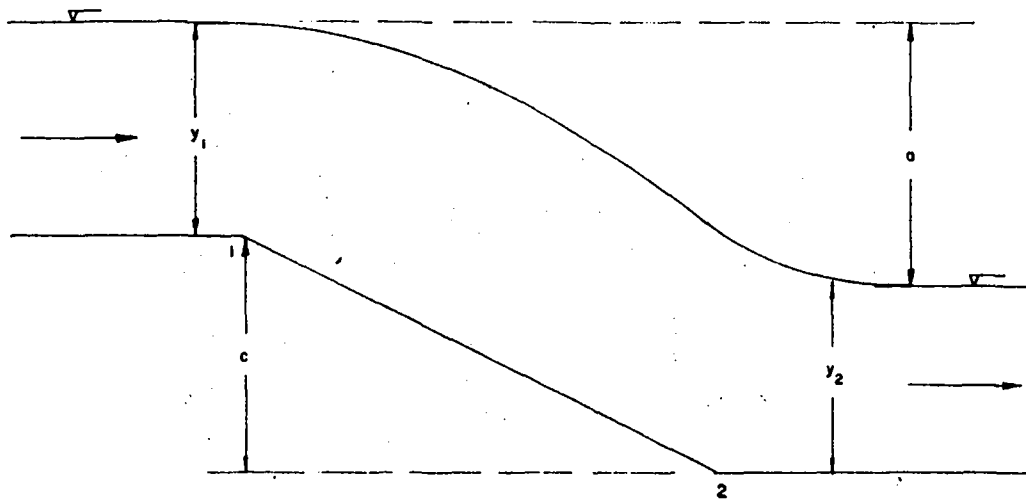


FIGURA 8

Un valor negativo de (c) al aplicar la ecuación (9) indicará que el punto 2 se eleva con respecto al punto (1). Un valor negativo de (a) en la ecuación 10 indicará igualmente elevación del nivel del agua en el punto (2) con respecto al nivel del punto (1). Las pérdidas en la transición debidas únicamente al cambio de velocidad se llaman pérdidas por conversión. Las pérdidas por fricción en el tramo de canal 1-2 correspondiente a la transición se desprecian cuando el tramo 1-2 es muy corto y sólo se tienen en cuenta las pérdidas por conversión. Estas se expresan así:

$$h_t = \left| K \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) \right| = | K \Delta hv | \quad (11)$$

y reemplazando en 10: $a = K \Delta hv + \Delta hv = (1 + K) \Delta hv \quad (12)$

Las pérdidas de energía h_t , para la aplicación de las ecuaciones anteriores, son siempre positivas, es decir, siempre representan una disminución de nivel.

Al término: $\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}$, que representa una elevación del nivel del agua o de la solera cuando su valor es negativo, se le conoce como carga de recuperación.

Los valores de K se encuentran en la figura (9) llamando K_1 y K_2 el coeficiente K según se trate de aumento o disminución de velocidad.

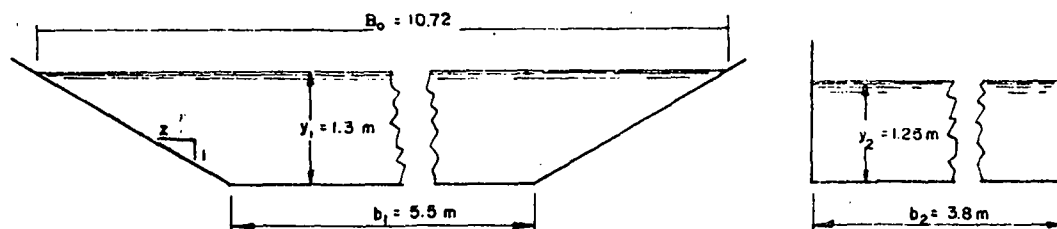


FIGURA 8A

Cuando la magnitud de la obra y la necesidad de mantener pequeñas las pérdidas de carga lo justifican, se diseñan, como ya se dijo, transiciones alabeadas. En estos casos se tienen en cuenta las siguientes características del diseño:

1. La recta que en planta une los puntos exteriores de las superficies del agua en los extremos de la transición debe hacer con el eje de la canalización un ángulo de $12^{\circ} 30'$, máximo. De acuerdo con lo anterior se calcula la longitud de la transición.
2. Se determina el perfil de la superficie del agua despreciando primero las pérdidas por fricción y teniendo en cuenta solamente las pérdidas por conversión.

Se escogen dos parábolas tangentes entre sí en el punto medio de la transición y horizontales en los puntos inicial y final. Estrictamente hablando las parábolas deberían ser tangentes a las superficies del agua en los extremos de la transición.

EJEMPLO:

Se quiere diseñar una transición que conecta, aguas arriba, un canal trapezoidal en tierra, con un canal rectangular, aguas abajo. El canal trapezoidal tiene taludes 2: 1 (horizontal vertical). El caudal transportado es de $9 \text{ m}^3/\text{seg}$. Las dimensiones de ambas canalizaciones se muestran en la figura (10).

Para el caso 5, King da valores diferentes: (Ver ref 15 p. 369) $K_1 = 0.5$ y $K_2 = 1.0$

- a. Calculamos la longitud de la transición:

$$L = \frac{10.70 - 3.80}{2 \operatorname{tg} 12^{\circ}30'} = 15.5 \text{ m} \approx 15 \text{ m}$$

Se escoge $L = 15 \text{ m}$ para dividir la longitud en un número completo de partes. En este caso cada una tendrá una longitud de 1.50 m y serían en total 10 divisiones. En esta forma obtenemos 11 puntos de estudio que incluyen el punto inicial de la transición y el punto final.

- b. Determinamos el perfil de la superficie del agua de acuerdo con las reglas dadas. Como la transición es suave y corresponde a un aumento de velocidad escogemos:

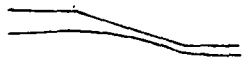



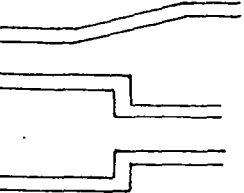
TIPO DE TRANSICION	PLANTAS	AUMENTO EN V K_1	DIS - MINUCION EN V K_2
1.) Alabeado		0.10	0.20
2.) Cuarto de círculo		0.15	0.25
3.) Simplificada		0.20	0.30
4.) En línea recta		0.30	0.50
5.) Cuadrada		0.30	0.50

FIGURA 9

Valores de K_1 y K_2 para diferentes tipos de transiciones.
Ver ref: 13, Ven Te Chow, p. 311.

$$K_1 = 0.10$$

En el punto (0), comienzo de la transición, se tiene

$$v_0 = \frac{Q}{A_0} = \frac{9.0}{1.3 (5.5 + 2.60)} = \frac{9.0}{10.53} = 0.855 \text{ m/s}$$

$$h v_0 = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.86^2}{19.62} = 0.038 \text{ m}$$

En el punto (10), final de transición, tenemos:

$$v_{10} = \frac{Q}{1.25 \times 3.8} = 1.895$$

$$h v_{10} = \frac{1.9^2}{16.62} = 0.184 \text{ m}$$

La diferencia de nivel entre los dos puntos extremos es entonces:

$$a_1 = \Delta h v + K_1 \Delta h v = \Delta h v (1 + K_1) \quad (13)$$

$$a_1 = 1.1 \times (0.183 - 0.037) = 0.161 \text{ m}$$

Se escoge arbitrariamente una parábola como forma para la superficie del agua.

La ecuación de la parábola hasta el centro de la transición (punto 5) es:

$$a = p x^2$$

donde:

a = desnivel entre cada punto y el origen de la transición por la superficie del agua.

x = distancia horizontal entre cada punto y el origen de la parábola, que es también el origen de la transición.

$$p = \frac{a_1}{2x^2} = \frac{0.161}{2 \times 7.5^2} = 0.00143$$

$$a = 0.00143 x^2$$

En el cuadro siguiente se muestran los cálculos efectuados. El significado de las siguientes columnas es como sigue:

Columna (1): Indica el punto correspondiente.

Columna (2): Muestra el valor de la abscisa.

Columna (3): Da el valor del cuadrado de la abscisa.

Columna (4): Da el desnivel de la superficie del agua con respecto al origen.

Columna (5): Muestra el incremento en la carga de velocidad, calculado por la ecuación 12: con respecto a la velocidad inicial.

$$\Delta hv = \frac{a}{1 + K} = \frac{a}{1.1}$$

Columna (6): Indica la carga de velocidad.

Columna (7): Muestra la velocidad.

Columna (8): Indica el área $\frac{Q}{V}$.

Columna (9): Muestra la mitad del ancho de la superficie del agua en cada punto. Se obtiene escogiendo arbitrariamente una planta de la transición o por tanteos hasta que se obtengan resultados satisfactorios. El perfil resultante de la solera debe ser adecuado. En caso contrario se deberá modificar la forma de la planta de la superficie del agua.. La selección de la forma apropiada de la sección se deja al buen juicio del ingeniero.

Columna (10): Muestra la mitad del ancho de la solera y se obtiene de la planta adoptada.

Columna (11): Suma de columnas 9 y 10.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Punto	Absc.	X ²	a	hv	hv	V	A	0.5B	0.5B	0.5b 0.5b	Y	P	R	S	h _f
0	00	000	000	000	.038	.86	10.47	5.35	2.75	8.10	1.29	11.32	.92	.00016	.0000
1	1.5	2.24	.003	.003	.041	.90	10.00	5.18	2.63	7.81	1.28	10.96	.91	.00018	.0003
2	3.0	9.0	.013	.012	.050	.98	9.14	4.72	2.42	7.14	1.28	10.10	0.90	.00022	.0003
3	4.5	20.25	.029	.026	.064	1.12	8.03	4.11	2.21	6.32	1.27	8.99	.89	.00029	.0004
4	6.0	36.00	.052	.047	.085	1.29	6.99	3.43	2.12	5.55	1.26	7.87	.89	.00038	.0005
5	7.5	56.25	.081	.074	.112	1.48	6.10	2.79	2.06	4.85	1.25	7.03	.87	.00051	.004
6	9.0		.110	.100	.138	1.64	5.47	2.35	2.03	4.38	1.25	6.64	.83	.00068	.004
7	10.5		.133	.121	.159	1.76	5.10	2.09	2.00	4.09	1.25	6.50	.79	.00084	.0011
8	12.0		.148	.134	.172	1.84	4.90	1.97	1.97	3.94	1.24	6.43	.76	.00095	.0013
9	13.5		.158	.144	.181	1.89	4.77	1.93	1.93	3.86	1.24	6.33	.75	.0010	.0015
	15.0		.161	.146	.184	1.90	4.74	1.90	1.90	3.80	1.25	6.29	.75	.0010	.0015

$$n = 0.014$$

- Columna (12): Profundidad del agua, calculada con la información anterior.
- Columna (13): Perímetro mojado.
- Columna (14): Radio hidráulico.
- Columna (15): Pendiente de la línea de energía total que determina las pérdidas por fricción. Se ha computado para $n = 0.014$ con la fórmula de Manning:

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

- Columna (16): Incremento de la pérdida por fricción o pérdida al final de cada tramo de 1.5 m. Se encuentra multiplicando 1.5 por el promedio del gradiente de energía en cada tramo. Como se ve, estas pérdidas son muy pequeñas debido a la pequeña longitud de la transición y no se han tenido en cuenta en el presente cálculo.

Como el desnivel final de la superficie del agua depende también del monto de las pérdidas por fricción, si fuera necesario, deberá corregirse el cálculo anterior teniendo en cuenta las velocidades obtenidas en este ejemplo.

Con la información obtenida pueden calcularse las cotas de los diferentes puntos (ver tabla). Téngase bien en cuenta que después del punto 5 la parábola se invierte formando un punto de inflexión.

Normalmente no se justifica tanta precisión como se ha hecho en el ejemplo anterior y las ecuaciones (9) y (10) se aplican simplemente entre los puntos extremos. Si se hubiera hecho esto en el desarrollo de dicho ejemplo la solución sería:

* 1. Desnivel c entre las soleras:

$$\begin{aligned} c &= \Delta h_v + K(\Delta h_v) + y_2 - y_1 \\ &= 1.1 (\Delta h_v) + y_2 - y_1 \\ &= 1.1 \times (0.184 - 0.038) + 1.25 - 1.3 \\ &= 0.111 \text{ m} \end{aligned}$$

* 2.

$$a = 1.1 (0.184 - 0.038) = 0.161 \text{ m}$$

Se pondría entonces una solera plana uniendo los dos extremos de la canalización y las paredes laterales se diseñarían con el tipo de transición (1), alabeada.

Sifones invertidos

Como se mencionó antes, para este caso, el gradiente hidráulico estará siempre por encima de la tubería. Esta deberá diseñarse para resistir las presiones positivas a las cuales estará sometida e hidráulicamente se diseñará teniendo en cuenta todas las pérdidas de energía que hayan de presentarse. Se utiliza el sifón invertido cuando en una conducción por gravedad se requiere pasar una depresión que por cualquier otro medio resultaría más costosa (ver figura 10).

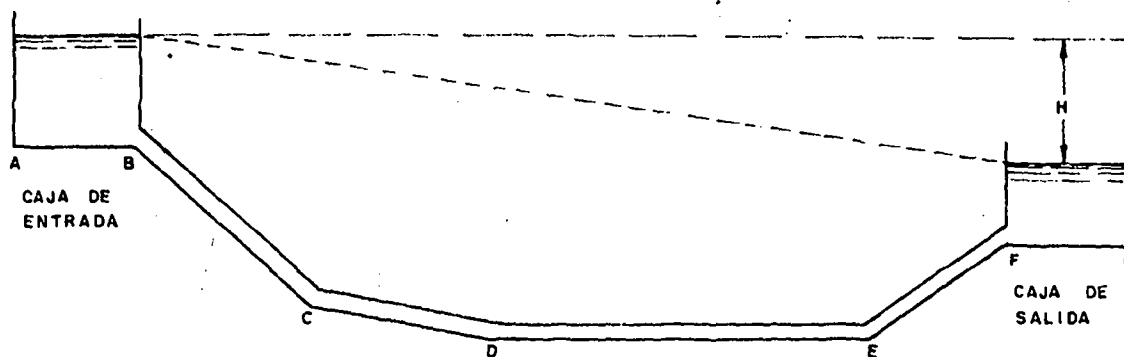


FIGURA 10

Mientras mayor es H (ver figura 10) menor puede ser el diámetro de la tubería el cual puede reducirse siempre que se mantengan velocidades no erosivas dentro del tubo. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que un aumento de H puede tener los siguientes efectos:

1. Se disminuye la caída disponible para el canal aguas abajo del punto G lo cual pudiera resultar en un aumento de su sección.

2. Puede aumentarse la excavación del canal aguas abajo del punto G o su longitud si la topografía no es favorable.
3. Pueden aumentarse las longitudes de túneles si estos son necesarios.

Por lo tanto un equilibrio razonable de los factores anteriores es indispensable para poder escoger el desnivel H más favorable para el diseño.

Si las secciones del canal y del sifón son muy grandes podría justificarse el diseño de transiciones especiales entre ellas. El Bureau of Reclamation recomienda las siguientes características de diseño:

1. Es generalmente deseable mantener la clave de la tubería de entrada del sifón ligeramente por debajo del nivel del agua en la caja de entrada. Esta práctica reducirá el peligro de que se reduzca la capacidad del sifón, por la admisión de aire en la boca de entrada. La profundidad de la clave con respecto al nivel del agua es llamada el sello de agua del sifón. El valor recomendado para el sello de agua oscila entre $1.1 \Delta h_v$ y un valor máximo de 0.45 m o $1.5 \Delta h_v$, escogiéndose el mayor de estos dos. El valor más adecuado depende de la pendiente y tamaño de la rama descendente del sifón. Si ésta es de gran diámetro y de mucha pendiente debe usarse el valor máximo de sello. A menudo ocurre que el sello de agua es mayor que el requerido en el cálculo de la transición; en estos casos el fondo de la transición en su parte final deberá modificarse correspondientemente, para que pueda existir la profundidad del sello seleccionado.
2. En algunos casos, cuando el gasto de agua es variable, puede ocurrir que para caudales menores que el de diseño el primer tramo del sifón no esté completamente lleno. En estos casos puede formarse un salto hidráulico en la zona vecina al punto donde la tubería está completamente llena. En ocasiones, sobre todo si la tubería es de gran tamaño el salto puede producir fuertes vibraciones que alteran la buena operación del sifón. (Como lo ha sugerido Bakhmeteff puede diseñarse, si la topografía lo permite, un tramo neutralizador cuya pendiente sea la crítica para el caudal más frecuente).
3. Después de que la profundidad del sello ha sido fijada, se determina el desnivel del agua en la caja de entrada, siguiendo los principios ya estudiados al tratar las transiciones.

En este primer cálculo se desprecian las pérdidas por fricción. Se supone entonces un perfil suave del flujo, tangente a la superficie del agua en el canal al comenzar la transición. Este perfil pasará por el punto, en la boca de entrada, determinado por la caída (a), computada antes. Como no existe información adecuada para determinar la mejor forma de este perfil, puede suponerse una parábola. (El perfil calculado se corregirá para las pérdidas por fricción si éstas son elevadas).

4. En el diseño de la estructura de salida la pendiente del fondo de la transición no necesita ser tangente a la solera del sifón, como en el caso de la entrada, a menos que la velocidad del sifón sea alta y fuerte la pendiente de la transición. Puede suponerse que el mejor perfil de la superficie del agua es una parábola, a falta de información más adecuada.

EJEMPLO

Se trata de cruzar una depresión por medio de un sifón invertido con una tubería de concreto reforzado de 27", cuya longitud es de 50 m. El sifón invertido tiene dos codos de 45° cada uno y une dos puntos de un canal cuyo gasto es de $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$.

La velocidad en el canal es de 1.4 m/s y la profundidad del agua en él es de 1.3 m. Se pregunta la diferencia de nivel H entre los puntos inicial y final de esta estructura.

Se supone que los canales tienen suficiente caída disponible y que por lo tanto no interesa mantener pequeñas las pérdidas de carga en el sifón invertido. Las transiciones entre el canal y el sifón serán transiciones bruscas y las pérdidas de carga por cambios de velocidad pueden ser:

$$h = 0.6 \Delta h_v$$

para aumentos de velocidad y

$$h = 1.0 \Delta h_v$$

para disminución de velocidad. (Ver Manual de King, 1a. edición en español, pág. 369-371).

SOLUCION

Planteamos el teorema de Bernoulli entre los puntos (1) y (6) tomando el fondo del canal en el punto (6) como plano de referencia.

Se escogen dos partículas de la corriente en la superficie del agua y se les supone una velocidad igual al promedio en sus secciones respectivas. Se supone igual a 1 el coeficiente de Coriolis.

$$hv_1 + H + y_6 = hv_6 + y_6' + \Sigma h$$

$$\Sigma h = \text{p\u00e9rdidas de carga entre (1) y (6)}$$

$$H = hv_6 - hv_1 + \Sigma h$$

Si las velocidades en los puntos (1) y (6) son iguales como en el caso presente, se tiene:

$$H = \Sigma h$$

La velocidad en el tubo de 27" y la carga correspondiente son:

$$v_2 = \frac{Q}{A} = \frac{1.1}{0.37} = 3 \text{ m/s}; \quad hv_2 = \frac{v_2^2}{2g} \doteq 0.5 \text{ m}$$

En el canal:

$$v_1 = 1.4 \text{ m/s}; \quad hv_1 = 0.1 \text{ m}$$

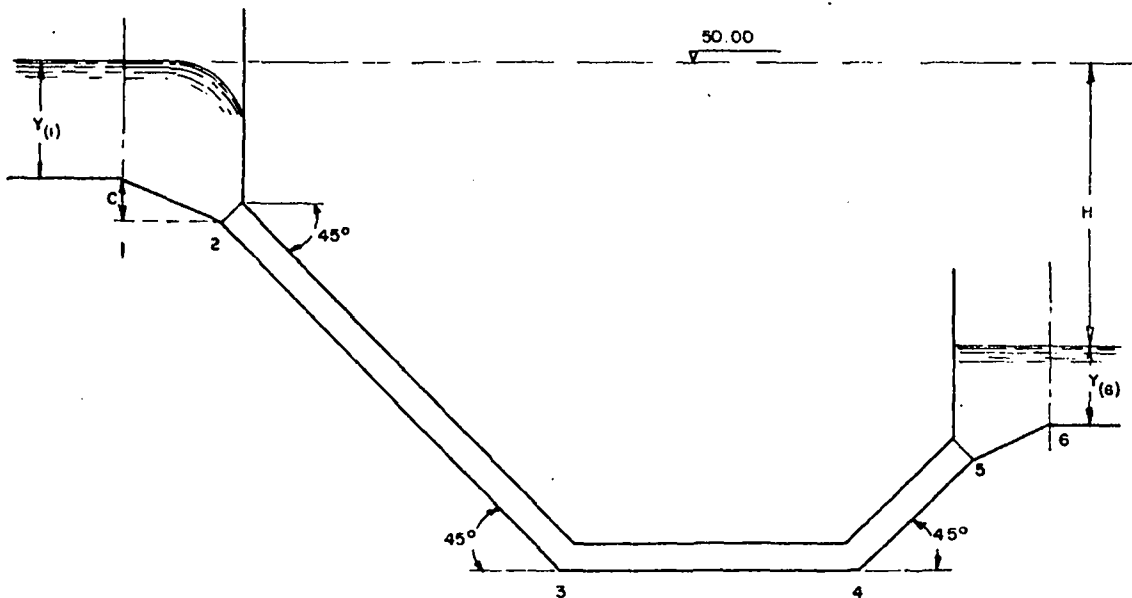


FIGURA 11

PERDIDAS

h1. Por transición en el tramo 1-2: $0.6 h_v = 0.6 (0.5 - 0.1) = 0.2$

h2. Por entrada en el punto 2: $0.5 h_{v_2} = 0.5 \times 0.5 = 0.3$
(entrada no abocinada)

h3. Por fricción en los 50 m de tubería de 27": Para tubería de concreto y $Q = 1.1 \text{ m}^3/\text{s}$ según el ábaco de Moody. $h_3 = 0.007 \times 50 = 0.4$

h4. Por pérdidas en los dos codos; hemos escogido para este ejemplo una de las fórmulas obtenidas en los experimentos de Munich:

$$h = 0.4 \left(\frac{\alpha}{90} \right)^2 h_v, \text{ donde}$$

$$\alpha = \text{deflexión del codo; } h = 2 \times 0.4 \times \left(\frac{45}{90} \right)^2 \times 0.5 = 0.1$$

h5. Pérdidas en la caja de salida en el tramo 5-6:

$$h = 1.00 \Delta h_v = 1.0 \times (0.5 - 0.1) = 0.4$$

$$\text{Pérdidas totales } \Sigma h = H = 1.4 \text{ m}$$

Es importante, además, determinar las cotas de los diferentes puntos. En el punto (1) el nivel del agua está en la cota 50.00; llamamos (c) a la caída de nivel entre las diferentes soleras.

Aplicando la ecuación 9.

$$c = h_{v_2} - h_{v_1} + b + d - y_1 + h(1-2), \text{ aproximadamente}$$

y por la ecuación (10):

$$a = h_{v_2} - h_{v_1} + h(1-2)$$

$$a = 0.5 - 0.1 + 0.2 = 0.6 \text{ m}$$

Teóricamente podríamos colocar el punto B (la clave del tubo) a una distancia (a+b) en donde (B) sería igual a las pérdidas por entrada en la boca del tubo.

Como ésta no es abocinada, (b) sería igual a $0.5 hv_2 = 0.25 \pm 0.3$ m; y $(a+b) = 0.6 + 0.3 = 0.90$ m.

Sin embargo (b) tiene las restricciones anotadas antes. Por ser el tramo inicial del sifón de mucha pendiente pero de pequeño diámetro escogemos (b) como el mayor entre los dos valores siguientes:

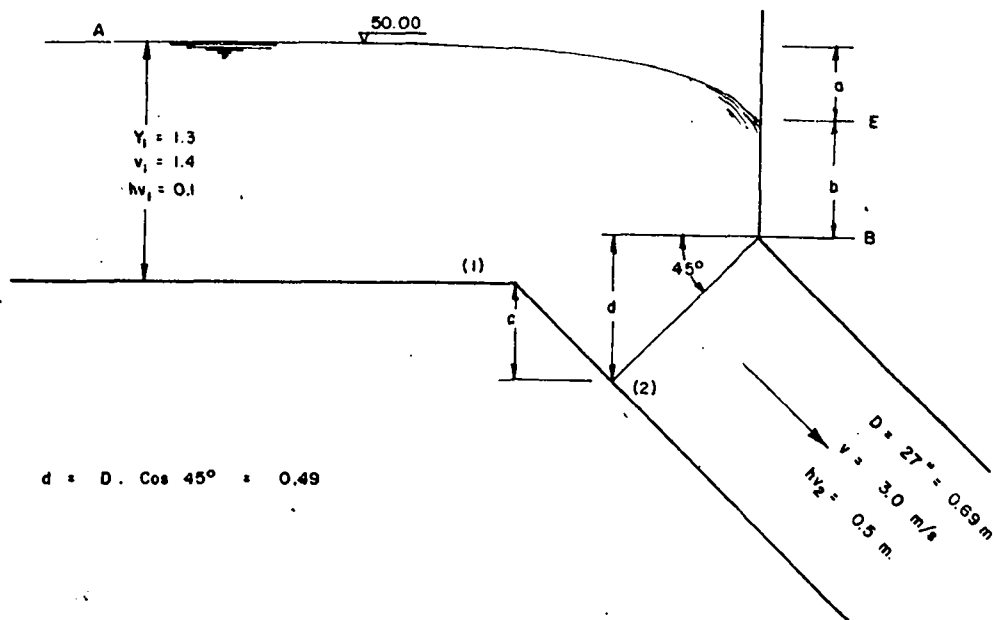
$$b = 0.45$$

$$b = 1.5 \Delta hv = 1.5 \times 0.4 = 0.6$$

Por lo tanto $a + b = 0.6 + 0.6 = 1.2$ m

Cota del punto E = cota de A-a = $50.00 - 0.60 = 49.40$ m

Cota del punto (2) = cota de E - (b+d) = $49.40 - 1.09 = 48.31$ m



Cotas en la caja de entrada
FIGURA 12

Por la ecuación 10:

$$f = hv_6 - hv_5 + h(5-6)$$

Por la ecuación 11 y suponiendo $K_2 = 1$

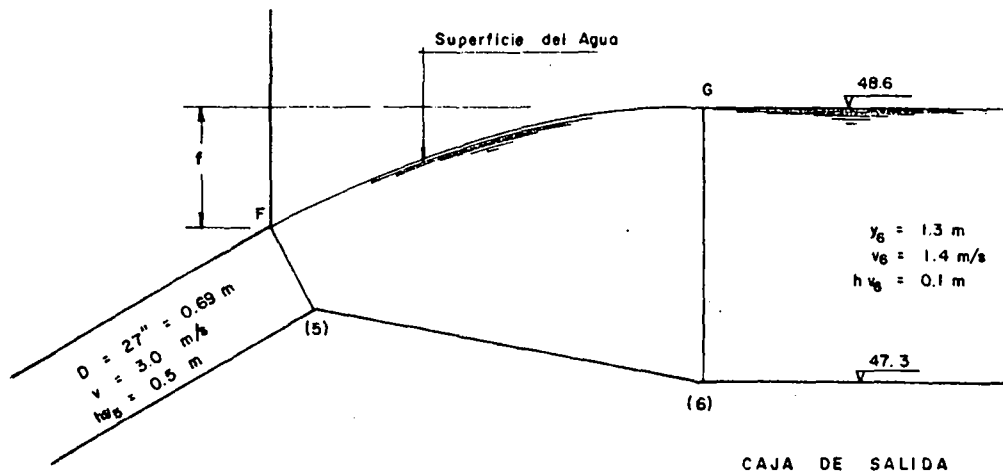
se tiene:

$$f = h_{v_6} - h_{v_5} + 1 \times (h_{v_5} - h_{v_6})$$

$$f = 0.1 - 0.5 + 0.5 - 0.1$$

$$= -0.4 + 0.4 = 0$$

(aumento de nivel) (disminución de nivel)



Cotas en la caja de salida

FIGURA 13

Es decir que la elevación en el nivel del agua ha sido contrarrestada por el valor de las pérdidas en la transición.

La cota del punto F estará más baja que la del punto E en el valor de las pérdidas entre estos dos puntos:

$$\begin{aligned} \text{Cota del punto F} &= \text{cota E} - h_2 - h_3 - h_4 = 49.40 - 0.3 - \\ &0.4 - 0.1 = 48.60 \end{aligned}$$

Como vimos que el punto F y el punto G están a la misma altura por la razón anotada anteriormente la cota de F se hubiera podido conocer obteniendo la del punto G restando a la cota de A las pérdidas totales entre estos dos puntos:

Cota de G = cota de A-H = 50.00 - 1.40 = 48.60 = cota de F
como antes.

En este caso particular, por ser la tubería de menor diámetro que la profundidad del canal el punto 5 queda más elevado que el punto 6 resultando un quiebre brusco. Si se quiere evitar, el sifón podría terminar un poco más abajo y manteniendo la cota del punto G fija la caja de salida podría quedar así:

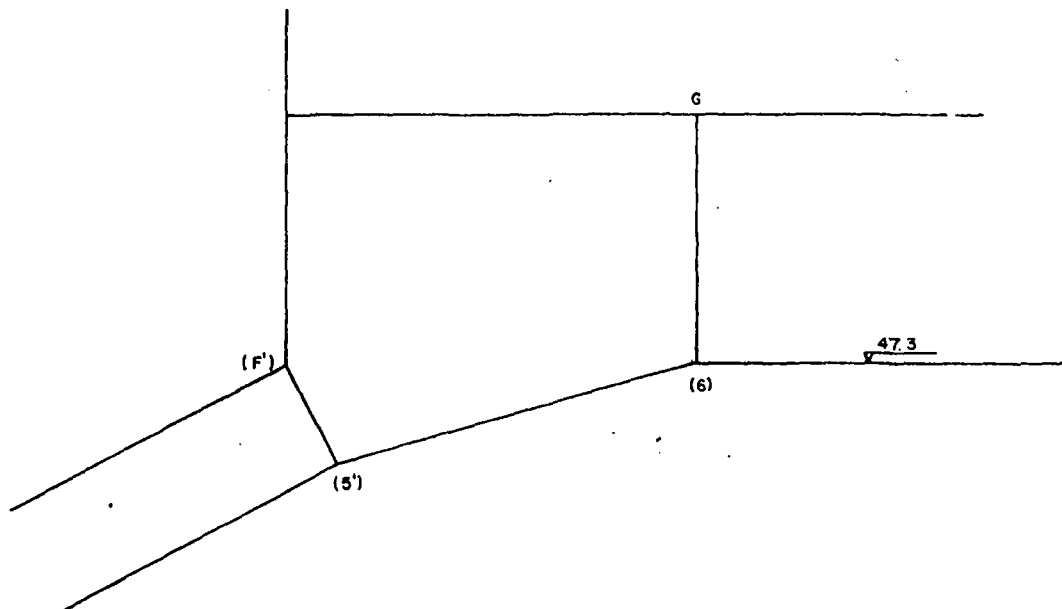


FIGURA 14

Entonces, sobre el punto F habría una pequeña presión que no tendría ningún efecto perjudicial sobre el gasto.

Indicaciones generales sobre el diseño de conducciones de agua de abastecimiento.

Como lo indica el subtítulo las indicaciones que se dan en los párrafos siguientes son de carácter general y pueden variarse de acuerdo con el buen juicio del proyectista y con las especificaciones particulares exigidas por las diferentes entidades oficiales o privadas.

Si se trata de transportar el agua desde la fuente de abastecimiento hasta la planta de potabilización o el tanque de distribución, se debe hacer el estudio correspondiente que comprenderá los siguientes pasos:

1. Inspección al terreno.

En esta inspección se determinarán, por medio de un nivel de mano y de una cinta de tela, la diferencia de nivel y la longitud aproximada entre la fuente de abastecimiento, en el sitio escogido para captación, y el sitio de llegada. También se determinará si la conducción debe ser libre, forzada o mixta.

2. Trazado de la línea.

Con la distancia aproximada L y la diferencia, se encuentra la pendiente media que debe tener. Con esta pendiente se procede al trazado de una poligonal y al levantamiento topográfico de una zona a lado y lado de aquella, lo suficientemente ancha para facilitar el trazado definitivo sobre el plano, y encontrar así el trazado más económico.

De esta manera se procede cuando se ha elegido la conducción libre. Cuando la conducción ha de ser forzada, la ruta se escoge fácilmente haciendo un

recorrido de la zona; lo mismo que cuando la conducción va a ser mixta; enseguida se traza la poligonal por la ruta escogida y se levanta la topografía de la zona, como en el caso anterior.

3. Dibujo

Una vez hecho el trazado se procede a dibujar la planta y el perfil en escalas convenientes. Enseguida se debe definir el material que se va a emplear, teniendo en cuenta las presiones a que va a estar sometida la tubería, la calidad del agua, el costo, etc.

4. Diseño

Definido el material se procede a hacer el diseño, teniendo en cuenta la calidad y cantidad de agua que se va a transportar, las condiciones topográficas y el costo inicial y de mantenimiento. Además deben seguirse las normas y especificaciones al respecto, del Ministerio de Higiene.

Será conveniente comparar, en algunos casos, si es más económico una línea más corta con mayor movimiento de tierra o una línea más larga con menos movimiento de tierra.

5. Deben hacerse estudios geológicos y de suelos para asegurar su estabilidad.

Criterios Generales.

La presencia de varios codos en un conducto, produce cierta pérdida de carga que, por lo general, es muy pequeña y puede despreciarse. Indudablemente los codos y demás accesorios no deben multiplicarse sin necesidad pero cuando se justifiquen por la disposición del trazado, no se debe hacer esfuerzo por suprimirlos.

Un conducto forzado no debe pasar por lo general, por encima de la línea de los niveles piezométricos. Si sobre el perfil de la conducción resulta que la línea recta que une sus extremidades corta el terreno es probable que la sección del conducto tendrá que ser variable, como se vió al tratar sobre los sifones.

Cámara de quiebre de presión.

Si la conducción pasa demasiado por debajo de la línea piezométrica AB trazada para una tubería de diámetro uniforme, quedando así sometida a presiones demasiado grandes, es ventajoso instalar una cámara de quiebre de presión, en un punto intermedio C. En este caso la nueva línea piezométrica será ACB y los diámetros deben corresponder a esta línea.

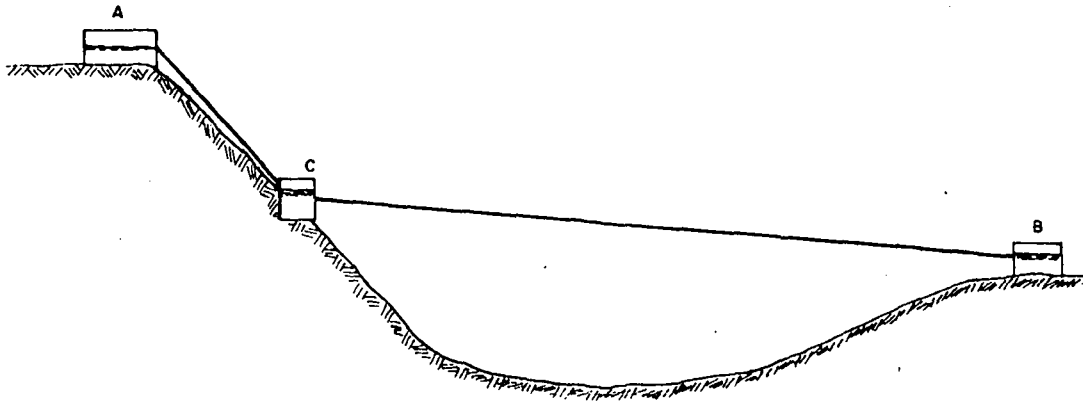
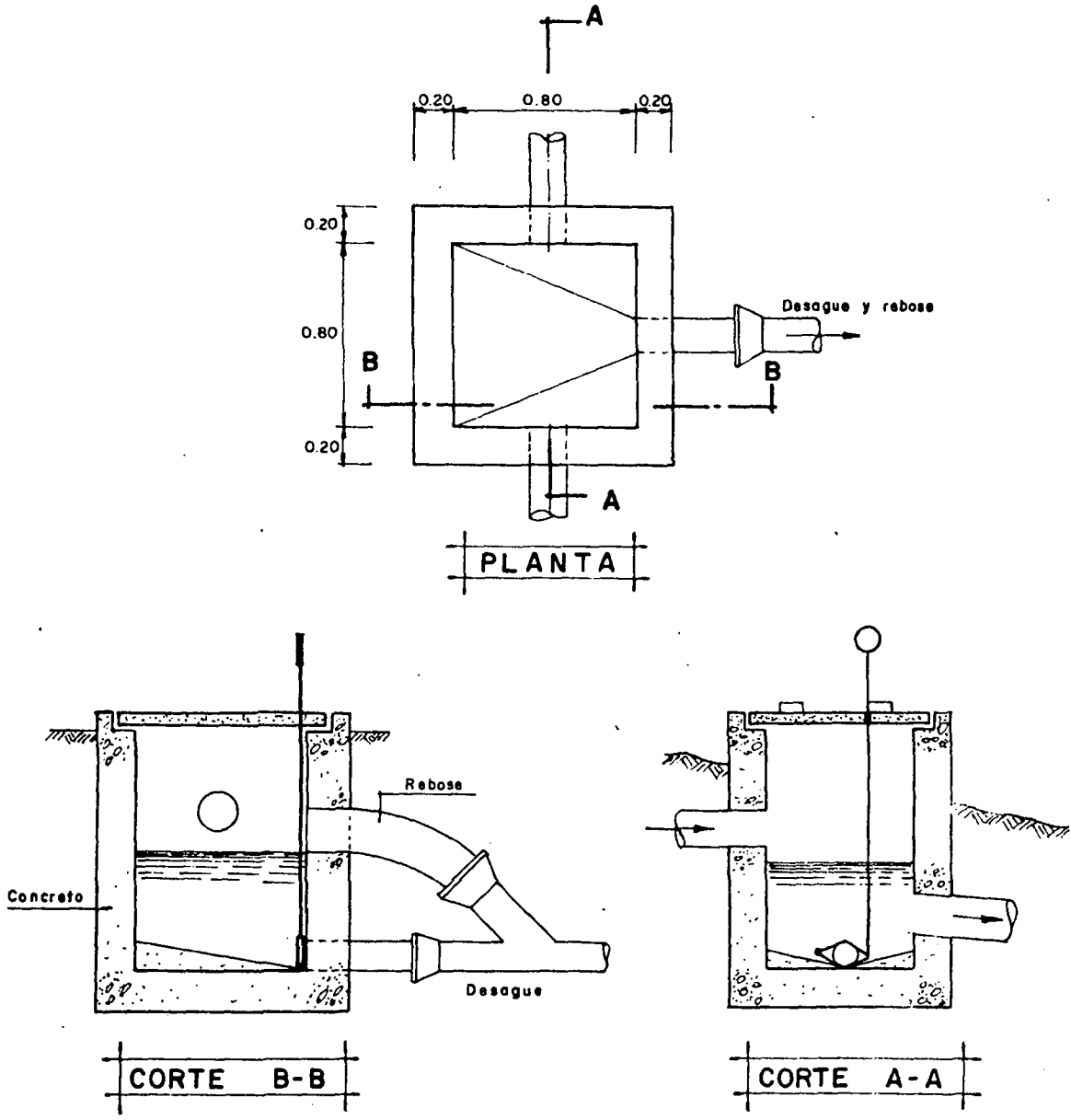


FIGURA 15

La presión del agua en la conducción se mide por su distancia vertical a la línea piezométrica. Cuando el agua en la tubería está en reposo, la línea piezométrica será horizontal y las presiones serán iguales en todos los puntos que tengan el mismo nivel; cuando está en movimiento, las presiones disminuyen. Cuando la conducción se diseña para el caso de que la extremidad inferior se cierra de vez en cuando, la presión de cálculo será la estática aumentada en el golpe de ariete; pero si siempre hay salida libre, será la normal de operación.

Canales abiertos.

Las secciones usadas son la semicircular y la trapezoidal. La semicircular generalmente se construye con secciones de metal. Los canales pueden ser revestidos o no. Las secciones trapezoidales se revisten generalmente de concreto simple el que necesita un espesor de 5 cm cuando los taludes son de 1.0 vertical por 1.5 horizontal o menos pronunciados. Para mayores el revestimiento será de 10 a 15 cm de espesor con refuerzo en los lugares en que haya habido relleno. En estos casos no es necesario colocar refuerzo de temperatura porque los canales se construyen con juntas de dilatación.



ESQUEMA

Cámara de quiebre de presión

FIGURA 16

y contracción. Las velocidades permitidas en canales sin revestimiento son:

En terrenos de poca consistencia	0.45 a 0.60 m/s
En terrenos firmes	0.75 a 0.90 m/s
En formaciones arcillosas	0.90 a 1.50 m/s
En terrenos rocosos	1.50 m/s

Velocidades entre 0.60 y 0.90 m/s son suficientes para evitar los depósitos de sedimentos y el crecimiento de maleza.

Para el cálculo se puede emplear la fórmula de Manning o la de Kutter. El valor de n se toma de 0.020 a 0.25 para canales sin revestir. Si hay probabilidad de desarrollo de vegetación, debe dejarse un amplio margen de seguridad.

Conductos libres cerrados.

Las secciones circulares pueden llevar o no refuerzo.

Los conductos de mampostería no deben emplearse cuando la sección es menor de un metro cuadrado, a menos que las condiciones sean muy favorables, pues su costo resulta más alto que el de los tubos.

Para prevenir la formación de depósitos, la velocidad ha de ser en promedio de 0.75 a 0.90 m/s. Las conducciones libres requieren la construcción de cajas de inspección, compuertas, rebosaderos, desagues, viaductos, túneles, etc. Algunas de las cajas llevarán una tubería de desagüe que se abre o cierra con una compuerta por lo general del tipo de tijera o guillotina.

Las tuberías de gres y de concreto se usan con frecuencia en conducciones libres, en tamaños de $\varnothing 6"$ a $\varnothing 36"$ de diámetro. La instalación debe ser hecha con mucho cuidado pues las alteraciones causadas por las raíces de las plantas, deslizamientos, obstrucciones, crecimiento de vegetación, etc., modifican sustancialmente las características hidráulicas resultando como consecuencia la disminución del gasto para el que fue calculada.

Conducciones forzadas.

En estas conducciones la tubería debe resistir esfuerzos internos y externos y al seleccionar la clase y tipo de tubo que se va a instalar habrá que hacer un estudio comparativo

según las características de cada uno. Puede decirse que la tubería de fundición es la más recomendable para conducciones de diámetro pequeño; para las de sección grande la elección habrá que hacerla entre fundición, acero o concreto reforzado; el asbesto cemento, en donde el transporte sea difícil, podría descartarse por su fragilidad. Las tuberías de hierro dúctil y de PVC son actualmente empleadas con frecuencia.

Para aguas blandas y agresivas, las tuberías revestidas de cemento o las de concreto reforzado serán las más indicadas. Para presiones altas, las mejores son las de acero. La capacidad transportadora de las de hierro fundido y las de acero soldadas, es casi la misma cuando son atacadas por la corrosión. Los tubos de madera sólo sirven para bajas presiones; su costo inicial es pequeño pero duran poco.

Por lo general, la línea de conducción sigue los accidentes del terreno y sin embargo algunas modificaciones de la ruta a juicio del ingeniero pueden resultar en diseños adecuados a pesar de algún alargamiento de la longitud.

Normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal, sobre conducción de aguas.

Las conducciones de aguas serán siempre canalizaciones cerradas y en lo posible forzadas. Se calcularán para el consumo máximo diario (variable entre 1.2 y 2.0 veces el consumo medio diario).

1. Conducciones libres.

En estas se tendrán en cuenta los siguientes datos básicos para el cálculo hidráulico:

- a. Diámetro mínimo aceptable, 6 pulgadas.
- b. Velocidad mínima 0.60 mps.
- c. La velocidad máxima permisible será de 5.00 o 4.00 metros por segundo, según se construya la conducción en tubería de gres o de cemento, respectivamente. Si está construida en tubería de cemento, fabricada a mano o con ladrillo cocido no vitrificado, pero de buena calidad, la máxima velocidad será de 2.50 mts. por segundo.

d. Escapes

A fin de estimar las posibles pérdidas por escapes en la conducción libre, pueden adoptarse los siguientes valores

en litros por kilómetro - día, como permisibles:

6 "	9.410
8 "	11.762
10 "	14.820
12 "	17.643
15 "	22.348
18 " a 36 "	35.286

e. Cajas de inspección.

En alineamientos rectos deberán colocarse cajas de inspección por lo menos una cada 100 metros. También se localizarán estas obras en todo cambio de pendiente y dirección, excepto, en este último caso, cuando la deflexión en el alineamiento sea menor de 45° pues entonces se proyectará el alineamiento en curva circular de radio no inferior a 15 metros, instalando cajas en el PC y PT, y cada 50 metros, aproximadamente; una de las cajas de inspección se proveerá de una compuerta de desagüe y de la tubería correspondiente, para facilitar la limpieza periódica de la conducción en forma que descargue en sitios de drenaje natural que permitan la fácil evacuación sin causar perjuicios a predios aledaños. En los puntos extremos de los viaductos y túneles también se colocarán las cajas. La caja de inspección será preferentemente de sección cuadrada, provista de tapa con manija de hierro, de manera que el brocal sobresalga de la superficie del terreno y que la tapa evite el acceso de las aguas hacia el interior. El fondo de las cajas de inspección que no tengan desagüe de limpieza deberá conservar la forma de la canalización; cuando esté provista de sistema de desagüe, el fondo tendrá pendiente hacia él. La cota de batea del desagüe debe estar por lo menos 30 centímetros más baja que la de la boca de salida.

f. Profundidad de la canalización.

Se recomienda un recubrimiento de la canalización de 80 centímetros o más en el caso de que los terrenos se utilicen para el cultivo. Es aconsejable al hacer el proyecto prever la construcción de la banca sobre el eje de la conducción.

g. Obras de arte.

Los viaductos, túneles, cruces en las carreteras, ferrocarriles, caminos reales y de herradura, pasos en las quebradas, etc., se diseñarán teniendo en cuenta la protección de las aguas contra contaminación, la estabilidad de las obras, etc.

2. Conducción forzada

a. Cálculos hidráulicos.

Se recomiendan los siguientes límites aproximados en los cálculos hidráulicos; velocidad mínima, 0.60 metros; velocidad máxima 4.00 metros; diámetro mínimo 2", salvo casos excepcionales de acueductos rurales en que se acepta 1 1/2".

b. Sifones invertidos.

La cámara de entrada al sifón se diseñará en forma de caja desarenadora, con su tabique de amortiguamiento, provista de su correspondiente desague y vertedero de exceso de las aguas. La cámara de salida puede ser similar a la anterior, pero sin el dispositivo desarenador y de rebose. Por regla general el punto más bajo del sifón podrá proyectarse en forma que cruce la depresión en viaducto o puente; en casos especiales, cuando esta obra de arte resulte impracticable y previo estudio de las condiciones sanitarias del cauce que se va a cruzar, se podrá proyectar el paso bajo el lecho del curso de agua.

c. Colocación y anclaje de la tubería.

Las tuberías generalmente deben proyectarse enterradas. Cuando se coloquen en la superficie, se apoyarán sobre cierto número de soportes en forma que en ellos se produzca el mínimo de rozamiento. Si la pendiente es superior al ángulo de rozamiento que corresponde en los soportes hay que anclar la tubería en puntos adecuados. Entre cada dos de estos puntos fijos se intercalará una pieza de dilatación. Cuando vaya superficialmente y este más o menos horizontal, también hay que anclar la tubería cada 100 o 150 metros; en los cambios de dirección del eje del tubo se instalarán así mismo anclajes teniendo en cuenta para su diseño los esfuerzos a que estén sometidos.

d. Dispositivos especiales.

Se proveerá la instalación de ventosas en todos los picos o puntos altos y de válvulas de purga en los sitios bajos para la limpieza de la tubería.

e. Planos

Se harán planos en escala 1:1000, en que se muestre

la poligonal del levantamiento para la conducción con la topografía de la zona, línea de proyecto de la canalización, indicando las características hidráulicas para cada tramo, localización de las cajas de inspección en el caso de conducciones por gravedad y accesorios tales como válvulas, ventosas, etc., en las conducciones forzadas y localización de obras de arte en general. En los planos de conducciones forzadas se incluirá: un cuadro de despiece de accesorios similar al exigido para la red de distribución, perfil de conjunto para la conducción a escalas apropiadas para incluirla dentro de una sola plancha, en el que deberá indicarse la localización de cada una de las obras, así como las líneas piezométricas en el caso de las conducciones forzadas; perfiles a escalas horizontal, 1:1000 y vertical, 1:100, correspondiente al proyecto de conducción, en que se indiquen cotas negras, cotas rojas, pendientes, diámetros, distancias parciales y acumuladas, líneas piezométricas en el caso de conducciones forzadas, localización de cajas de inspección con su correspondiente numeración, accesorios y obras de arte; plantas y cortes de la caja de inspección, viaductos, anclajes, desagües, pilastras, cruces inferiores de los cursos de agua, sifones, etc., en escala 1:20.

Esfuerzos de trabajo y factores de seguridad.

Cuando se trate del cálculo de una tubería forzada (en conducciones, plantas de bombeo, plantas eléctricas, etc.) la presión de servicio normal incluye la presión de los golpes de ariete que puedan ocurrir durante la operación. Esta presión normal de servicio llamada también, presión de trabajo debe ser menor que la correspondiente al límite elástico del material de la tubería y menor, con mayor razón que la presión de ruptura.

Creager (ver Ref. 12 pág. 641 y sig.) nos dice que el límite elástico debe tomarse como el 50% de la resistencia última y que el esfuerzo de trabajo es el 50% del límite elástico. Se tiene en este caso un factor de seguridad de 4 con respecto a la resistencia última y de 2 con respecto al límite elástico.

Cuando se habla del factor de seguridad éste no incluye las previsiones para la eficiencia de la soldadura, en tuberías de acero, que deben tenerse en cuenta adicionalmente.

En la página 639 y siguientes de la referencia citada, Creager nos dice que la presión máxima para la cual los

tubos deben ser diseñados, consiste en la máxima presión estática, más la máxima presión del golpe de ariete, más la máxima fluctuación en la cámara de equilibrio; y da la siguiente fórmula para encontrar el espesor del tubo, en tuberías de acero:

$$t = \frac{2.6 h D}{SE} \quad (13)$$

En donde:

- h = la presión en el eje del conducto debida a todas las cargas estimadas, psi.
- D = diámetro del conducto en pies.
- S = el esfuerzo permisible en psi.
- E = eficiencia de la soldadura longitudinal expresada en forma de fracción.
- t = espesor en pulgadas.

A menudo se utiliza la resistencia última como base para escoger el factor de seguridad. Estos factores varían un poco con la calidad del material. Para el diseño de la tubería de presión del bombeo de la quebrada La Mosca en el Departamento de Antioquia se usó el siguiente criterio:

Bases generales para el diseño:

- a. El espesor mínimo de la tubería será de 6 mm y el acero de la misma deberá ser de una resistencia última mínima a la tensión de 45000 psi. (31.7 k/mm²).
- b. El esfuerzo básico de trabajo será determinado en relación al esfuerzo último de resistencia a la tensión y al esfuerzo mínimo en el límite de elasticidad, tomándose un factor mínimo de seguridad de 3.6 respecto al esfuerzo último o de 2.5 respecto al esfuerzo en el límite de elasticidad, rigiendo el menor de los dos valores determinados con los factores de seguridad dichos.
- c. El esfuerzo de trabajo tendrá en cuenta las siguientes eficiencias de las soldaduras, cuando no se efectúe tratamiento término para alivio de tensiones:
 - 100 % para espesores hasta de 8 mm inclusive.
 - 90 % para espesores entre 8 y 16 mm inclusive.
 - 80 % para espesores de 16 mm en adelante.

Si se efectúa el tratamiento térmico se podrán utilizar las siguientes eficiencias:

- 100 % para espesores hasta de 8 mm inclusive.
- 95 % para espesores entre 8 y 16 mm inclusive.
- 85 % para espesores de 16 mm en adelante.

El tratamiento térmico se hará según las normas contenidas en el parágrafo UCS 56 del código ASME "Boiler and Pressure Vessel Code, Section VIII".

- d. La longitud normal de tubos será de aproximadamente 6.00 metros. En cada tramo entre apoyos podrá haber sólo un tubo de longitud menor que la especificada. El espaciado entre apoyos será indicado por el fabricante de la tubería.
- e. Se considerará una variación máxima de temperatura de $\pm 15^{\circ}\text{C}$. (Una variación total de 30°C).
- f. A los espesores calculados con las bases anteriores se agregará 1 mm. para compensar la corrosión.
- g. Cada tubo tendrá solo una costura longitudinal y ninguna transversal.
- h. Se tomará como presión de trabajo de la tubería la altura estática más el efecto de golpe de ariete.

Para encontrar el máximo esfuerzo que actúa sobre el material del tubo deben conocerse los esfuerzos longitudinal y transversal. El tubo debe considerarse que actúa como viga cuando va apoyado sobre anclajes y silletas al aire y en este caso los esfuerzos de flexión son importantes. Conocidos los esfuerzos, para encontrar el esfuerzo máximo se acostumbra aplicar la fórmula siguiente, que se aplica cuando el material trabaja más allá del límite elástico: (Ver Ref. 20 pag.86).

$$S_t^2 = S_a^2 + S_a S_f + S_f^2 \quad (14)$$

En donde:

S_t = esfuerzo máximo sobre el material.

S_a = esfuerzo anular o circunferencial.

S_f = esfuerzo longitudinal. (por ejemplo, el de flexión).

Investigaciones más modernas demuestran que el término SaF de la ecuación (14) debe dividirse por $K(K+1)$ en donde el valor promedio de $K = 1.05$ y por lo tanto no se comete gran error cuando el divisor mencionado se toma igual a 1.0.

Aun cuando al aplicar la ecuación (14) se trabaja con una fórmula que es válida sólo más allá del límite elástico, el valor obtenido nos muestra qué tan lejos estamos de este límite y por lo tanto nos da un valor aceptable si el resultado cae dentro de los factores de seguridad admitidos.

También se acostumbra comprobar la estabilidad de las estructuras para condiciones de emergencia. En este caso se disminuyen los factores de seguridad. John Parmakian (Ver Ref. 16) dice que se puede aceptar un factor de seguridad de 2 con respecto a la resistencia última para estos casos. Sobre factores de seguridad debe consultarse también, la referencia 17 pag. 12 y la 18.

Eficiencia de la soldadura.

Las especificaciones italianas, ver Ref. 18 pag. 939) exigen lo siguiente: "Los tubos, después de ejecutada la soldadura (en la fábrica) deben someterse a tratamiento térmico para alivio de tensiones. En el caso de que no sea posible aplicar el tratamiento térmico para las soldaduras longitudinales o para las transversales sujetas a esfuerzos especiales, se introducirá en el cálculo una eficiencia para la soldadura así:

- 100 % para tubos hasta de 8 mm de espesor (exclus.)
- 90 % para tubos de 8 a 16 mm (exclus.)
- 80 % para tubos de 16 a 24 mm.

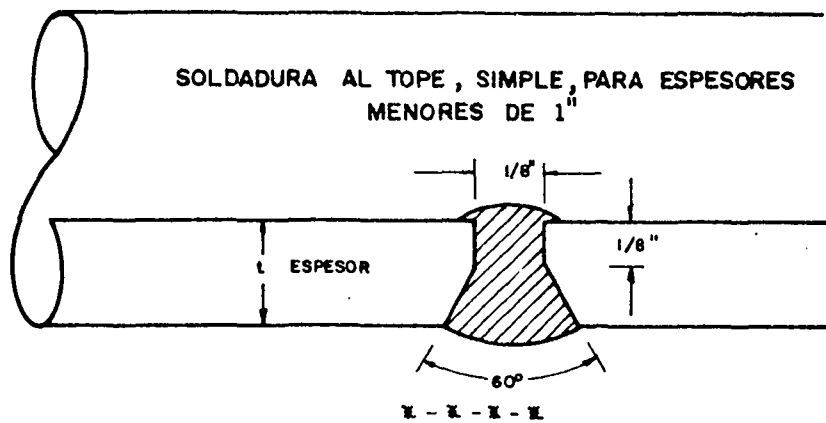
Para espesores superiores a 24 mm donde no sea posible el alivio de esfuerzos, se adoptará un acero de grano fino y módulo de eficiencia de 80%. Para aceros de resistencia última mayor o igual a 52 Kg/mm^2 que tengan espesores de 20 mm se deberá hacer el tratamiento de alivio de esfuerzos de todas las uniones, pudiéndose reducirlo a tratamiento local para las juntas diferenciales".

Las especificaciones anteriores, parecen indicar que cuando hay tratamiento térmico se debe usar una eficiencia del 100% de las soldaduras, aún cuando no lo especifica directamente.

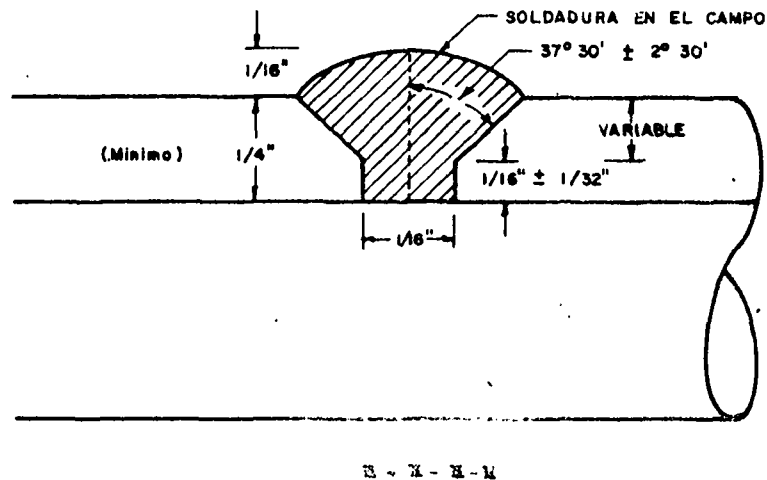
El Bureau of Reclamation, por otra parte, exige que la construcción de tubos de acero se haga con soldadura automática rigidamente controlada, que haya tratamiento térmico; que las juntas longitudinales sean radiografiadas y que todos los tubos en fábrica o ya instalados en el campo, se

prueben hidrostáticamente. En estas condiciones, la eficiencia para tubos con soldadura doble, al tope, (ver figura 17) es del 100 %; si no hay radiografía se reduce la eficiencia al 90 % y lo anterior se aplica para todo tipo de acero soldable.

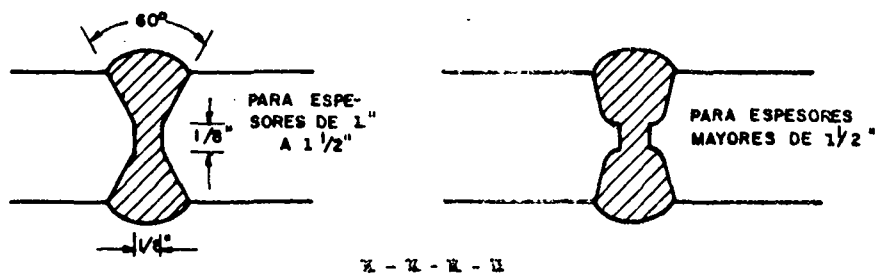
Las especificaciones del API, ASME se dan a continuación: (Ver pag. 12, Ref. 17). Las eficiencias de uniones para tuberías con soldaduras de arco varían con los diferentes tipos de acero y uniones. La eficiencia permitida también depende de la inspección que se haga y del tratamiento térmico aplicado a la soldadura. Para el acero fire box, con soldadura al tope, doble, y con radiografía se recomienda una eficiencia del 90%. En las mismas condiciones pero sin radiografía, se baja al 80%. Lo anterior también se aplica al caso de soldadura simple pero con faja trasera (Ver figura 17). Las eficiencias mencionadas deben reducirse al 78% y 74% para aceros "Flange" y "Estructural". Si las tuberías se someten al tratamiento térmico se permite un aumento de 5 puntos".



BISEL DE LOS TUBOS EXIGIDOS A LOS FABRICANTES PARA EL BOMBEO DE LA MONDA (MEDELLIN)



SOLDADURAS AL TOPE, DOBLES



SOLDADURA AL TOPE CON FAJA TRASERA

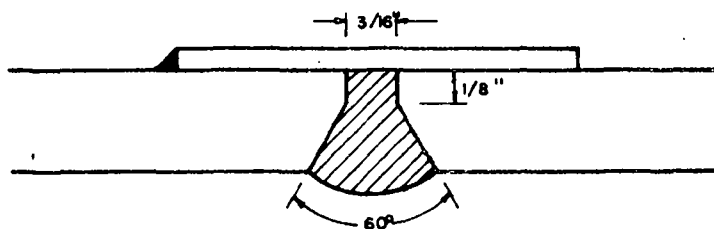
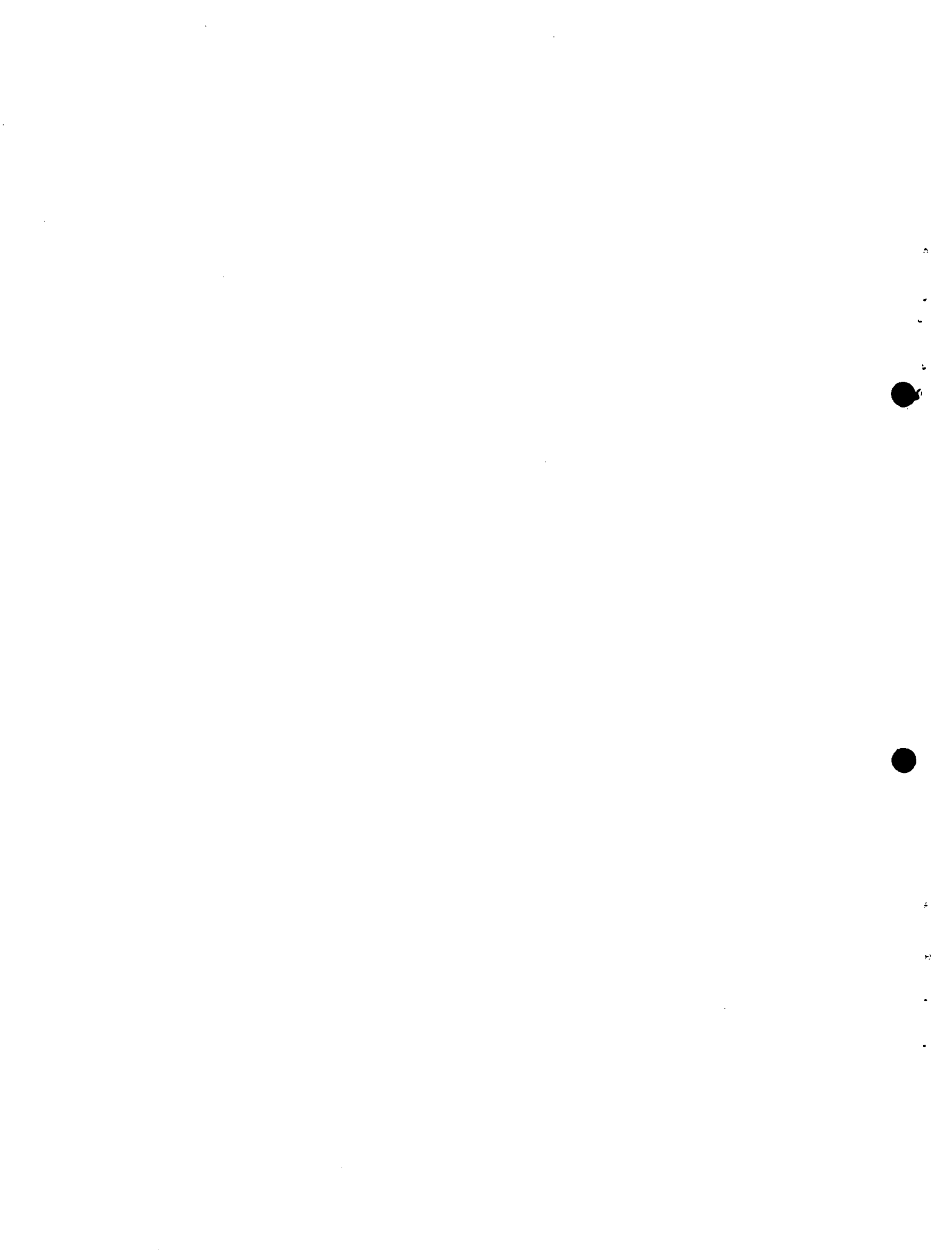
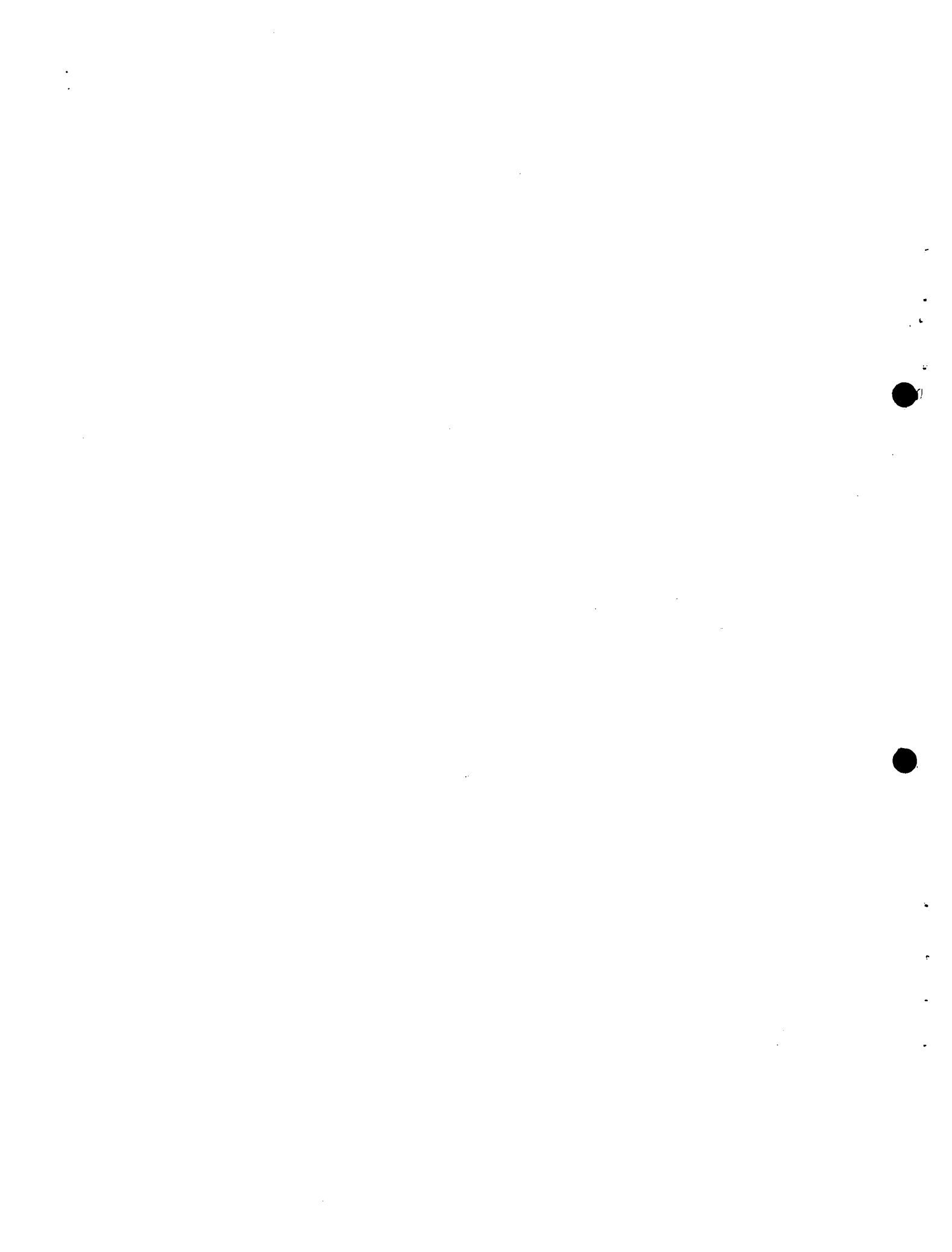


FIG. 17 - TIPOS DE SOLDADURA.



UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES
CAPITULO V
DISEÑO DE VALVULAS DE ENTRADA DE AIRE



DISEÑO DE VALVULAS DE ENTRADA DE AIRE

Resumen de un artículo de Allen W.S. (Research Engineer of Simplex Valve and Meter Co. Philadelphia, Pa.) aparecido en la revista Engineering News Record de Julio de 1943.

Presión de aplastamiento.

La presión de ruptura por carga externa en tuberías de acero está determinada por: (T.Asme) Vol. 27 (1905-06) p. 795 por T. Stewart).

$$\Delta p = 50210000 \left(\frac{t}{D} \right)^3 \quad (1)$$

En donde:

Δp = diferencia de presiones o presión externa efectiva en psi (presión de aplastamiento)

t = espesor del tubo en pulgadas.

D = diámetro de la tubería en pulgadas.

La fórmula obtenida por Allievi es:

$$t = D \sqrt[3]{\frac{K\Delta p}{2E}}$$

en donde:

K = factor igual a 2 para tuberías al aire e igual a 1 para tubos enterrados.

E = módulo de elasticidad del material.

El valor máximo de Δp se obtiene cuando la presión externa es la atmosférica (si el tubo está en el aire), al nivel del mar, y con vacío perfecto en el interior. Dicho valor es 14.7 psi aproximadamente.

Basados en experiencias pasadas se aconseja un factor de seguridad de 4, manteniéndose así un vacío a 1/4 del punto de colapso y proveyéndose seguridad contra las imperfecciones en la tubería por manufactura y por la posibilidad de que el tubo no sea perfectamente redondo.

También tiene en cuenta posibles variaciones del flujo por variación de coeficientes. Insertando este factor de 4 en la ecuación anterior se tiene:

$$\Delta p = 12552500 \left(\frac{t}{D}\right)^3 \quad (2)$$

En donde:

Δp es la diferencia de presiones permisible , psi.

La ecuación (2) puede resolverse por medio del ábaco de la figura 1. Si la línea recta trazada con el diámetro y el espesor está por encima de la elevación cero (nivel del mar) no se necesitan válvulas de aire. (Las expresiones "por encima" o por "debajo" de una elevación no indican mayor o menor elevación de aquella, en este estudio. Se refieren a la posición en el papel)

Para otras elevaciones diferentes a la del nivel del mar no se necesitan válvulas de aire si la recta pasa por encima de la elevación real del punto considerado. Si pasa por debajo se necesitan válvulas de aire.

Determinación del tamaño de la válvula de aire.

El criterio para el diseño es el siguiente: Si el aire penetra a la tubería a la misma tasa volumétrica que el flujo de agua por la tubería no se presentaría el vacío. De acuerdo a Chezy el flujo de agua por la tubería es:

$$Q = 0.0007872C (SD)^5)^{1/2} \quad (3)$$

En donde:

Q = flujo de agua en pies 3/seg.

C = coeficiente de la fórmula de Chezy = 100

S = pendiente en pies por pie de longitud.

D = diámetro de la tubería en pulgadas.

La ecuación para el flujo de aire a través de un orificio o de una válvula de entrada de aire es: (Fluid Meters: Their Theory and Operation, ASME Report 4a. edición 1937).

$$w = 0.525 K Y_1 d^2 \sqrt{\rho \Delta p} \quad (4)$$

en donde:

w = flujo de aire en lbs/seg.

K = coeficiente del flujo = $\frac{c}{1-B^4}$

c = coeficiente de descarga del orificio.

Y_1 = factor de expansión.

d = diámetro del orificio en pulgadas.

ρ = densidad del aire = 0.0764 #/pie³ a 60°F y 14.7 psia.

Δp = diferencial de presiones en psi.

$B = \frac{d}{d_1}$ = relación entre el diámetro del orificio al diámetro aguas arriba del mismo.

Para las válvulas de aire d_1 es muy grande en relación a d y por esto $B = 0$ para todos los propósitos prácticos. Por lo tanto $K = c$, el coeficiente de descarga del orificio, el cual puede suponerse en promedio igual a 0.60. $Y_1 = 0.95$ en promedio.

Substituyendo los valores anteriores y teniendo en cuenta que 1 lb de aire a 60°F y a 14.7 psia tiene un volumen de 13.09 pies³ la ecuación (4) puede transformarse en:

$$Q = 1.083 d^2 \sqrt{\Delta p} \quad (5)$$

en donde:

Q = flujo de aire en pies³/seg

Combinando las ecuaciones (2), (3) y (5) obtenemos:

$$d = \frac{D}{221.0} \left(\frac{S}{t^3} \right) \quad (6)$$

La ecuación (6) puede usarse para determinar el diámetro de las válvulas de aire para diferenciales de presión mayores de 6.94 psi. Esto se debe al hecho admitido de que

la descarga de aire no puede aumentar aun cuando se aumente el diferencial de presiones por encima de 6.94 psi. Reemplazando este valor de $p = 6.94$ en la ecuación (5) se tiene:

$$Q = 2.840 d^2 \quad (7)$$

Combinando las ecuaciones (3) y (7) se obtiene:

$$d = 0.166 (SD^5)^{1/4} \text{ ecuación que puede utilizarse}$$

para todos los valores de Δp mayores que 6.94 psi. Puede determinarse si Δp es mayor o menor que 6.94 por medio de la ecuación (2).

El flujo de aire varía también con la temperatura pero debe notarse que el flujo de aire a una temperatura de 40°F es sólo mayor en un 6% al flujo correspondiente a una temperatura de 100°F. Por lo tanto los cambios de temperatura no necesitan considerarse.

Como el diámetro calculado de la válvula de aire puede no ser igual a los típicos manufacturados por el fabricante, el número de válvulas equivalentes, de diámetro menor, deberá determinarse de manera que el área suministrada sea igual a la calculada. Este cómputo puede hacerse fácilmente con los gráficos adjuntos.

Aplicación práctica.

(Ver figura No. 5)

CASO I

Diámetro de la tubería: 60"; espesor 3/8". En el punto C se efectúa una rotura de la línea. La pendiente S entre el punto A y B es $80/2000 = 0.04$. La pendiente S entre B y C es $60/1000 = 0.06$. Como $S_{B-C} > S_{A-B}$ es evidente que al bajarse los gradientes hidráulicos por la rotura en C, se llegará un momento en que la descarga del tramo B-C sea mayor que la descarga del tramo A-B y tratará de formarse un vacío.

Con el gráfico (1) se determina la resistencia de la tubería que en este caso puede resistir un diferencial de presiones $\Delta p = 3.06$ psi. Como este valor está por debajo de la elevación 2000 se requieren, entonces, válvulas de entrada de aire, según la ecuación (6).

Con el gráfico (3) se determina el diámetro de la válvula: 17.66". Generalmente ocurre que varias válvulas pequeñas son más económicas que una grande. Además, los fabricantes pueden no fabricar válvulas de este tamaño.

Con el gráfico (3) se determinan las diferentes combinaciones equivalentes:

Tamaño de válvula	número requerido
4	19.49 \cong 20
6	8.76 \cong 9
8	4.87 \cong 5
10	3.11 \cong 3

Si se pone una válvula de compuerta en el punto A' (ver figura 7) se requiere entonces una válvula de aire en este punto pues al cerrarse la válvula de compuerta y al producirse al mismo tiempo una rotura o descarga en los puntos B y C se producirá un vacío en el pnto A'.

CASO II

En el perfil de la figura 5 la línea ABC es la misma que la dada en el caso I, pero ahora A es una cima. El tamaño de la válvula en A se determina a partir de la rotura en el punto D ya que la pendiente D-A es la mayor del sistema. Por la figura (3) se determina $d = 18.35''$ y por lo tanto válvulas de 10" son necesarias. En el punto B se requieren 3 válvulas según se muestra en el cuadro anterior.

Para los casos en que la recta de la figura 4 corte el eje de Δp , por encima de 6.94 pero por debajo de la elevación dada debe usarse la figura (4).

Si el número de válvulas requeridas en una sección cualquiera resulta excesivo y costoso puede adoptarse la alternativa de engrosar el espesor de la tubería en el tramo correspondiente.

La figura (6) muestra la válvula abierta y la forma como entra y sale el aire, según el caso.

Al llenarse la tubería el empuje del agua levanta la válvula y se cierra según se ve en las figuras (2) y (6).

El contrapeso sirve para ajustar el momento en que cierra la válvula. Si la tubería está vacía el contrapeso puede ajustarse para que la válvula permanezca abierta a diferentes relaciones de abertura.

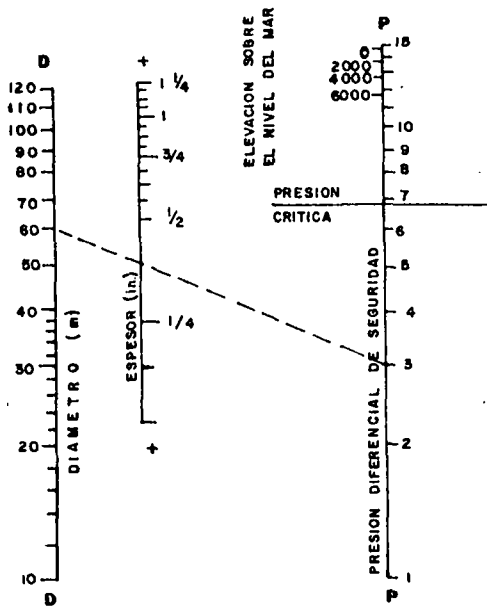


FIG. 1

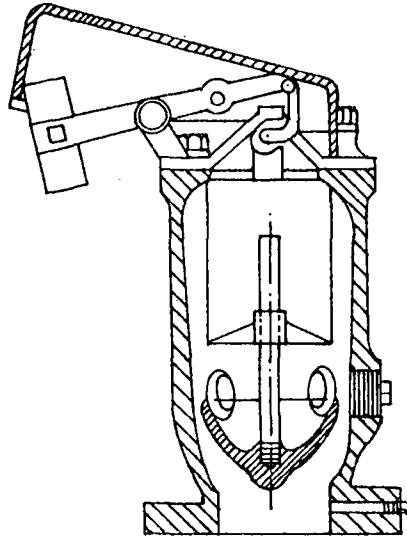


FIG. 2

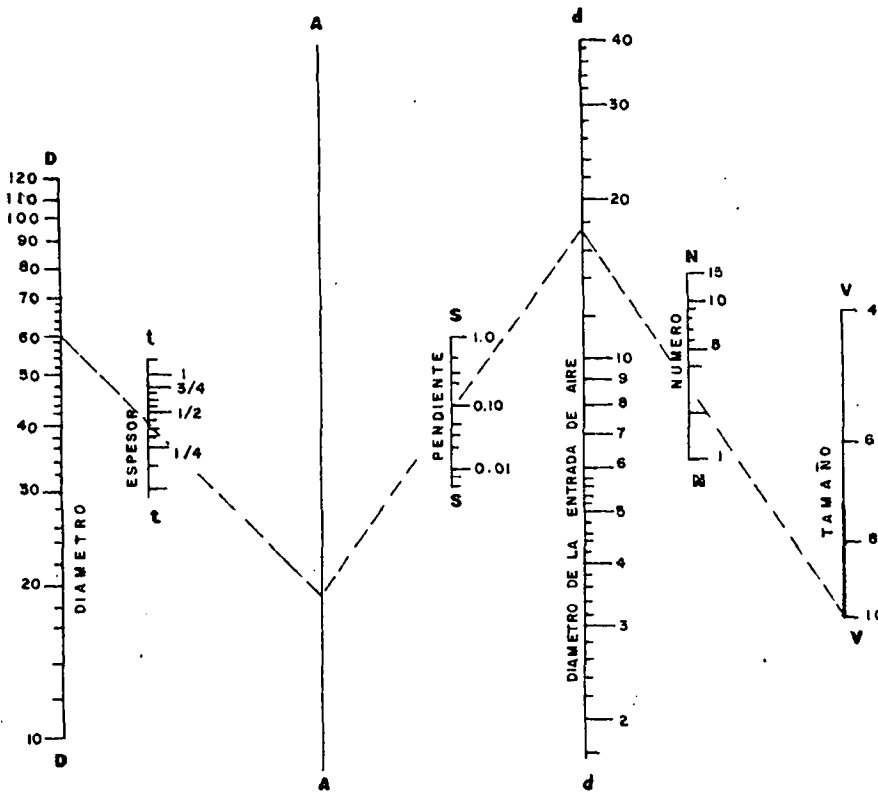


FIG. 3

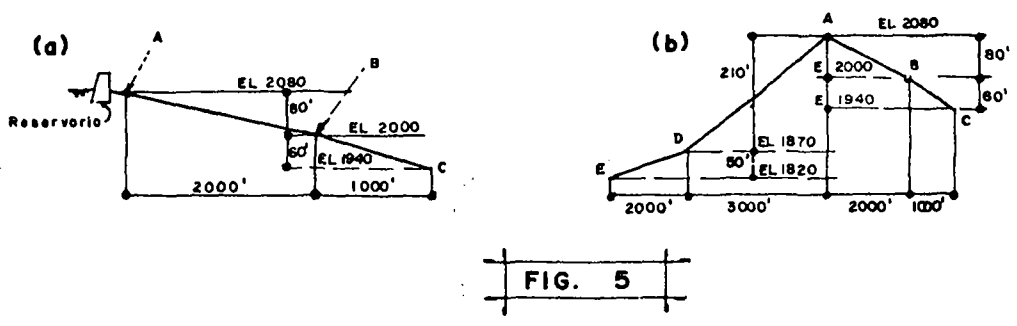
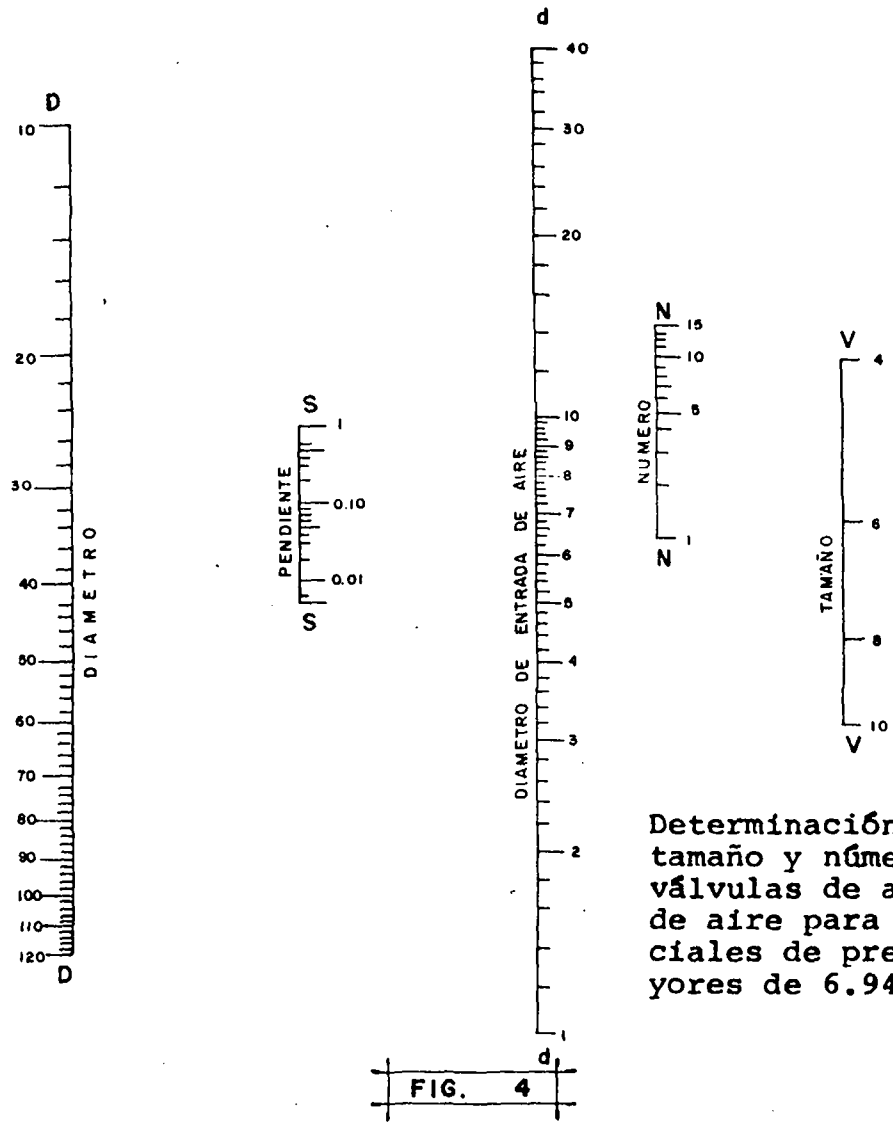


Diagrama para los ejemplos.

Comentarios al artículo de Allen W, Sweeten.

El autor compara el diferencial de presiones (Δp) con la presión atmosférica, (p_a). Si $\Delta p < p_a$ recomienda el uso de válvulas de aire. Si $\Delta p > p_a$ se considera que las válvulas de aire no son necesarias.

Sin embargo el autor debería comparar (Δp) no con (p_a) sino con el diferencial de presiones máximo que puede ocurrir en las condiciones dadas. Este diferencial de presiones máximo en el caso I del ejemplo, estaría determinado por el gradiente posible más desfavorable, o sea por la línea A'C. El diferencial de presiones máximo estaría dado por (h), como se vió al tratar de los sifones.

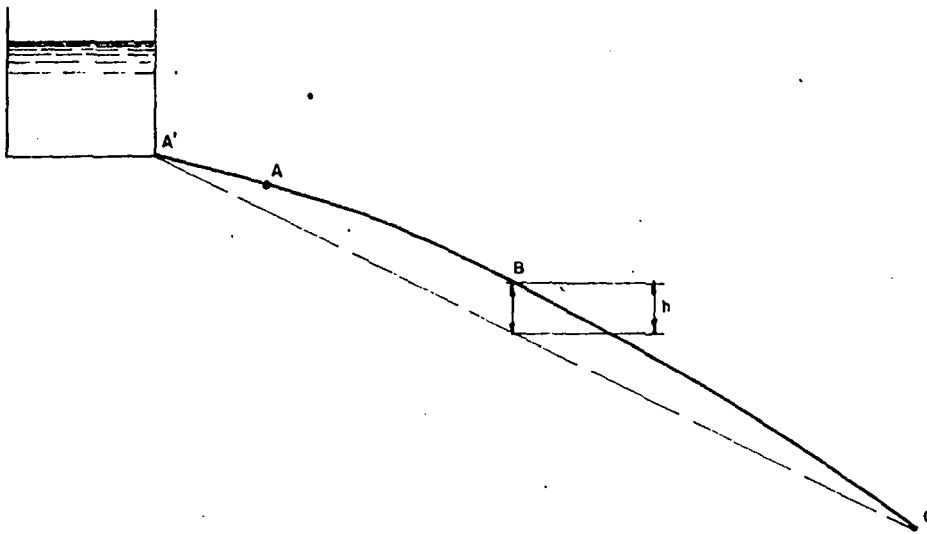


FIGURA 7

Entonces la comparación debe hacerse entre (Δp) y $|wh|$

Las válvulas de aire pueden necesitarse también en los vértices de los sifones, aun cuando no sean necesarias para la protección contra el aplastamiento, para permitir:

- a. La expulsión del aire atrapado en los vértices;
- b. La admisión de aire en los vértices para permitir un vaciado rápido de la tubería en caso de daños; en estos casos se justifica el uso de válvulas de diseño sencillo como el que se muestra en la figura 8.

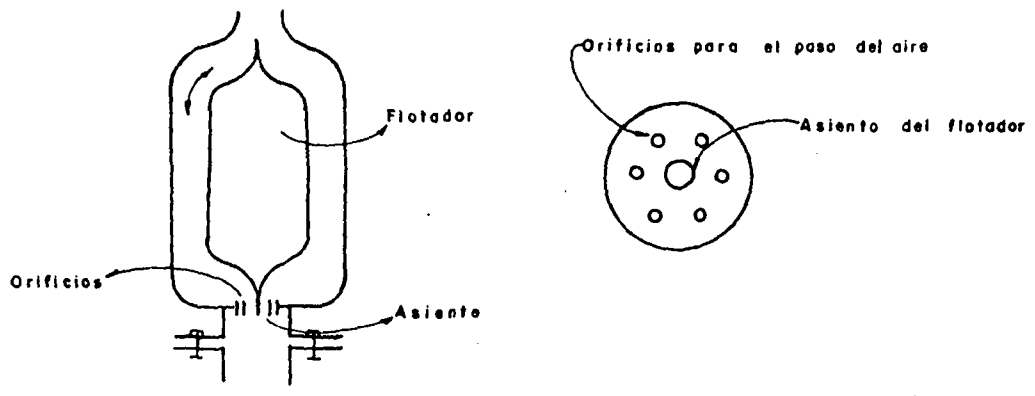
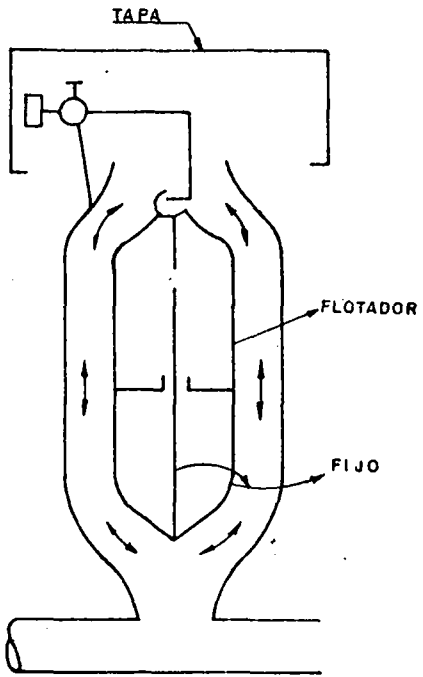
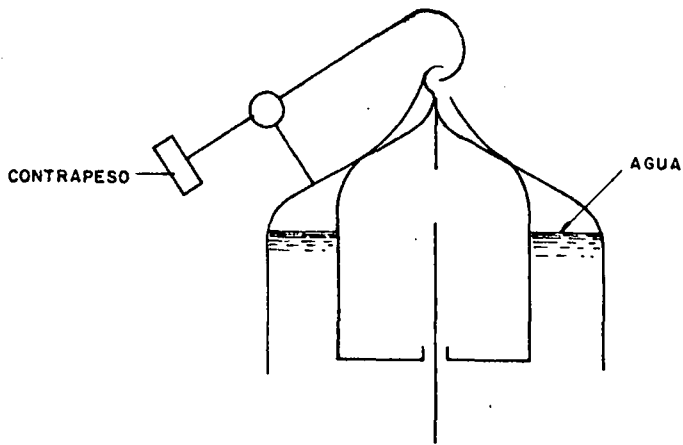


FIGURA 8



POSICION ABIERTA

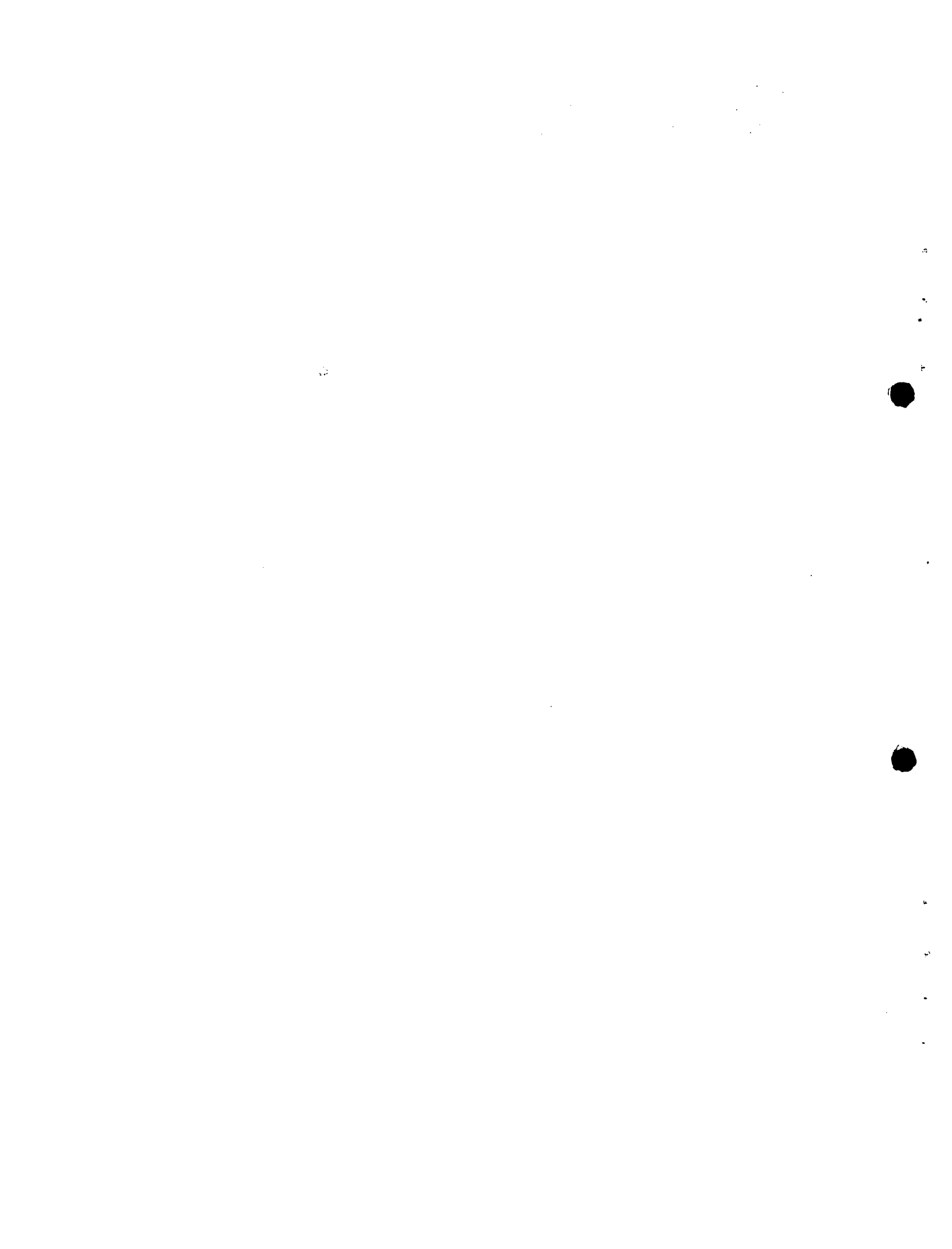


CERRADA

FIG. 6

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES
CAPITULO VI
DISEÑO DE ANCLAJES



ANCLAJE DE LA TUBERIA

Para fijar la posición de las tuberías y evitar su desplazamiento por las fuerzas que actúan sobre ellas se utilizan en los cambios de dirección macizos o bloques de hormigón, adecuadamente diseñados con este fin. Se les conoce con el nombre de anclajes y algunas veces con el de puntos fijos. Estas estructuras se colocan en los cambios de dirección o en tramos rectos largos entre dos juntas de expansión. Se diseñan en forma tal que pueden resistir las fuerzas actuantes por su propio peso, teniendo en cuenta la debida reacción del terreno. No se utilizan varillas de acero para fijar las tuberías excepto cuando se encuentra roca de dureza y calidad adecuadas.

Las fuerzas que actúan sobre la tubería tratando de desplazarla se transmiten al anclaje por medio de anillos o varillas de acero que se empotran en él o recubriendo totalmente la tubería con el hormigón del anclaje.

En los párrafos que siguen se describen las fuerzas actuantes, algunas de las cuales son de pequeña magnitud. Combinadas estas fuerzas con el peso propio del anclaje se obtendrá una resultante que deberá actuar dentro del tercio medio del área de cimentación.

Se usarán las siguientes convenciones:

- A = área de la Sección transversal de la tubería.
- E = área correspondiente al espesor de la tubería en la junta de expansión.
- K = área proyectada normal al eje de la tubería cuando hay una reducción en la tubería en la zona superior del anclaje.
- K' = idem para la zona inferior.
- h = carga de presión en el punto que se considere, en la tubería.
- p = presión correspondiente a la carga h.
- a = ángulo que hace la rama superior de la tubería con la horizontal.
- b = idem para la rama inferior.
- c = ángulo horizontal exterior de los ejes de las tuberías en un cambio de dirección.
- d = ángulo real de deflexión formado por los ejes de las tuberías.
- W = peso de la tubería entre la junta de expansión superior y el punto medio entre el anclaje y el primer pilar superior.
- W' = idem para la zona inferior.

- P = peso del agua en la tubería cuyo peso es W .
 P' = idem para W' .
 Q = peso del agua en la tubería en el tramo comprendido entre los puntos medios mencionados al describir W y W' .
 f = coeficiente de fricción entre la tubería y sus apoyos en los pilares. Se puede tomar un valor de 0.6 entre acero y hormigón, de 0.4 a 0.5 para superficies lubricadas y mucho menos para apoyos sobre rodillos articulados.
 V = velocidad del agua en la tubería.
 C = perímetro de la tubería en la junta de expansión superior.
 C' = idem, para la junta inferior.
 S = Peso de la tubería entre el anclaje y el punto medio entre el anclaje y el pilar superior.
 S' = idem para la zona inferior
 F = fuerza friccional por unidad de longitud en la junta de expansión.
 ρ = peso específico del agua.
 g = constante de la gravedad.
 M = masa de agua que fluye por segundo.

Fuerzas actuantes sobre el anclaje:

Debe tenerse en cuenta que los cambios de temperatura producen fuerzas que actúan en un sentido o en el contrario según se produzca un aumento o disminución de la misma.

- * 1 Fricción en los apoyos de la tubería sobre el pilar en la zona superior de la tubería, debida a la expansión o contracción de la misma, por los cambios de temperatura: $f(W + P) \cos a$.
- * 2 Idem para la zona inferior: $f(W' + P') \cos b$.
- * 3 Fricción en la junta de expansión superior, debida al movimiento de la tubería en la junta: CF . F se ha obtenido experimentalmente como 744 Kgf/m.
- * 4 Idem para la junta inferior.

- * 5 Fuerza longitudinal W sen a actuando sobre el anclaje debido al peso de la tubería W . La componente normal a la tubería es tomada por el pilar. Si los pilares tomaran el total de la carga W estarían siendo diseñados como anclajes.
- * 6 Idem para la zona inferior: W' sen b .
- * 7 Fuerza de reacción B_t del agua contra el codo, debida al cambio en la cantidad de movimiento por el cambio de dirección. Consúltese una explicación detallada de esta fuerza en la Ref. 2, capítulo II-p. 11. Esta fuerza es igual a $MV = AV^2/g$. Un breve resumen de esta explicación se da a continuación:

La fuerza resultante que actúa sobre el agua para poder producir el cambio de dirección del flujo en el codo es, llamándola

Fr:

$$\vec{Fr} = \vec{MV}_2 - \vec{MV}_1 = \vec{B} + \vec{pA} + \vec{Q}_c \quad (1)$$

(Q_c es el peso del agua contenida en el codo)

Despejando B :

$$\vec{B} = \vec{MV}_2 - \vec{MV}_1 - \vec{pA} - \vec{Q}_c \quad (2)$$

La reacción B_t que hace el agua contra el tubo, que es la fuerza que el anclaje tiene que soportar, debido al fenómeno puramente hidráulico del cambio en la dirección del flujo, es igual en magnitud pero de sentido contrario al de B . Por lo tanto:

$$\vec{B}_t = \vec{MV}_1 - \vec{MV}_2 + \vec{pA} + \vec{Q}_c \quad (3)$$

Como el valor de pA y de Q_c se consideran por aparte en este estudio en las fuerzas (8), (11), (12) y (13), el valor de B_t queda finalmente como:

$$\vec{B}_t = \vec{MV}_1 - \vec{MV}_2 \quad (4)$$

Las fuerzas de la ecuación (4) se representan gráficamente en la figura 1, actuando contra el anclaje, puesto que el signo menos de esta ecuación indica que debe cambiarse el sentido del vector MV_2 .

- * 8 Fuerza hidrostática pA , que actúa a lo largo del eje de la tubería, contra el anclaje, a ambos lados del mismo. Como se mencionó al hablar de la fuerza 7, es una componente de B_t según la ecuación (3).
- * 9 Fuerza en el extremo expuesto de la junta de expansión, en la zona superior: pE .

- * 10 Idem, pero en la zona inferior.
- * 11 Fuerza debida a la reducción, si ella existe: pK . (En la zona superior).
- * 12 Idem, para la zona inferior.
- * 13 Peso Q del agua comprendida en el tramo entre los puntos medios entre el anclaje y el primer pilar superior y el primer pilar inferior.
- * 14 Fuerza vertical que actúa sobre el anclaje debido al peso de la tubería $S + S'$ según se definió anteriormente.
- * 15 El peso del anclaje, evidentemente, debe considerarse dentro de las fuerzas que actúan sobre él. Actúa en el centro de gravedad del anclaje el cual debe encontrarse de acuerdo con la forma geométrica adoptada.

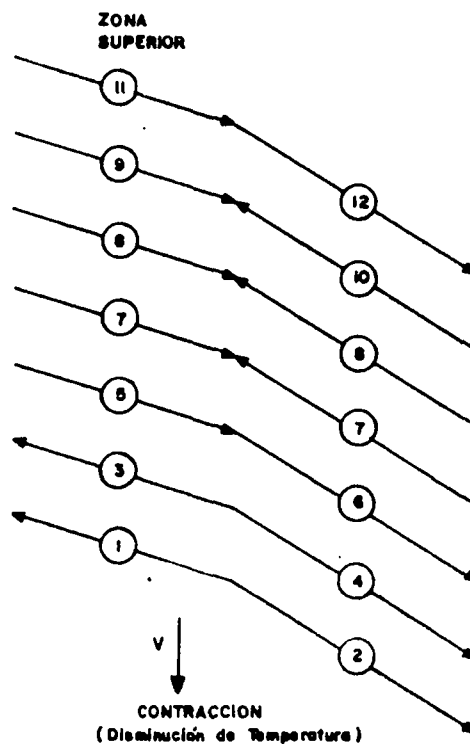
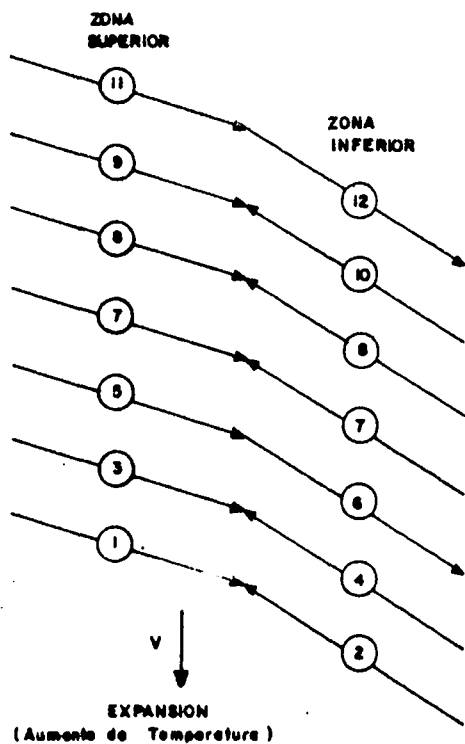
En la figura 1, se muestran las fuerzas descritas, actuando según las direcciones definidas por la expansión o contracción debida a los cambios de temperatura, situaciones que deben estudiarse separadamente.

La resultante de todas estas fuerzas actuando sobre el anclaje debe caer dentro del nucleo del tercio medio de la base de cimentación del mismo para que exista estabilidad y los esfuerzos resultantes sobre el suelo deben caer dentro de los límites permisibles que le corresponden según su naturaleza.

Debe reflexionarse sobre el hecho de que los pilares no están tomando el total del peso W y W' según se definió atrás. Para que esto fuera posible la tubería debería fijarse al pilar por medios adecuados para evitar su movimiento longitudinal con los cambios de temperatura. Por el contrario se permite que la tubería se deslice sobre su apoyo en el pilar, diseñando dicho apoyo con la debida lubricación. Si la tubería fuera horizontal, el pilar si tomaría la totalidad de la carga $W + W'$.

De acuerdo con las características del terreno podría no ser conveniente considerar la longitud c como parte de la zona de sustentación del anclaje. (V. figura 1).

Por otra parte, si en las fuerzas (8), (9), (10), (11) y (12) se está considerando la sobrepresión máxima del golpe de ariete, la fuerza (7), MV , no debe considerarse puesto que $V = 0$ cuando la sobrepresión del golpe de ariete es máxima.



ESQUEMA DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL ANCLAJE A LO LARGO DEL EJE DE LA TUBERIA Y VERTICALMENTE.

V = Fuerza Vertical = Peso de la Tubería y del Agua en la zona del anclaje + Peso del mismo. (13 + 14 + 15)

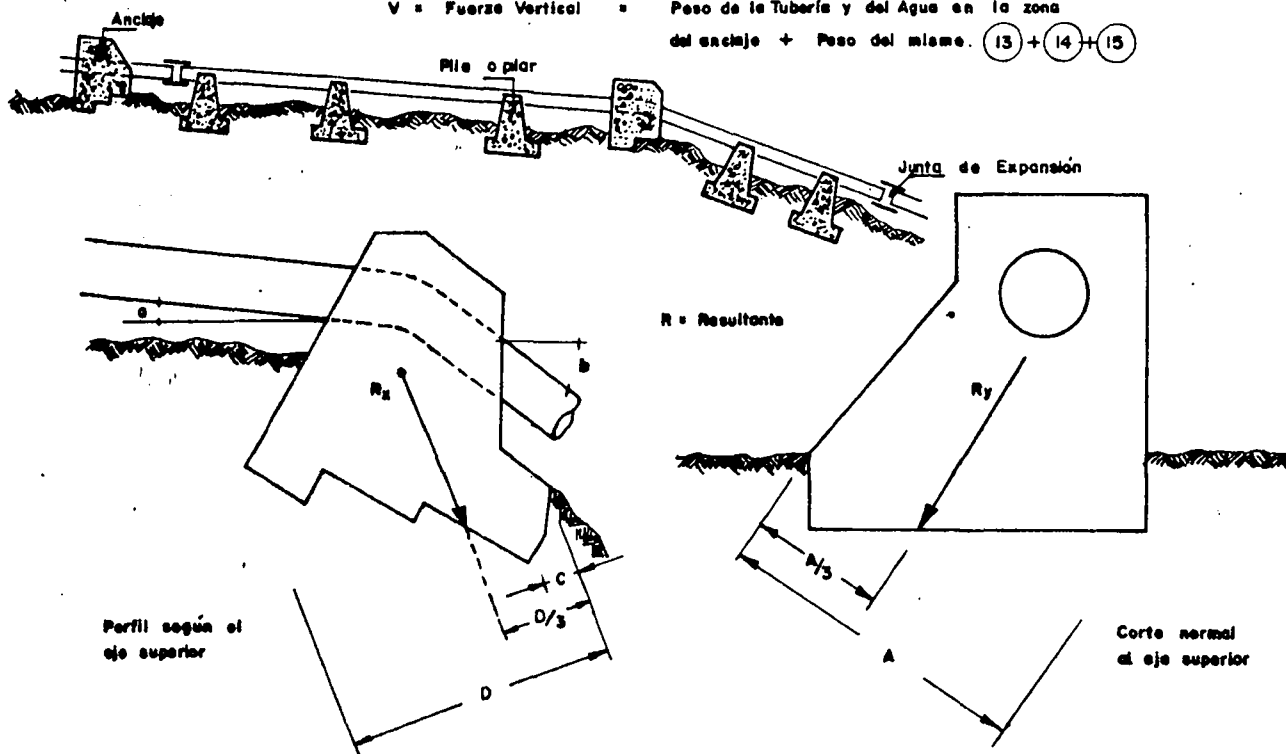


DIAGRAMA QUE MUESTRA LAS FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL ANCLAJE.

FIG. 1

REFERENCIAS

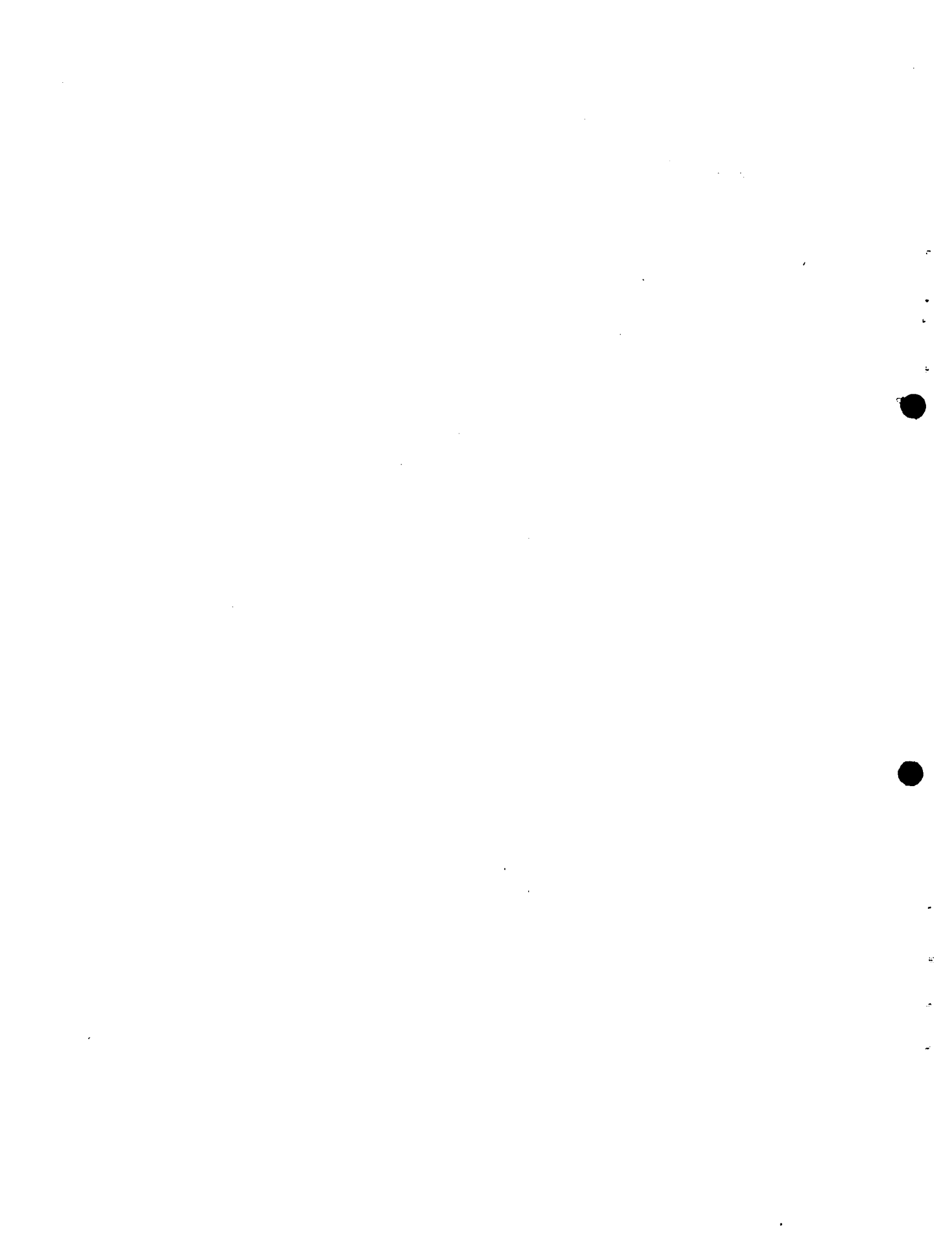
- * 1 Creager W. and Justin J. Hydroelectric Handbook, Ed. John Wiley, 1950.

- * 2 Castilla R. Antonio. Bombas y Estaciones de Bombeo. Ed. U. del Valle, oficina de Publicaciones, División de Ingeniería, 1983.

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES
CAPITULO VII
DISEÑO DE MULTIPLES

ANTONIO CASTILLA R.
GERARDO GALVIS C.



DISEÑO DE MÚLTIPLES

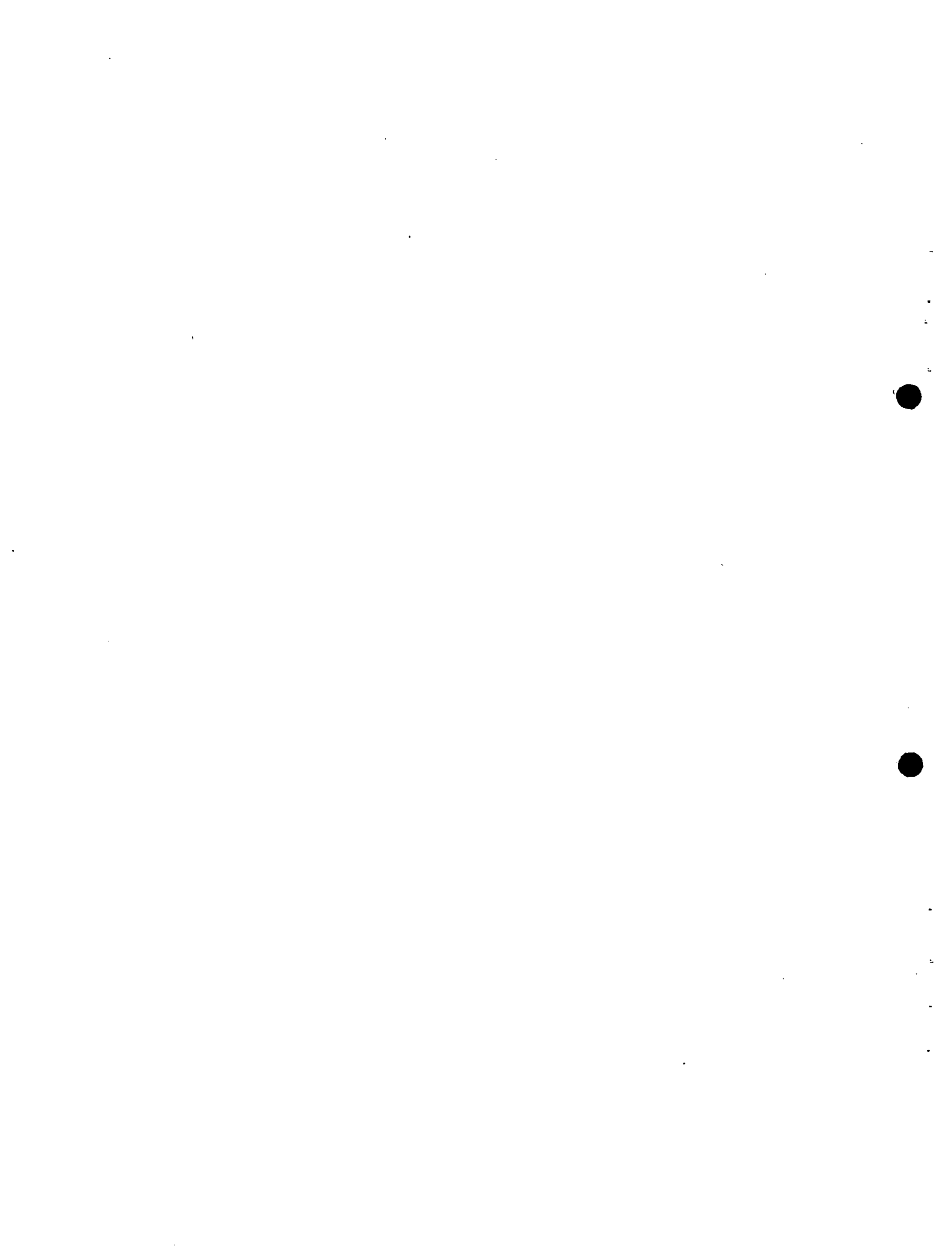
R E S U M E N

En el presente trabajo los autores consiguen un procedimiento de cálculo sencillo para tener en cuenta en el diseño de un múltiple, las pérdidas de carga en el conducto principal. Se muestra con claridad cómo estas pérdidas producen un efecto compensatorio que tiende a producir un caudal uniforme y que la no consideración de dichas pérdidas puede producir errores importantes.

El método de cálculo es un método iterativo y se ha obtenido una ecuación para calcular con precisión el verdadero valor del coeficiente de la pérdida de carga para calcular la iteración siguiente. Este coeficiente se obtiene a partir de las ecuaciones de H. Hudson.

Se da también un procedimiento para calcular la relación de áreas que debe existir entre el conducto lateral y el principal. Este procedimiento fue explicado por primera vez por el ingeniero Gerardo Galvis en el curso de la OPS sobre prediseño de plantas de potabilización que tuvo lugar en Lima en el mes de noviembre de 1982.

Los autores consideran que el presente trabajo representa un aporte útil a la Ingeniería Sanitaria y que es una aclaración importante a la teoría que sobre los múltiples existe en la actualidad.



DISEÑO DE MÚLTIPLES

INTRODUCCION

Los múltiples consisten en un conducto principal con laterales normalmente espaciados a intervalos regulares (ver figura 1 y 4) por medio de los cuales se pretende alcanzar una requerida distribución de flujos y garantizar así, al menos desde el punto de vista hidráulico, el mejor comportamiento de la estructura o reactor al cual el múltiple esté asociado.

Los múltiples son estructuras hidráulicas muy importantes y de frecuente uso en plantas de potabilización, plantas de tratamiento de aguas residuales, piscinas de enfriamiento, bocatomas, industrias, etc.

Pueden ser diseñados dos tipos de múltiples: Unos que distribuyen el flujo (Múltiples difusores) y otros que lo recolectan (Múltiples recolectores). Algunos múltiples cumplen esa doble función como es el caso de los sistemas de drenaje en los filtros rápidos, en plantas de potabilización.

Debido a la carencia de un método adecuado de cálculo se ha descuidado el diseño de estas estructuras por lo cual es frecuente observar que su pobre comportamiento es causa importante de bajas eficiencias en distintas unidades de tratamiento. En la revista "Proceedings of the American Society of Civil Engineers" (Ref 1, pag 745) apareció un estudio muy interesante de los ingenieros H. Hudson, R. Uhler y R. Bailey quienes con base en la evidencia experimental de otros investigadores (Mcnown, Hartigan, Lansford, Miller, Thoma y Vennard), obtienen ecuaciones que permiten calcular los coeficientes de pérdida de carga en los laterales tanto de múltiples difusores como recolectores y dan un procedimiento de cálculo para múltiples difusores cuando sólo se tienen en cuenta las pérdidas por entrada o salida de los laterales.

En el presente estudio se usan las ecuaciones obtenidas por Hudson et Al y se presenta un procedimiento generalizado de cálculo que incluye las pérdidas por rozamiento y por cambio de velocidad a lo largo del conducto principal del Múltiple. Se hacen además interesantes precisiones sobre la acción combinada de las pérdidas de carga y de los coeficientes de descarga y su efecto compensador en la distribución del flujo. Se precisa además la relación adecuada de área entre laterales y conducto principal lo que es utilizado para indicar un método sencillo de cálculo, con el grado de uniformidad aceptado en el flujo como parámetro de diseño.

MÚLTIPLES DIFUSORES

Teniendo en cuenta la figura 1 y la nomenclatura que se indica a continuación se hace un breve resumen de los resultados obtenidos por Hudson.

Q = Caudal total al inicio del múltiple .

V_i = Velocidad en el tramo i del conducto principal del múltiple, inmediatamente antes de un lateral i .

Q_i = Caudal del tramo i cuya velocidad es V_i .

v_i = Velocidad en el lateral i .

q_i = Caudal en el lateral i , cuya velocidad es v_i .

A_i = Area del conducto principal en el tramo i .

a_i = Area del conducto lateral i .

$h'f$ = Pérdida de carga entre un punto en el conducto principal, inmediatamente anterior a la derivación y otro en el conducto lateral de derivación, inmediatamente después. Es la pérdida de carga por entrada al conducto lateral.

H_i = Pérdida de carga total en un lateral i que incluye la de entrada y salida.

g = Aceleración de la gravedad

α = Coeficiente de velocidad para expresar las pérdidas por entrada en función de la carga de velocidad en el lateral, según ec. (2).

B = Coeficiente usado cuando se incluye la pérdida de carga por salida.

Para los resultados experimentales usados por Hudson et AL, se hacen las siguientes aclaraciones:

- * 1 El área en el conducto principal permanece constante antes y después de una derivación.

- * 2 La derivación se hace a 90° con respecto al eje del conducto principal.
- * 3 El conducto lateral de la derivación es circular y se empata al ras con el conducto principal, es decir, sin prolongaciones dentro de este conducto.
- * 4 Se utilizaron diferentes relaciones de área lateral a principal

De acuerdo a lo anterior y a lo indicado en la figura 1, se tiene:

$$H_i = h'f_i + 1.0 \frac{v_i^2}{2g} \quad (1)$$

$$h'f_i = \frac{\alpha v_i^2}{2g} \quad (2)$$

Haciendo uso de los resultados experimentales de los investigadores anteriormente nombrados, Hudson et Al, dibujaron en un gráfico los valores de α vs $(V_i/v_i)^2$ según se indica en la figura 2. Encontraron así que el valor de α caía dentro de una línea recta según la ecuación.

$$\alpha = \varnothing \left(\frac{V_i}{v_i} \right)^2 + \theta_i \quad (3)$$

Los valores de \varnothing y θ_i son diferentes según se trate de laterales cortos o largos. Un lateral corto se define como aquél cuya longitud es menor que tres veces su diámetro. Los valores de θ_i y \varnothing aparecen en la siguiente tabla:

LATERAL	θ_i	\varnothing
Largo	0.4	0.90
Corto	0.7	1.67

Los coeficientes para el lateral largo son menores que para el corto probablemente porque el primero permite una recuperación parcial de la carga de velocidad al expandirse el chorro después de su contracción.

Teniendo en cuenta las pérdidas por salida se tiene según Hudson et Al:

$$B = \theta \left(\frac{V_i}{v_i} \right)^2 + \theta_i + 1.0 \quad (4)$$

Para aquellas situaciones en las cuales se pueden suponer despreciables las pérdidas por rozamiento y por cambio de velocidad, Hudson recomienda el procedimiento que se indica a continuación, el cual supone además que el nivel de energía a la salida de los laterales es el mismo. Por lo anterior la pérdida de carga desde el inicio del conducto hasta la salida de cada lateral puede tomarse como constante; así se tiene:

$$H = \frac{B_i v_i^2}{2g} = \frac{B_1 v_1^2}{2g} = \frac{B_2 v_2^2}{2g} = \dots \text{ constante} \quad (5)$$

y de aquí se deduce, partiendo de la ecuación de continuidad, considerando a_i constante y n como el número de laterales, que:

$$v_i = \frac{Q}{a_i \sqrt{B_i}} \left(\sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{B_i} \right)^{-1} \quad (6)$$

La ecuación (6) se trabaja iterativamente así:

* 1 Se supone primero una distribución uniforme del caudal en los laterales con lo cual se pueden calcular valores iniciales de B .

* 2 Se encuentra el valor de $\left(\sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{B_i} \right)^{-1}$

* 3 Se calcula para cada lateral el nuevo valor de v_i o q_i con la expresión (6).

* 4 Con los valores obtenidos en el punto * 3, se recalculan los valores de B y se repite el proceso hasta obtener la aproximación deseada.

El procedimiento anterior es válido para los casos en los cuales se pueden suponer nulas las pérdidas de carga en la tubería principal del múltiple, pérdidas debidas al cambio de velocidad y a la fricción en dicho conducto. Las pérdidas por cambio de velocidad son despreciables, por lo general, cuando es grande el número de laterales. En este caso, la velocidad antes y después del lateral, en el conducto principal, varía muy poco y por lo tanto dichas pérdidas se hacen prácticamente nulas.

Las pérdidas por fricción que no dependen del cambio de velocidad sino de la velocidad misma pueden ser muy altas si el flujo por el conducto principal es lo suficientemente grande.

En los párrafos que siguen se da un procedimiento iterativo de cálculo que es válido para ambos casos, cuando se consideran las pérdidas de energía en el conducto principal y cuando no se consideran, procedimiento que converge rápidamente.

La pérdida de carga, ver figura 1, en el tramo 1-1' es igual a la pérdida en el tramo 1 - 2 - 3 - 4 - 4'. Basándose en esta condición el procedimiento es como sigue:

- * 1 Para el primer lateral se supone un caudal igual al 85% del promedio.

$$q_1 = \frac{0.85 Q_1}{n}$$

Se puede adoptar un porcentaje diferente del 85%. La adopción de este porcentaje se debe a que, normalmente, el primer lateral conduce un caudal menor que el del último lateral.

- * 2 Con los caudales Q_1 y q_1 se calcula B_1 por medio de la ecuación (4), adoptando los coeficientes ϕ y θ , según se consideren los laterales como cortos o largos. Se tiene entonces la información inicial que permite calcular la pérdida de carga H para el sistema.

$$H = \frac{B_1 v_1^2}{2g} \quad (5)$$

- * 3 La pérdida de carga así obtenida es un valor inicial que permite calcular los caudales y los coeficientes B_i en los demás laterales y las pérdidas de carga en el conducto principal. Para cada lateral se procede en la siguiente forma:

- a) Se calcula su caudal con la ecuación (5) transformada en:

$$q_i = a_i \sqrt{\frac{2gH_i}{B_i}} \quad (7)$$

- b) El valor de B_i se calcula con el valor de Q_i y H_i así:

Designando con R la relación a/A y suponiendo que los laterales son cortos, se tiene:

$$B_i = 1.67 \left(\frac{R Q_i}{q_i} \right)^2 + 1.7 \quad (4)$$

Combinando las ecuaciones (4) y (7) se obtiene, eliminando q_i :

$$B_i = \frac{1.7}{1 - \frac{1.67 Q_i^2}{19.62 A^2 H_i}} \quad (8)$$

- * 4 Habiéndose obtenido el valor de q_i se obtiene el caudal Q_{i+1} correspondiente al tramo siguiente: $Q_{i+1} = Q_i - q_i$ y con este valor se pueden calcular las pérdidas de carga por cambios de velocidad y por fricción con las ecuaciones conocidas de Hinds y Manning:

Por cambios de velocidad:

$$h_v = \left| k (v_i^2 - v_{i+1}^2) / 2g \right| \quad (9)$$

en donde $k = 0.1$ para aumentos de velocidad y 0.2 para disminución de velocidad. Como estas pérdidas en el caso de los múltiples son prácticamente nulas se puede usar $k = 0.2$ para ambos casos.

Por fricción:

$$h_f = K_{i+1} Q_{i+1}^2 L_{i+1} \quad (10)$$

en donde K depende del diámetro del conducto, de la rugosidad y de la fórmula usada.

En el presente estudio se ha usado la ecuación de Manning con $n=0.011$. L_{i+1} es la longitud del tramo $i+1$ que se está considerando.

Las anteriores pérdidas de carga restadas de H_i dan el nuevo valor de H_{i+1} para calcular el caudal del nuevo lateral q_{i+1} . Así se continúa hasta encontrar los valores finales del último tramo y del último lateral, Q_n y q_n , respectivamente.

- * 5 Se calcula la nueva pérdida de carga H del sistema, para una segunda iteración, con el siguiente procedimiento:

El error acumulado del caudal es:

$$\Delta Q = \sum_{i=1}^n \Delta q = Q_n - q_n \quad (11)$$

El error promedio del caudal, en cada lateral, es, por lo tanto:

$$\Delta q = \frac{Q_n - q_n}{n} \quad (12)$$

El caudal corregido del último lateral es:

$$q'_n = q_n + \Delta q \quad (13)$$

Con el caudal corregido para el último lateral se calcula su pérdida de carga H'_n . El valor de B_n es prácticamente constante y se puede usar el valor previamente calculado. Se calcula la nueva pérdida de carga H , para una segunda iteración sumando las pérdidas de carga acumuladas del conducto principal con la pérdida de carga del último lateral calculada como se acaba de explicar:

$$H = \sum h_v + \sum h_f + H'_n \quad (14)$$

El valor de H es la nueva pérdida para todo el sistema y también, claro está, para el primer lateral.

El procedimiento tiene en cuenta, automáticamente, la ecuación de continuidad puesto que en cada iteración se comienza con el caudal de diseño Q_1 .

La convergencia del procedimiento se acelera notablemente teniendo en cuenta las condiciones siguientes:

- 5.1. Si un valor inicialmente supuesto de la pérdida de carga H del sistema produce un valor negativo del caudal en algún

tramo i o en forma más general, si $Q_{i+1} = Q_i - q_i < 0$, esto significa que la pérdida de carga H , inicialmente supuesta, fue demasiado alta. Ninguna futura corrección deberá producir un nuevo valor de H mayor. Esta pérdida de carga inicialmente supuesta H , se convierte así, en cada iteración en un límite superior.

- 5.2. Si por el contrario, la pérdida de carga del sistema, inicialmente supuesta, H , produce en el último tramo virtual $n+1$ un valor positivo de Q_{n+1} , esto significa que el valor supuesto de H fue demasiado pequeño. Ningún valor futuro corregido de H puede ser menor. Por lo tanto, ese valor inicialmente supuesto de H se convierte en cada iteración donde esto ocurra, en un límite inferior.
- 5.3. La ecuación (8) muestra que hay un límite inferior para el valor de H puesto que no tienen sentido ni valores negativos de B ni un valor infinito. El valor límite inferior inicial se obtiene haciendo nulo el denominador de la ecuación (8) de manera que se obtiene:

$$H_{\min} = \emptyset \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Cuando los valores de la nueva carga H excedan los valores límites indicados anteriormente se sugiere que el nuevo valor de H se obtenga como un promedio entre el valor de H inicialmente supuesto y el valor límite superior o inferior según se necesite aumentar o disminuir el valor inicial.

Es interesante analizar el coeficiente B y la presión a lo largo del conducto principal lo cual se hará en los párrafos siguientes:

a) Coeficiente B

La situación ideal para un orificio de descarga a un lateral es que aguas arriba de la derivación el fluido esté perfectamente quieto.

En un múltiple el último lateral se acerca a esta condición. Al inicio del múltiple el conducto principal lleva todo el caudal y por lo tanto la velocidad a lo largo del conducto es máxima en esta zona si su sección es constante. Al final, habiéndose derivado la casi totalidad del caudal la velocidad es mínima. Mientras menor sea la velocidad en el conducto principal menor será la fuerza necesaria para producir el cambio de velocidad hacia el lateral por lo cual se facilita la entrada del agua en este último conducto. Por esta razón el coeficiente B va disminuyendo hacia aguas abajo y los laterales finales, por este aspecto, tienden a derivar más caudal. Se comprende pues, la importancia de este coeficiente en la distribución del flujo a lo largo del múltiple.

b) Presión a lo largo del conducto principal.

Si las pérdidas por fricción y cambios de velocidad fueran menores que la carga de recuperación a lo largo del conducto principal la presión aumentaría hacia aguas abajo en este conducto. En estas condiciones la descarga en los laterales finales sería mayor que en los iniciales por este concepto. Generalmente las pérdidas por fricción son mayores que la carga de recuperación y, por este solo aspecto, las descargas tienden a disminuir hacia el final del múltiple. Las pérdidas de carga a lo largo del conducto principal tienen un efecto compensador en relación con el efecto del coeficiente B, en un múltiple difusor. En resumen, la descarga en los laterales es el resultado del efecto combinado de las cargas de recuperación, del coeficiente B y de las pérdidas por fricción y cambios de velocidad a lo largo del conducto principal.

La importancia de cada uno de estos factores depende de las condiciones de cada caso particular. Como ejemplo, se calcularán en los párrafos que siguen las descargas a través de los orificios de un falso fondo Leopold con 15 bloques por hilera, durante el lavado de un filtro rápido, teniendo en cuentas las pérdidas por fricción a lo largo del conducto principal. Se adopta una rata de lavado igual a 15 l/s/m^2 . De acuerdo con esta información y con la que se indica en la figura 3, se tiene, siendo N el número de bloques:

$$Q = 0.1858 qN = 0.1858 \times 15 \times 15 = 41.8050 \text{ lps}$$

Para la primera iteración, por cada dos orificios salen:

$$q_i = \frac{2 \times 0.1858 q \cdot N}{4 \times N} = 0.0929 q = 0.0929 \times 15 = 1.3935 \text{ lps}$$

Para cada lateral la relación V_i/v_i es: (se define $R = \frac{a_i}{A_i}$)

$$\frac{V_i}{v_i} = \frac{\frac{Q_i}{A_i}}{\frac{q_i}{a_i}} = \frac{a_i Q_i}{A_i q_i} = \frac{2 \times 0.000198 Q_i}{0.01969 q_i} = 0.020112 Q_i/q_i = R Q_i/q_i$$

Para el cálculo se han hecho las siguientes suposiciones:

- * 1 Las pérdidas de carga por fricción en el conducto inferior del bloque (ver figura) se calcularon con la ecuación de Manning para $n = 0.011$. Dicha ecuación se reduce entonces a:

$$h_f = 43.13227 Q^2 L \quad (10)$$

En donde:

h_f = pérdidas de carga en el conducto inferior en el tramo de longitud L . (metros).

Q = Caudal en el tramo en mcs

L = Longitud del tramo considerado en m ($L = 0.3048$ m)

Las pérdidas de carga por cambios de velocidad se calcularon con la expresión $h_v = k (V_1^2 - V_2^2)/2g$ haciendo $k = 0.2$ por tratarse de disminución de velocidad. Estas pérdidas son muy pequeñas y pueden despreciarse.

- * 2 Se supone que el flujo horizontal en el conducto superior es nulo como debe ser para que exista una descarga absolutamente uniforme a través de los orificios del conducto superior. Como se verá en los resultados, hay una pequeña no uniformidad del flujo a través de los orificios del conducto inferior lo que implica un muy pequeño flujo horizontal por el conducto superior. Una segunda regulación se produce en los orificios del conducto superior lo que da a la salida del fondo Leopold un flujo de un muy buen grado de uniformidad.

* 3 Se supone, de acuerdo con el punto (2) que en el conducto superior el nivel de energía es constante.

* 4 Se admite que el lateral, el orificio de 5/8", es un lateral corto.

En el cuadro siguiente se muestra los resultados del cálculo considerando ambos casos:

a) Con pérdidas de carga en el conducto principal y

b) Considerando que estas pérdidas son nulas

T A B L A 1

FONDO LEOPOLD DURANTE EL LAVADO

Rata: 15 lps/m². Número de bloques: 15

a) Con pérdida de carga en el principal.

b) Sin pérdida de carga en el principal.

H = 1.4024

H = 1.2172

LATERAL	Q _i lps	q _i lps	B _i
1	41.8050	1.3578	2.3403
2	40.4472	1.3578	2.2994
3	39.0894	1.3584	2.2594
4	37.7310	1.3593	2.2204
5	36.3717	1.3607	2.1826
6	35.0110	1.3625	2.1460
7	33.6485	1.3646	2.1107
8	32.2840	1.3670	2.0767
9	30.9169	1.3698	2.0441
10	29.5472	1.3727	2.0129
11	28.1744	1.3760	1.9832
12	26.7985	1.3794	1.9550
13	25.4191	1.3829	1.9282
14	24.0362	1.3866	1.9030
15	22.6494	1.3903	1.8793
16	21.2593	1.3941	1.8571
17	19.8651	1.3980	1.8364
18	18.4672	1.4018	1.8172
19	17.0654	1.4055	1.7996
20	15.6599	1.4091	1.7834
21	14.2507	1.4127	1.7687
22	12.8381	1.4160	1.7555
23	11.4221	1.4191	1.7438
24	10.0029	1.4220	1.7334
25	8.5809	1.4247	1.7245
26	7.1562	1.4270	1.7170
27	5.7297	1.4290	1.7109
28	4.3002	1.4306	1.7061
29	2.8696	1.4318	1.7027
30	1.4379	1.4325	1.7007

Q _i	q _i	B _i
41.8050	1.2281	2.4828
40.5769	1.2443	2.4183
39.3326	1.2601	2.3581
38.0725	1.2754	2.3020
36.7972	1.2902	2.2495
35.5070	1.3044	2.2005
34.2026	1.3182	2.1547
32.8843	1.3315	2.1120
31.5528	1.3442	2.0722
30.2086	1.3564	2.0350
28.8522	1.3681	2.0000
27.4840	1.3793	1.9682
26.1048	1.3899	1.9383
24.7149	1.3999	1.9105
23.3150	1.4094	1.8848
21.9055	1.4184	1.8611
20.4871	1.4268	1.8393
19.0603	1.4346	1.8192
17.6257	1.4419	1.8009
16.1838	1.4486	1.7843
14.7352	1.4547	1.7693
13.2804	1.4603	1.7559
11.8201	1.4653	1.7440
10.3548	1.4697	1.7335
8.8852	1.4735	1.7246
7.4117	1.4767	1.7170
5.9350	1.4794	1.7109
4.4556	1.4814	1.7061
2.9742	1.4829	1.7027
1.4912	1.4838	1.7007

OBSERVACIONES

- 1 Diferencia entre el primero y el último lateral del conducto inferior:
 - a) 5.5% teniendo en cuenta la pérdida de carga en dicho conducto.
 - b) 20.8% sin tener en cuenta la pérdida de carga en el conducto principal. Los orificios del conducto superior harán una nueva regulación de descargas en estos orificios para mejorar la primera distribución obtenida en el conducto inferior.
- 2 H = Pérdida de carga en el sistema incluyendo las pérdidas de carga en los orificios del conducto inferior pero sin incluir las pérdidas de carga en los orificios de 5/32" del conducto superior.
- 3 Nótese la gran diferencia tanto en caudales como en las pérdidas de carga que se obtiene cuando se desprecia la fricción en el conducto principal.

Ocurre con frecuencia que las pérdidas en el conducto principal sí se pueden despreciar. En estos casos es posible determinar aproximada pero directamente la relación de áreas entre el lateral y el principal para producir una distribución de caudal uniforme, dentro de una variación dada. Para el caso de un 10% y para múltiples difusores, se indica en la forma siguiente:

- * Para el último lateral se puede admitir que $B = 1.70$ por ser la relación $V/v_n = 0$. (Laterales cortos).
- * La pérdida de carga en el último lateral (n) es, por lo tanto:

$$H_n = B_n \frac{\left(\frac{q_n}{a}\right)^2}{2g} = 1.7 \frac{\left(\frac{q_n}{a}\right)^2}{2g}$$

- * En las condiciones que se están analizando las pérdidas de carga son iguales en todos los laterales y por lo tanto:

$$H_n = B_1 \frac{\left(\frac{q_n}{1.10 \times a}\right)^2}{2g} = 1.7 \frac{\left(\frac{q_n}{a}\right)^2}{2g}$$

$$B_1 = 1.7 \times 1.1^2 = 2.057$$

- * Pero B_1 , llamando R a la relación de áreas entre el lateral y el principal, es también

$$B_1 = 1.67 \left(R \frac{Q}{q_1} \right)^2 + 1.7 \quad (15)$$

Se puede admitir que

$$\frac{q_1 + q_n}{2} = \frac{Q}{n}$$

y como se está obligando a que q_n sea igual a $1.1 q_1$ se tiene:

$$q_1 = \frac{0.952 Q}{n} \quad (16)$$

- * Reemplazando (16) en (15) se consigue:

$$B_1 = 1.67 \left(R \frac{Q}{0.952 \frac{Q}{n}} \right)^2 + 1.7 = 2.057$$

de donde:

$$R = \frac{0.44}{n} \quad (17)$$

Como en el caso de múltiples difusores las pérdidas de carga en la tubería principal tienen un notorio efecto compensador, para este caso es razonable, de acuerdo con la experiencia adquirida, admitir $R = 0.8/n$ para un análisis preliminar.

MÚLTIPLE RECOLECTOR

El múltiple recolector, como su nombre lo indica, es aquél en el cual el caudal final en el conducto principal es mayor que el caudal inicial. La pérdida por entrada es igual a 0.4 o 0.5 veces la carga de velocidad en el lateral y no se incluye en la pérdida $h'f$ de la ecuación (18) que se muestra más adelante. Esta pérdida $h'f$ es la que se produce entre un punto en el lateral inmediatamente después de su entrada y otro punto en el conducto principal después del lateral. Es producida por el cambio de velocidad entre dichos puntos y el cambio de dirección. En la figura 4 se muestra un esquema de la situación. En la figura 5 (tomada del libro *Water Clarification Processes* de H.E. Hudson) se muestra la gráfica de α vs V/v .

Alfa sigue siendo la relación entre la pérdida de carga $h'f$ y la carga de velocidad en el lateral:

$$\alpha = \frac{h'f_i}{\frac{v_i^2}{2g}} = 1 - 0.7 \left(\frac{v_i}{v_i} \right)^{0.5} \quad (18)$$

Los cálculos se efectúan en una forma semejante a los realizados para el múltiple difusor, teniendo en cuenta la nomenclatura de la Fig.No.4. Podemos observar, sin embargo, que si se invierte la numeración para que el último tramo del principal y el último lateral inicien con el número 1, el procedimiento y el programa de cálculo es semejante al del múltiple difusor pero cambian los coeficientes y el exponente de la ecuación para α . Se puede, utilizando la ecuación (18), encontrar para este caso del múltiple recolector una ecuación explícita para el valor de B_i , como se hizo para el múltiple difusor con la ecuación (8). Sin embargo la ecuación resultante es muy complicada porque se obtiene una ecuación de cuarto grado. Para facilitar los cálculos los autores recomiendan utilizar la siguiente ecuación para alfa :

$$\alpha = 0.875 - 0.431 \left(\frac{R_i Q_i}{q_i} \right) \quad (19)$$

La ecuación anterior da una correlación aceptable de acuerdo con la información que se tiene hasta el momento, pero se advierte que es necesario desarrollar una investigación más severa para conseguir coeficientes que den mejores resultados, incluyendo la relación de áreas y la forma de los conductos.

Teniendo en cuenta las pérdidas por entrada en el lateral se tiene:

$$B_i = 0.5 + 0.875 - 0.43 \left(\frac{R_i Q_i}{q_i} \right) \quad (20)$$

O en forma más general:

$$B_j = \theta - \theta \left(\frac{R Q_j}{q_j} \right); \text{ obsérvese: } \theta = \theta_1 + 0.5 \quad (21)$$

La ecuación para el lateral sigue siendo:

$$q_j = a \sqrt{\frac{2 g H_j}{B_j}} \quad (22)$$

Combinando las dos ecuaciones anteriores se obtiene para B_j :

$$B_j = \frac{2\theta + \frac{(\theta Q_j)^2}{A^2} \frac{1}{2g H_j} + \sqrt{\left[2\theta + \frac{(\theta Q_j)^2}{A^2} \frac{1}{2g H_j} \right]^2 - 4\theta^2}}{2} \quad (23)$$

El diagrama de flujo para el cálculo resulta igual que para los múltiples difusores y sólo cambia la forma de obtener el valor de B_j .

Es importante anotar que en este caso de múltiples recolectores la fricción no compensa el efecto del coeficiente B_j sino que por el contrario, lo acrecienta. La relación de áreas R para obtener uniformidad en los gastos de los laterales es por lo tanto más severa. Su derivación se desarrolla como sigue:

Relación de Areas para Flujo Uniforme

Para este caso utilizamos la Ec. (18) de HUDSON:

$$B_j = 1.5 - 0.7 \left(\frac{V_j}{v_j} \right)^{0.5} \quad (24)$$

Para el lateral más alejado de la salida, o sea, al inicio del flujo el coeficiente Beta es:

$$B_i = 1.5$$

$$H_n = \frac{1.5 \left(\frac{q_n}{a}\right)^2}{2g} \quad (25)$$

$$H_1 = \frac{B_1 \left(\frac{q_1}{a}\right)^2}{2g} \quad (26)$$

Obligamos a que $q_1 = 1.1 q_n$ y reemplazando y combinando las dos ecuaciones anteriores se obtiene: ($H_1 = H_n$ cuando se desprecia la fricción)

$$1.5 q_n^2 = B_1 q_1^2 = B_1 (1.1 q_n)^2$$

$$B_1 = \frac{1.5}{1.1^2} = 1.24$$

Además podemos admitir que:

$$\frac{q_1 + q_n}{2} = \frac{Q}{n} = \frac{1.1 q_n + q_n}{2} = \frac{2.1 q_n}{2}$$

$$q_n = 0.952 \frac{Q}{n} \quad (27)$$

$$q_1 = 1.1 \times 0.952 \frac{Q}{n} = 1.0472 \frac{Q}{n} \quad (28)$$

Reemplazando estos valores en la ecuación (24) para B_1

$$B_1 = 1.24 = 1.5 - 0.7 \left(\frac{R Q_1 n}{1.0472 Q_1} \right)^{0.5}$$

de donde:

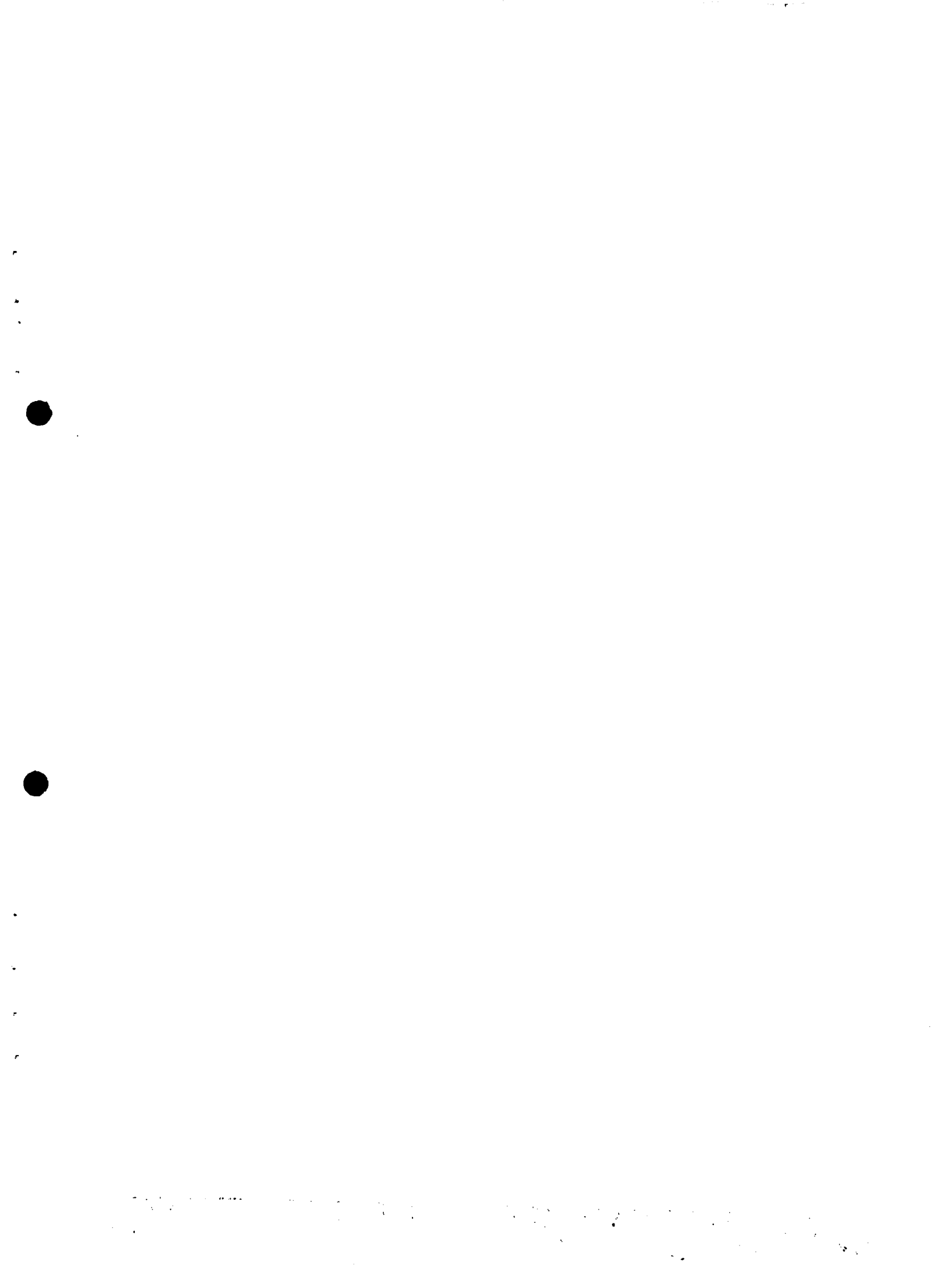
$$R = \frac{(1.5 - 1.24)^2 (1.0472)}{0.72^2 n}$$

$$R = \frac{0.144}{n} \tag{29}$$

REFERENCIAS

- 1 HUDSON, H.E. UMLER, R. and BAILEY, 12. Dividing flow manifold with square edged laterals. J. EED, ASCE, AUGUST 1979: 745
- 2 HUDSON, H.E. Water Clarificación Processes. Practical design and evaluation. Van Nostrand Reinhold environmental engineering series, 1981
- 3 FRENCH, J.A. Discussion to dividing-flow manifolds with square-edged laterals, J. EED, ASCE, June 1980: 675
- 4 RAWN, A.M. BOWEMAN, F.S. and BROORES, N.H. Difusers for disposal of sewage in sea water, transactions of the american society of civil engineers, VOL. 126, part III, 1:º 344m 1961
- 5 McNow, J.S. Mechanics of Manifold Flow, Trans. ASCE, 119 (paper 2714): 1103 (1954)
- 6 VENNARD, J.K. and DENTONI, D.K. Discussion to Mechanics of Manifold Flow. Trans. ASCE, 119 (paper 2714): 1136 1954.

NOTA: Otros autores citados en este documento y no mostrados aquí, aparecen referenciados por HUDSON en los dos documentos arriba indicados.



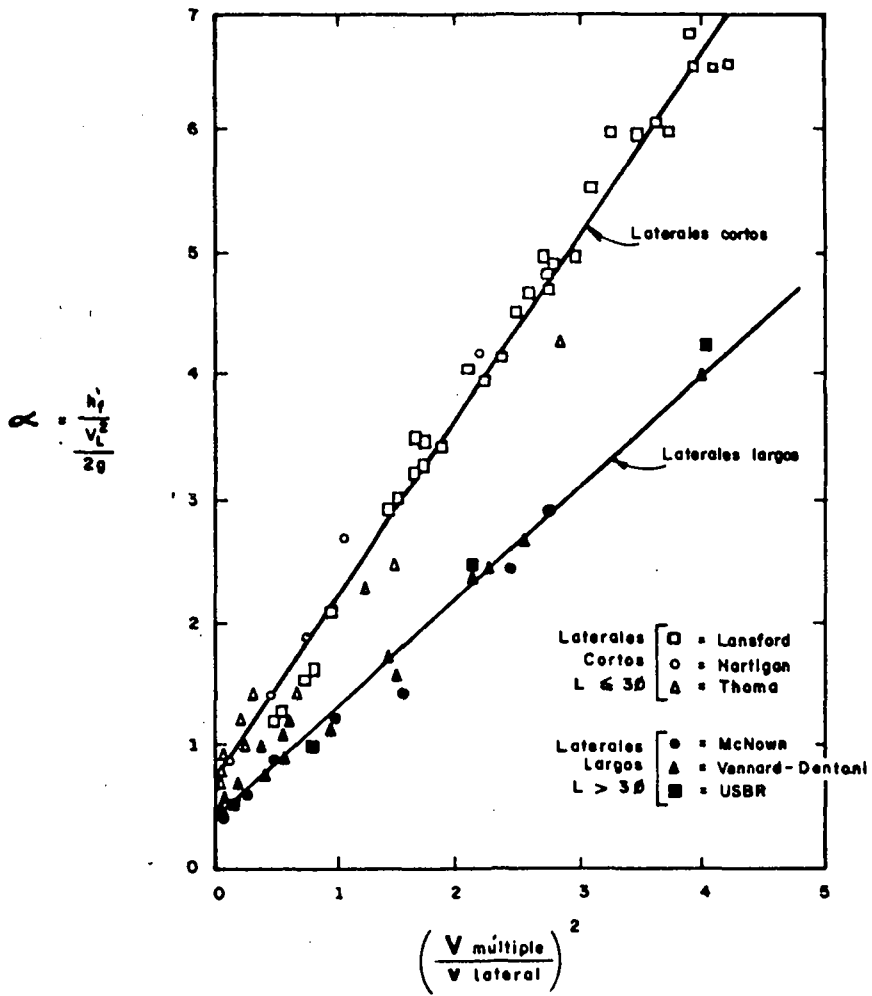


FIGURA 2

- COEFICIENTE DE PERDIDAS POR ENTRADA A LATERALES SALIENDO DE UN MÚLTIPLE DIFUSOR, (Refs. 1 y 2).

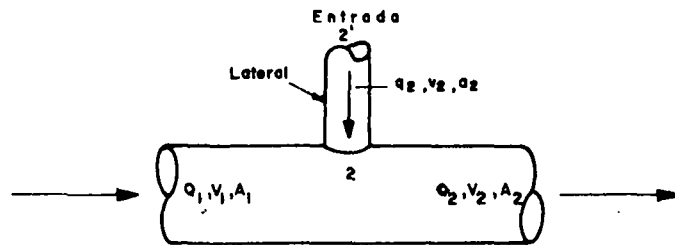
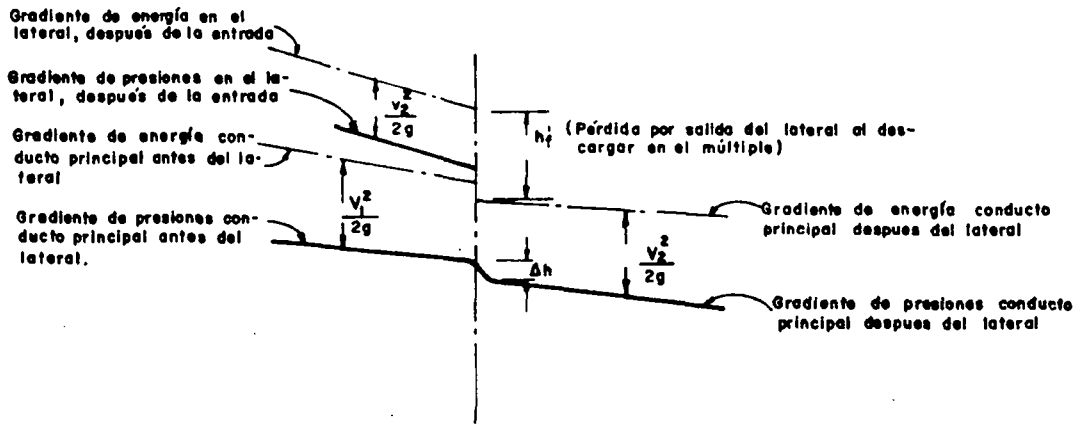
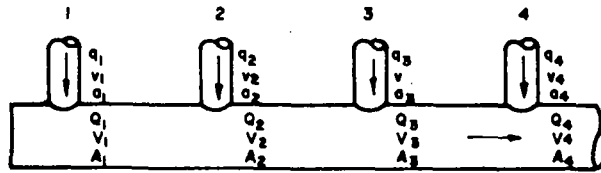
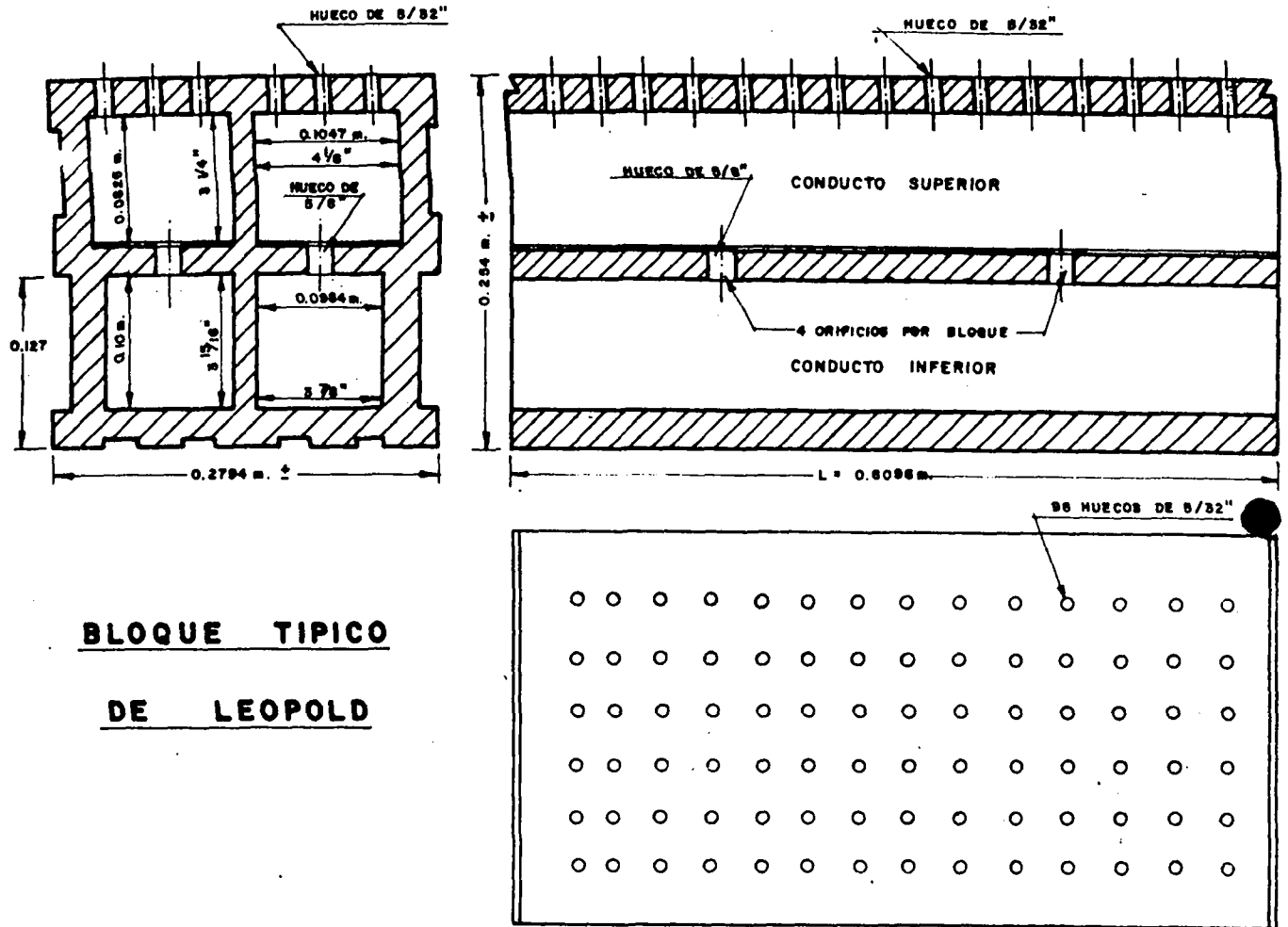


FIGURA 4 . -CONDICIONES EN UN MULTIPLE RECOLECTOR



Características :

Area total del conducto inferior.....	0.01969 m ²
Radio hidráulico del conducto inferior.....	0.02481 m ²
Area de un orificio de 5/8".....	0.000198 m ²
Area de un orificio de 5/32".....	0.000012 m ²
Area de la superficie superior de un bloque.....	0.1858 m ²

FIG. 3

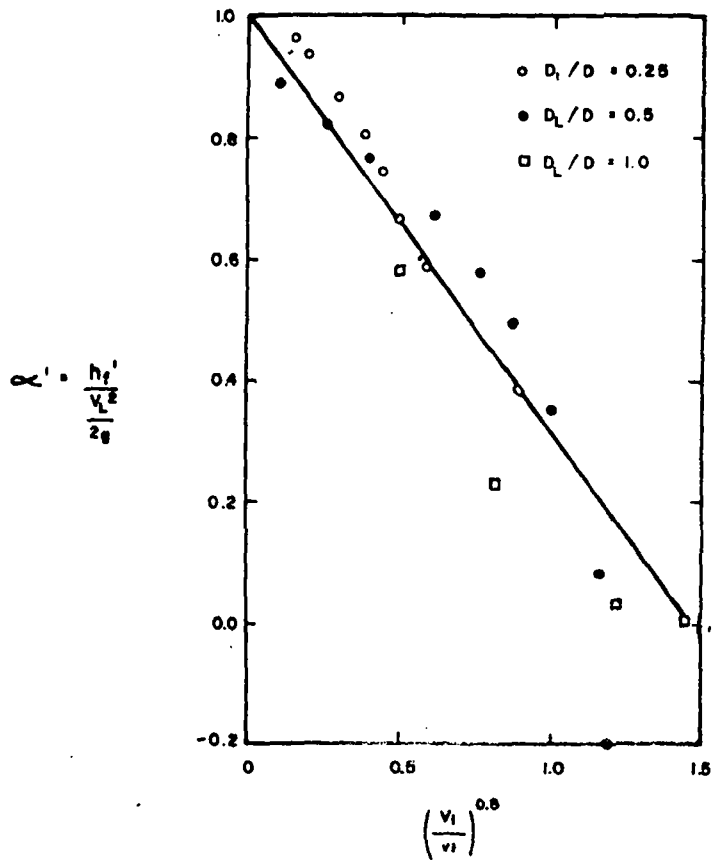
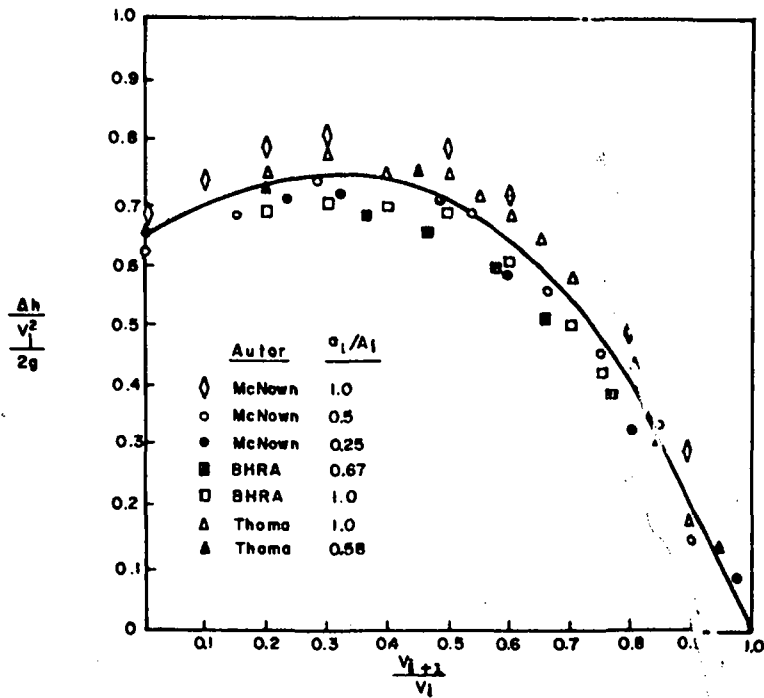
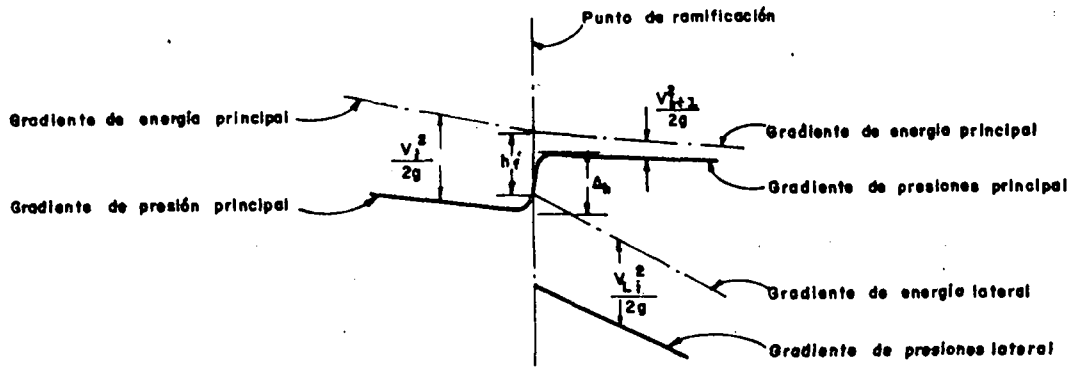
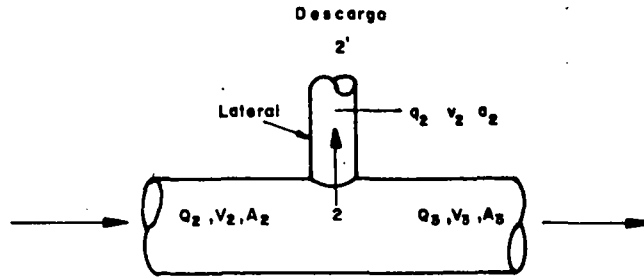


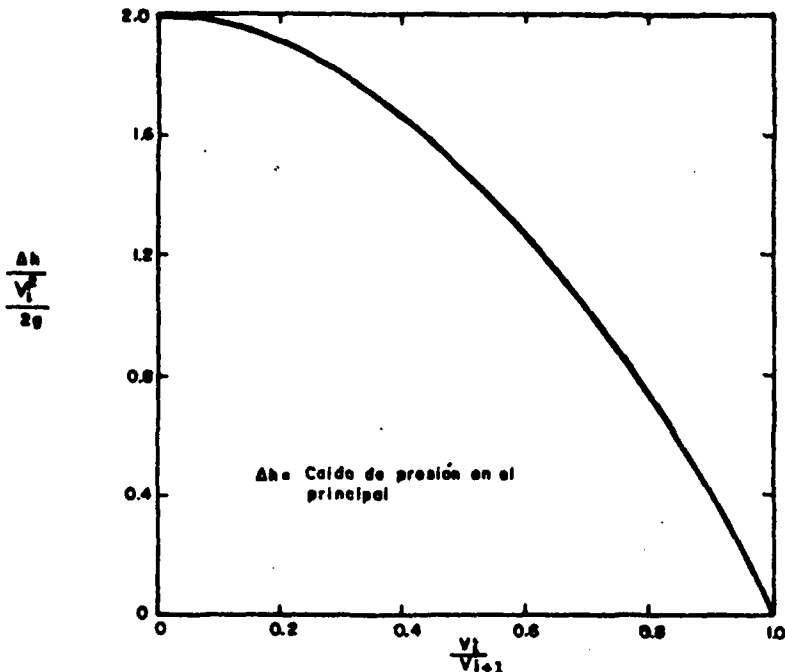
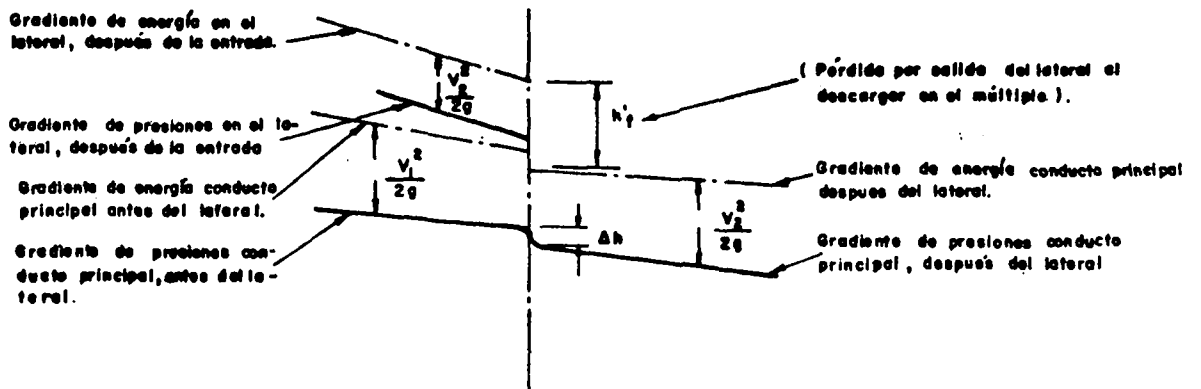
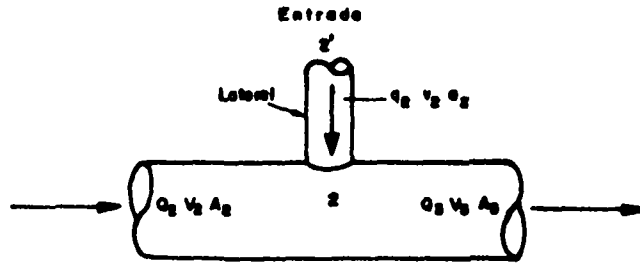
FIGURA 6

- COEFICIENTE DE PERDIDAS POR SALIDA DE LATERALES
DESCARGANDO EN MULTIPLES RECOLECTORES.
(Refs. 1 y 2).



COEFICIENTES PARA CALCULAR CAMBIOS EN LA LINEA DE PRESIONES A LO LARGO DEL CONDUCTO PRINCIPAL DE UN MULTIPLE DIFUSOR. (Con base en (24.1)).

FIGURA 6.



COEFICIENTES PARA CALCULAR CAMBIOS EN LA LINEA DE PRESIONES A LO LARGO DEL CONDUCTO PRINCIPAL DE UN MULTIPLE RECOLECTOR (Con base en Ref. 1)
 FIGURA 7

PROGRAMA PARA EL CALCULO

En los párrafos que siguen se describe un programa de computador en lenguaje Basic para facilitar los cálculos. En la figura 8 se muestra el diagrama de flujo.

Se emplean las siguientes variables:

- QI = Caudal mayor del múltiple. En los múltiples difusores es el caudal de entrada y en los recolectores el caudal de salida, en mcs.
- DO = El diámetro de los orificios del múltiple, en m. El programa calcula el área del orificio y la almacena en esta misma variable. El programa presupone que existe un solo orificio al final de cada tramo. Si hay varios orificios en una misma sección deberá calcularse previamente el diámetro equivalente del orificio, en metros, que produce una área igual a la suma de las áreas de dichos orificios, en esa sección. En este caso es este diámetro equivalente el que se almacena en DO.
- DM = Es el diámetro de la tubería principal del múltiple, en m.
- PRE = La precisión con la cual se desea llegar a la solución final, en forma de fracción.
- K = Coeficiente de rugosidad en la ecuación de Manning para calcular las pérdidas por fricción en el tubo principal. Por ejemplo, para PVC, $K = 0.010$. Con el valor de K la máquina calcula el valor de K que corresponde a la ecuación $H = K Q^2 L$ para encontrar la pérdida de carga en m, en el tramo de longitud L.
- N = Número de orificios. Si hay varios orificios en una sección dada, entonces N es el número de grupos de orificios cuyo diámetro equivalente para un solo orificio es DO.

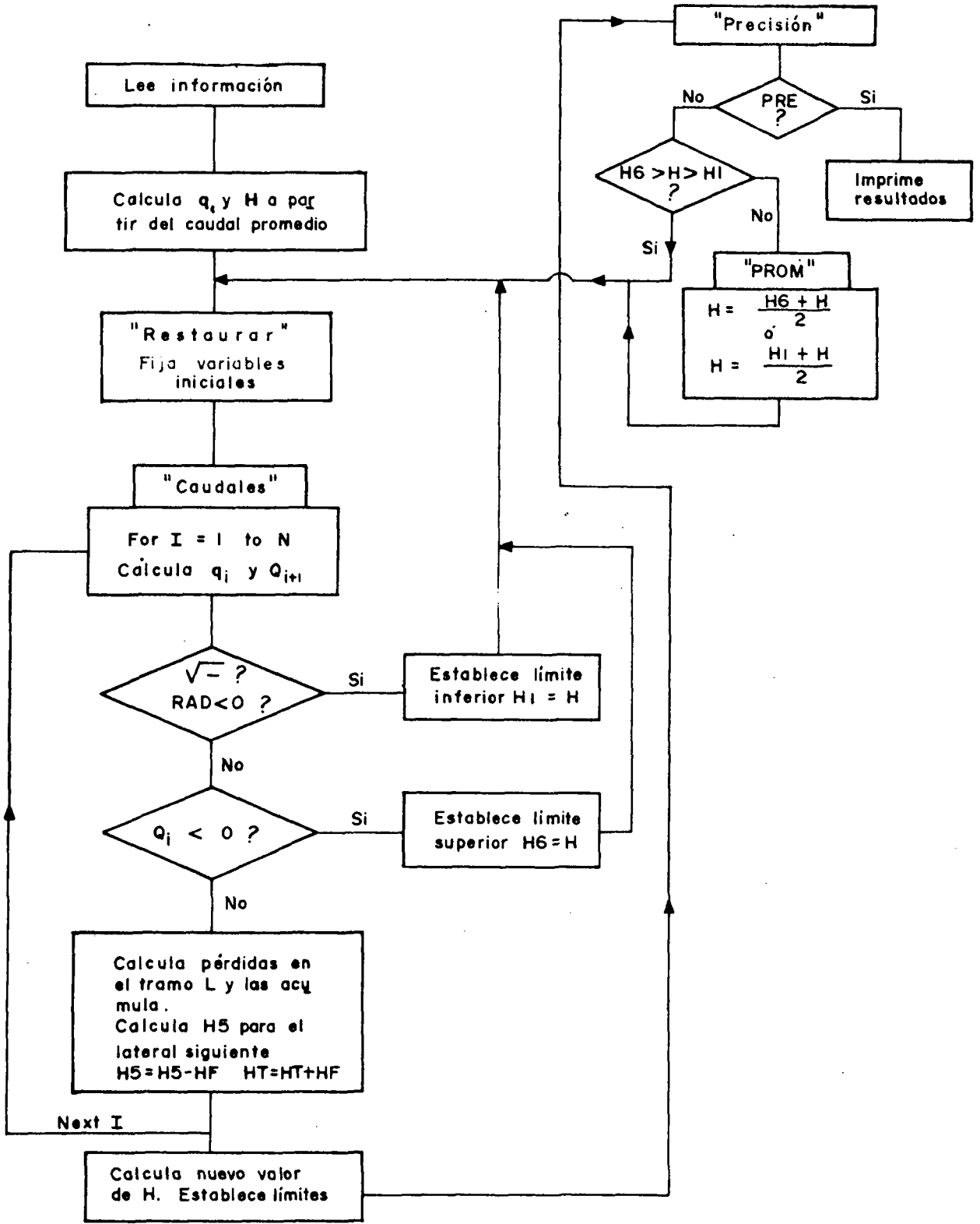


DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CALCULO DE UCI MULTIPLE

Fig. 8

L = Longitud del tramo entre 2 orificios consecutivos. Se supone que L es constante. Se da en metros.

DT1 = Coeficiente \emptyset de la ecuación (4). Por ejemplo $\emptyset = 1.67$ para laterales cortos.

DT2 = Coeficiente θ . En los múltiples difusores $\theta = \theta_1 + 1.0$ y si se trata de orificios cortos $\theta = 1.7$.

Las variables anteriores corresponden a la información que se le debe dar al computador para iniciar el cálculo. El programa sólo calcula múltiples difusores pero es fácil hacer una subrutina para calcular los valores correspondientes de q y H para los múltiples recolectores.

En el programa adjunto no se trabaja con la ecuación (8) sino que se prefirió combinar las ecuaciones (4) y (7) para eliminar B y obtener la siguiente expresión para q_i :

$$q_i = a \sqrt{\frac{2 g H_i - \frac{\emptyset Q_i^2}{A^2}}{\theta}} \quad (8A)$$

Como no pueden existir valores negativos del radical el valor límite de H para comenzar es:

$$H \geq \frac{\emptyset Q^2}{2g A^2} \quad (8B)$$

Para encontrar el nuevo H_n el valor de B se calcula con la ecuación (7), con el caudal q_n calculado para el último orificio, $Q_0(n)$.

Además de la información que se le debe dar al computador para efectuar el cálculo correspondiente, el programa hace uso de las siguientes variables.

B = Coeficiente B .

$H1$ = Valor límite de H según la ecuación (8B), para iniciar. Durante la ejecución del programa $H1$ y $H6$ son los valores límites de H , inferior y superior dentro de los cuales debe estar siempre el valor de H corregido, según se explicó atrás.

$H6$ = Valor de H como límite superior según se explicó.

RAD = Valor del radical de la ecuación (8A)

$Q(I)$ = Valor del caudal en la tubería principal en el tramo i de longitud L .

HF = Pérdida de carga, en m , por cambio de velocidad y por fricción en el tramo L de la tubería principal.

$H5$ = Pérdida de carga en m , para el orificio siguiente. También, pérdida de carga total cuando se inicia un ciclo. También, pérdida de carga total calculada en el ciclo para comparar con H .

HT = Pérdida de carga acumulada, en la tubería principal.

H = Pérdida de carga total, en m , que inicia el ciclo.

PROGRAMA BASIC PARA MULTIPLES

```

1  :  "MULTIPLES"
3  :  DIM Q(180)
4  :  DIM QO(180)
5  :  INPUT "NUEVE DATOS"; QI,DO,DM,PRE,K,N,L,DT1,DT2
9  :  K = 10.30404*K2/DM5.333
10 :  DO = .785*DO2
11 :  DM = .785*DM2
20 :  B = DT1*(DO*N/DM)2 + DT2
30 :  H = B*{QI/(DO*N)}2/19.62
40 :  H5 = H
45 :  WAIT 100
50 :  PRINT H
55 :  H1 = DT1*(QI/DM)2/19.62
56 :  P. "H1 = "; H1
60 :  H6 = 1.5 * H
65 :  GOTO" RESTAURAR
70 :  "CAUDALES"
75 :  Q(1) = QI
76 :  FOR I = 1 TO N
77 :  RAD = 19.62* H5 - DT1 *{Q(I)/DM}2
78 :  IF RAD<0 THEN LET H1 = H : GOTO  "PROHLM"
81 :  QO(I) = DO*(RAD/DT2)0.5
89 :  M = I + 1
90 :  Q(M) = Q(I) - QO(I)
91 :  IF Q(M) < 0  AND I < N THEN LET H6 = H: GOTO  "PROHLM"

```

```

110 : "PERDIDAS"
120 : HF =  $\frac{0.2}{19.62 \cdot DM^2} * \{Q^2(\frac{I}{N}) - Q^2(\frac{M}{N})\} + K \cdot L \cdot Q^2(M)$  por  $Q(I) >$  *
121 : IF I = N THEN LET HF = 0
130 : H5 = H5 - HF
132 : HT = HT + HF
140 : NEXT I
141 : I = N
150 : "CARGA H
160 : B = 19.62 * H5 * {DO/QO(I)}2
170 : QO(N) = Q(M)/N + QO(I)
179 : BEEP 5, 5, 5
180 : H5 = HT + B * {QO(N)/DO}2 / 19.62
190 : IF (H-H5) > 0 THEN LET H6 = H : GOTO "PRECISION"
191 : H1 = H
200 : "PRECISION
220 : IF ABS(H-H5) < PRE THEN GOTO "RESULTADOS"
225 : IF H5 > H6 THEN LET H5 = H6 : GOTO "PROM"
230 : IF H5 < H1 THEN LET H5 = H1 : GOTO "PROM"
235 : GOTO "RESTAURAR"
237 : "RESTAURAR
238 : WATT 200
239 : PRINT "H ="; H; "H5 ="; H5
240 : H = H5
241 : HT = 0
242 : BEEP 20, 20, 20

```

Q(M) y las pérdidas son siempre positivas.

```
250 : GOTO "CAUDALES"
255 : "RESULTADOS"
257 : BEEP 5,5,5
261 : WAIT 150
262 : PRINT "RES"; "H ="; H; "H5 = "; H5
270 : FOR I= 1 TO N
280 : PRINT "N = " ; I; "Q0 = "; Q0(I)
290 : NEXT I
295 : END
300 : "PROM
310 :  $H5 = (H5 + H)/2$ 
320 : GOTO "RESTAURAR"
330 : "LIMITES"
340 : IF  $H5 > H1$  THEN LET H = H5 : GOTO "RESTAURAR"
350 :  $H5 = (H1 + H6)/2$ 
352 : GOTO "RESTAURAR"
360 : "PROHLM"
370 :  $H5 = (H1 + H6)/2$ 
380 : GOTO "RESTAURAR"
400 : END
```


En los párrafos que siguen se presenta un pequeño ejemplo, a título puramente ilustrativo, del procedimiento. Puede desarrollarse manualmente para obtener una buena visualización conceptual del problema.

Caudal de diseño,	Q =	10 lps	0.010 mcs
Diámetro de la tubería principal,	D =	1.75"	4.445×10^{-2} m
Area de la tubería principal,	A =		1.551×10^{-3} m ²
Diámetro del lateral	d =	1"	2.540×10^{-2} m
Area del lateral	a =		5.065×10^{-4} m ²
Longitud del tramo	L =		0.20 m
Número de orificios	N =		2
Tipo de lateral:			corto
	$\theta =$		1.7
	$\theta =$		1.67
Tipo de múltiple: difusor			
Coefficiente de rugosidad	n =		0.010
	K =		16763.396

Los resultados son: (para una precisión de 0.001).

1. Sin tener en cuenta la fricción:

$$\begin{aligned}
 H &= 10.771 \text{ m} \\
 q_1 &= 4.627 \text{ lps} \\
 q_2 &= 5.373 \text{ lps} \\
 \text{Error en caudales: } &16.1 \%
 \end{aligned}$$

2. Teniendo en cuenta la fricción:

$$\begin{aligned}
 H &= 10.946 \text{ m} \\
 q_1 &= 4.683 \text{ lps} \\
 q_2 &= 5.371 \text{ lps} \\
 \text{Error en caudales} &= 13.5\%
 \end{aligned}$$

La solución manual, paso a paso, para una sola iteración es como sigue:

a.) Sin tener en cuenta la fricción.

$$\text{Para iniciar : } q_1 = q_2 = 0.01/2 = 0.005 \text{ mcs}$$

$$B_1 = 1.67 \left(\frac{0.3266 \times 0.010}{0.005} \right)^2 + 1.7 = 2.412$$

$$B_2 = 1.67 \left(\frac{0.3266 \times 0.005}{0.005} \right)^2 + 1.7 = 1.878$$

$$\sum_{i=1}^2 \sqrt{\frac{1}{B_i}} = \sqrt{\frac{1}{2.412}} + \sqrt{\frac{1}{1.878}} = 1.373$$

$$q_1 = \frac{0.010}{\sqrt{2.412 \times 1.373}} = 0.00469 \text{ mcs}$$

$$q_2 = \frac{0.010}{1.878 \times 1.373} = 0.00531 \text{ mcs}$$

Con estos nuevos valores de los caudales se repite el proceso para obtener una mejor aproximación:

$$B_1 = 1.67 \left(\frac{0.3266 \times 0.010}{0.00469} \right)^2 + 1.7 = 2.510$$

$$B_2 = 1.67 \left(\frac{0.3266 \times 0.00531}{0.00531} \right)^2 + 1.7 = 1.878$$

$$\sum_1^2 \sqrt{\frac{1}{B_i}} = \sqrt{\frac{1}{2.510}} + \sqrt{\frac{1}{1.878}} = 1.3609$$

$$q_1 = \frac{0.010}{\sqrt{2.510 \times 1.3609}} = 0.00464$$

$$q_2 = \frac{0.010}{\sqrt{1.878 \times 1.3609}} = 0.00536$$

$$H = B_i \frac{v_i^2}{2g} = \frac{1.878}{19.62} \left(\frac{0.00536}{5.065 \times 10^{-4}} \right)^2 = 10.719 \text{ m}$$

Obsérvese lo siguiente:

1. Las diferencias obtenidas en los errores de los caudales y en las pérdidas de carga en ambos métodos. Podrían tener mucha importancia en los diseños según cada caso particular.
2. La solución manual, para el caso de tenerse en cuenta la fricción, es mucho más laboriosa.
3. Se obtiene más uniformidad en el cálculo de los caudales cuando se considera la fricción.
4. La relación R para este caso es:

$$R = \frac{2 \times a}{A} = \frac{2 \times 5.065 \times 10^{-4}}{1.551 \times 10^{-3}} = 0.653$$

5. Si se hubiera querido tener una distribución de caudales con un error del 10% sin tener en cuenta la fricción el diámetro del múltiple debería ser igual a:

$$D = \sqrt{\frac{a N}{0.44 \times 0.785}} = 0.054 \text{ m} = 2.132''$$

Para ilustrar el método cuando hay fricción se muestran a continuación los pasos del primer ciclo:

- b.) Teniendo en cuenta la fricción.

Como se inicia en el primer lateral con el caudal promedio, entonces, como en el caso anterior, $q_1 = 0.01/2 = 0.005$ y $B_1 = 2.412$. Así, se tiene para iniciar el proceso:

$$H = H_1 = \frac{B_1 v_1^2}{2g} = \frac{2.412}{19.62} \times \left(\frac{0.005}{5.065 \times 10^{-4}} \right)^2$$

$$= 11.98 \text{ m}$$

Las pérdidas de carga en la tubería son:

$$H_f = 16763.396 \times 0.20 \times 0.005^2 + \frac{0.2(0.01^2 - 0.005^2)}{19.62 \times 1.55 \times 10^{-6}}$$

$$= 0.402 \text{ m}$$

El valor de H_2 para el segundo lateral es:

$$H_2 = H - H_f = 11.980 - 0.402 = 11.578 \text{ m}$$

De acuerdo a la ecuación 8A el caudal del segundo lateral es:

$$q_2 = 5.065 \times 10^{-4} \sqrt{\frac{19.62 \times 11.578 - 1.67 \left(\frac{0.005}{1.551 \times 10^{-3}} \right)^2}{1.7}}$$

$$q_2 = 0.00563$$

Con este valor se calcula el valor de B_2 para hacer la corrección de H :

$$B_2 = 2gH \left(\frac{a}{q} \right)^2 = 19.62 \times 11.578 \times \left(\frac{5.065 \times 10^{-4}}{0.00563} \right)^2 = 1.839$$

El valor de Q_{i+1} es:

$$Q_{i+1} = Q_i - q_i = 0.005 - 0.00563 = -0.00063 < 0$$

Como $Q_{i+1} < 0$, esto significa que $H = 11.98$ m es un límite superior.

$$d_q = \frac{Q_{i+1}}{2} = - \frac{0.00063}{2} = -0.000315$$

El caudal corregido para el lateral 2 es:

$$\begin{aligned} q_2 \text{ (corregido)} &= q_2 + d_q = 0.00563 - 0.000315 \\ &= 0.0053 \end{aligned}$$

El nuevo valor de H_2 es:

$$H_2 = \frac{B_2 v_2^2}{2g} = \frac{1.839}{19.62} \times \left(\frac{0.0053}{5.065 \times 10^{-4}} \right)^2 = 10.27$$

Y el nuevo valor de H es:

$$H = H_2 + H_f = 10.27 + 0.402 = 10.67$$

Con este valor se inicia el segundo ciclo de cálculos. Por ejemplo, según la ecuación 8A el valor de q_1 es:

$$q_1 = 5.065 \times 10^{-4} \sqrt{\frac{19.62 \times 10.67 - 1.67 \left\{ \frac{0.01}{1.55 \times 10^{-3}} \right\}^2}{1.7}}$$

= 0.0046 mcs, etc.

Los resultados finales, de acuerdo con el computador, se mostraron anteriormente.

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES

CAPITULO VIII

RAPIDOS

5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

R A P I D O S

Quando un canal tiene una fuerte pendiente el agua adquiere una velocidad elevada. En este caso el canal toma el nombre de rápido. Se utiliza como una estructura hidráulica para vencer fuertes diferencias de nivel, de manera económica. Para entregar posteriormente el agua a un canal natural será necesario disponer en el extremo inferior del rápido de una estructura amortiguadora de energía, como por ejemplo, un pozo de quietamiento. En el rápido el agua absorbe gran cantidad de aire lo que aumenta la profundidad del flujo. En los párrafos que siguen se deducirá la ecuación diferencial del perfil del flujo sin considerar dicha absorción de aire. Para esto debe tenerse en cuenta que la presión del agua ya no corresponde a la hidrostática con relación a la dirección vertical. De acuerdo con la figura 1, la ecuación de la energía puede expresarse como sigue:

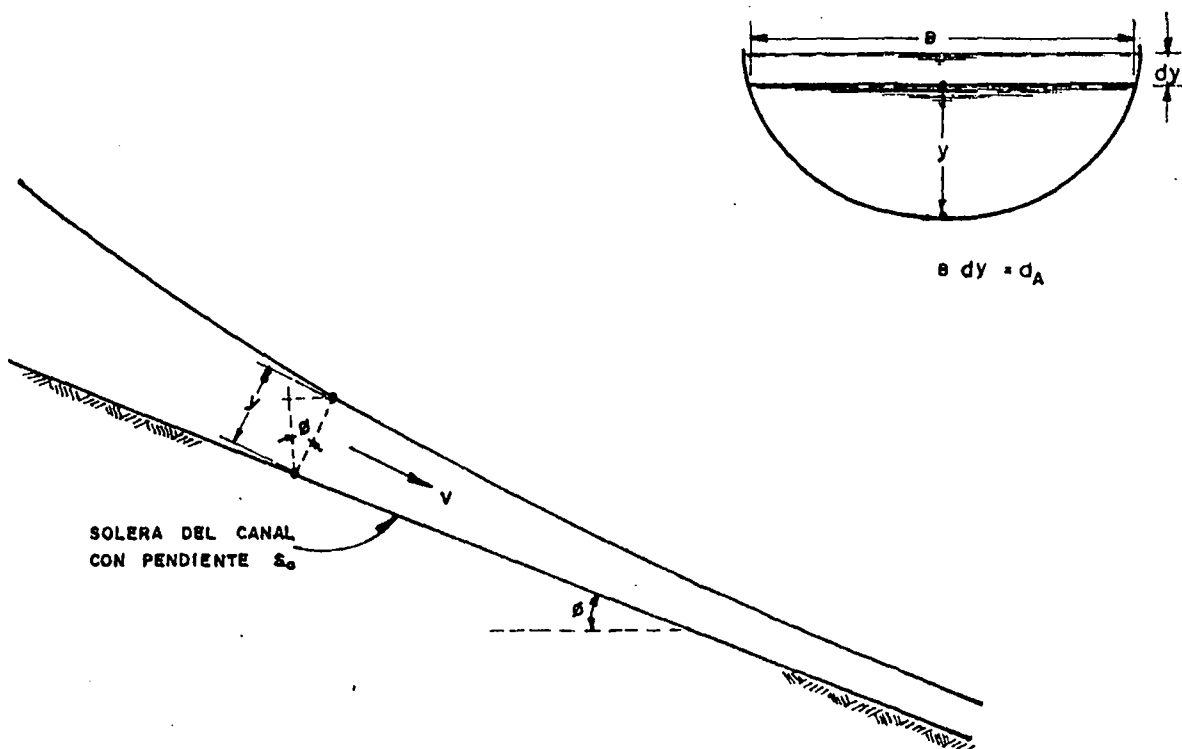


Fig. 1 - Perfil del Flujo en un Rápido.

$$E = z + y \cos \phi + \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

En donde:

E = Carga de energía total con respecto a un plano de referencia.

z = Altura del fondo del canal con respecto al plano de referencia.

g = Gravedad.

v = Velocidad promedio del agua, correspondiente al gasto Q y al área A normal a la solera del canal.

x = Distancia horizontal del punto del canal que se está considerando.

Derivando la ecuación (1) con respecto a x se tiene:

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} \cos \phi - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dx} \quad (2)$$

Si S es el gradiente de energía o sea, la pérdida de carga por fricción por unidad de longitud se tiene:

$$\frac{dE}{dx} = -S \quad (3)$$

$$\frac{dz}{dx} = -S_o \quad (\text{Pendiente de solera}) \quad (4)$$

Teniendo en cuenta que $B dy = dA$ en donde A = área de flujo normal a la solera del canal y B = ancho del canal en la superficie del agua, y reemplazando (3) y (4) en (2) se consigue:

$$\frac{S_o}{\cos \phi} \frac{dx}{dy} = \frac{\frac{Q^2}{g \frac{A^3}{B} \cos \phi} - 1}{\frac{S}{S_o} - 1} \quad (5)$$

Ahora adoptamos las siguientes definiciones:

Qn = Caudal normal correspondiente a la profundidad y del flujo la cual determina el área A. Obsérvese bien que esta y, no es la profundidad normal del flujo que corresponde al caudal Q con la pendiente del canal S_o .

Q'_c = Caudal crítico para la profundidad y

De acuerdo con las definiciones anteriores se tiene:

$$g \frac{A^3}{B} = \frac{B^2 g A^3}{B^3} = \left(\frac{Q'_c}{B} \right)^2 B^2 \quad (6)$$

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

$$Qn = \frac{A R^{2/3} S_o^{1/2}}{n}$$

$$\frac{Q^2}{Qn^2} = \frac{S}{S_o} \quad (7)$$

Reemplazando (6) y (7) en (5) se llega a:

$$\frac{S_o}{\cos \theta} \frac{dx}{dy} = \frac{\left[\frac{Q}{B \sqrt{\cos \theta}} \right]^2 - 1}{\left[\frac{Q}{B} \right]^2 - 1} \quad (8)$$

La ecuación (8) es la ecuación diferencial del flujo en un rápido. Véase referencia 1. p.254.

La profundidad real del flujo se calcula con las ecuaciones siguientes:

$$y_a = f y \quad (9)$$

$$f - 1 = 0.005 v^2 / g y \quad (10)$$

En donde:

y_a = Tirante real con absorción de aire, normal a la solera, correspondiente al tirante teórico calculado con la ecuación (8)

f = Factor de expansión por el aire absorbido

CURVAS VERTICALES DE LA SOLERA A LA ENTRADA DEL RÁPIDO Y EN PUNTOS INTERMEDIOS

Para evitar que la vena líquida se desprege de la solera lo que podría causar presiones negativas, en la zona del cambio de pendiente a la entrada del rápido, se construye una curva de transición vertical con la ecuación

$$y_v = \frac{x^2}{10.976} \quad (11)$$

En donde:

y_v = Distancia vertical a partir del origen, en m

x = Distancia horizontal a partir del origen, en m

Si dentro del rápido ocurre un nuevo cambio de pendiente se calcula una curva de transición entre ambas por la misma razón anterior aunque en este caso es menos importante. La curva de transición está definida por:

$$y = 0.0328 x^2 + S_1 x \quad (\text{sistema métrico}) \quad (12)$$

En donde:

y = Distancia vertical a partir del origen situado en el principio de la curva (PC) donde la tangente es igual a la pendiente S_1 , en metros.

x = Abscisa horizontal correspondiente a y , en m

S_1 = Pendiente superior, en m/m

La pendiente en cualquier punto de la curva está definida por la ecuación:

$$S = 0.0656 x + S_1$$

y los valores de x_2 e y_2 para S_2 , la pendiente inferior, son:

$$x_2 = 15.244 (S_2 - S_1) \quad (13)$$

$$y_2 = 7.622 S_2^2 - 7.622 S_1^2 - 0.0001 S_2 S_1 \approx 7.622 (S_2^2 - S_1^2) \quad (14)$$

Se determina el valor de las tangentes así:

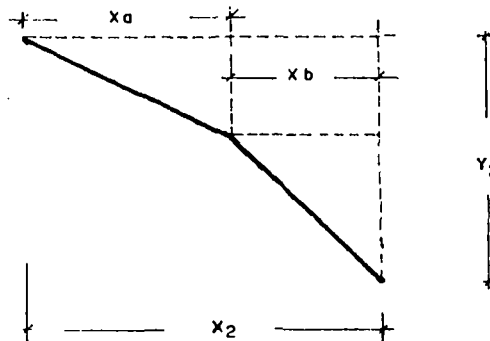
$$x_a + x_b = x_2 \quad (15)$$

$$S_1 x_a + S_2 x_b = y_2 \quad (16)$$

De las cuales se obtiene:

$$x_b = \frac{y_2 - S_1 x_2}{S_2 - S_1}$$

$$x_a = -\frac{y_2 - S_1 x_2}{S_2 - S_1} + x_2 \quad (17)$$



Deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- * 1 Normalmente se puede tomar el origen de coordenadas de la ecuación (11) como la sección de control, pues la profundidad crítica está muy cerca de este punto.
- * 2 El rápido se calcula para $n = 0.008$ en la fórmula de Manning. El pozo de aquietamiento se calcula para la profundidad y , calculada con la ecuación (8), al inicio del pozo.
- * 3 El ancho b del rápido para un canal rectangular se puede calcular aproximadamente con la fórmula

$$b = \sqrt{Q} \quad (18)$$

en donde Q es el caudal de diseño en mcs.

- * 4 La velocidad máxima permisible para el rápido es del orden de 20 mps.

En los párrafos que siguen se da un programa para la calculadora HP 67 que resuelve la ecuación (8).

Se indican a continuación los registros o memorias utilizados:

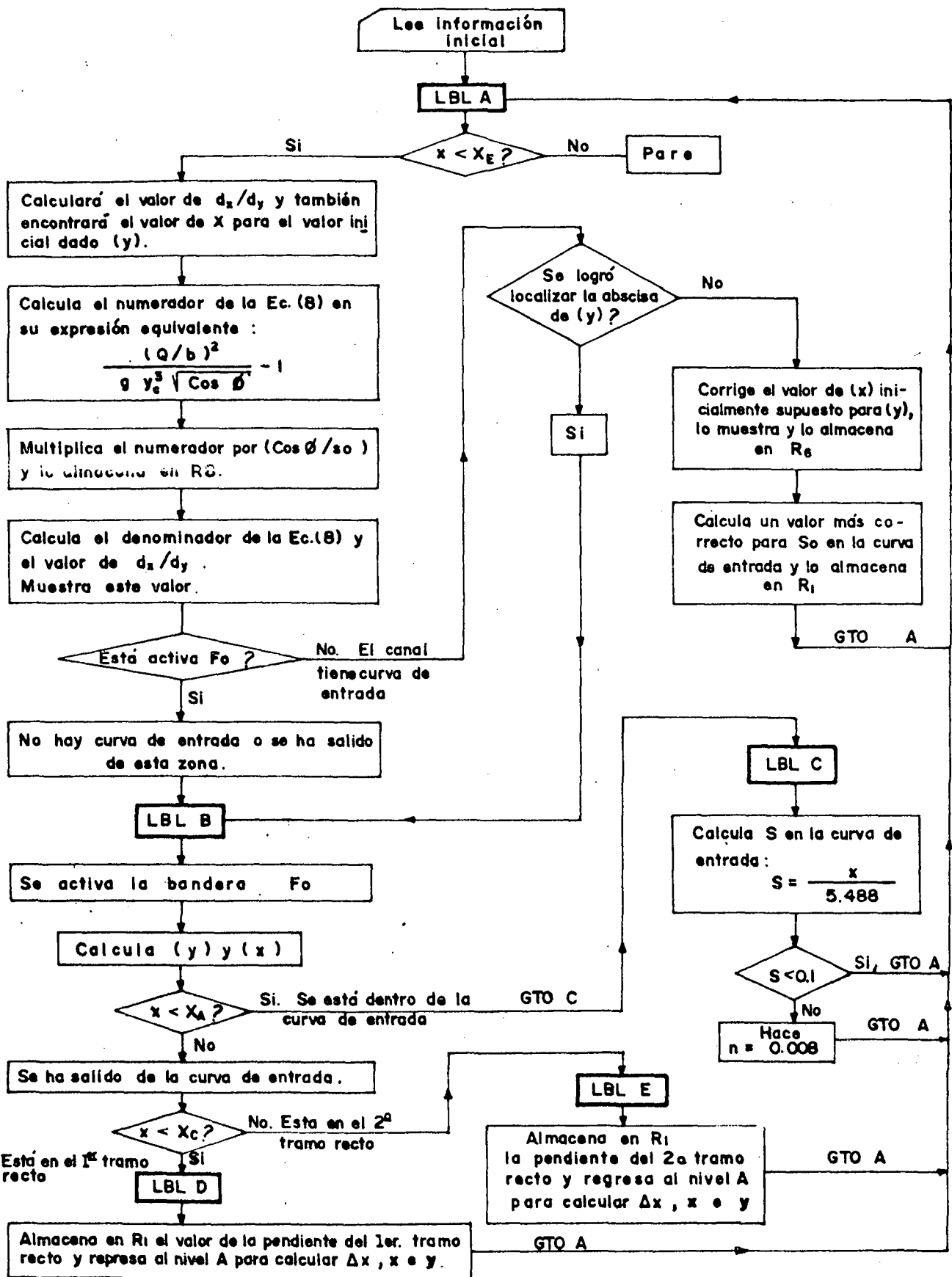
- y = Profundidad inicial en R_0
- x = Valor inicialmente supuesto para localizar el valor de y cercano e inferior a y_c , dado como valor inicial del tirante. Este valor inicial de x se coloca en R_6 . Si no hay curva de entrada es necesario registrar en R_6 el valor de x que corresponde a y.
- S_0 = Pendiente inicial que se supone que corresponde a y, y que se coloca inicialmente en R_1 .
- q = El caudal por unidad de ancho, en R_2
- b = El ancho de un canal rectangular en R_3
- n = El coeficiente de rugosidad de la ecuación de Manning se coloca en el registro o memoria R_4 . Corresponde a la zona de entrada. Cuando se alcanza un valor de la pendiente S_0 mayor o igual a 0.1, la máquina cambia el valor de n a 0.008, automáticamente.
- dy = El incremento de la profundidad, se coloca en R_1 , con valor negativo por tratarse de un rápido. La profundidad y decrece con x.
- x_A = Valor de x donde comienza la primera pendiente fuerte de valor constante, S_A . Se almacena en el registro R_A .
- S_A = Primera pendiente constante del canal, en el registro R_B .
- x_c = Abscisa donde comienza la segunda pendiente constante del canal. El programa admite dos tramos rectos con pendientes constantes S_A y S_c . El valor de x_c se registra en R_c .
- S_c = Valor de la segunda pendiente constante, en el registro R_D .
- x_E = Abscisa donde termina la segunda pendiente constante y comienza el pozo de aquietamiento, en el registro R_E . El programa no calcula el pozo.

Para la utilización correcta del programa deben tenerse en cuenta los siguientes puntos:

- * 1 El programa incluye cálculos para la curva vertical a la entrada del rápido pero puede prescindir de dichos cálculos si sólo se da la información correspondiente a los dos tramos rectos. Si hay curva de entrada debe desactivarse la bandera F_0 porque si está activada la máquina supone que el canal es recto. Cuando existe la curva de entrada la máquina localiza la abscisa que corresponde al tirante inicial y, ligeramente menor que y_c .
- * 2 Si el canal no tiene curva de entrada entonces $x_A = 0$ en el registro R_A . En este caso la bandera F_0 debe estar activada, lo cual ocurre automáticamente cuando se prende la HP 67. En R_1 , debe almacenarse el valor de S_A porque en este caso $S_0 = S_A$.

- * 3 Si hay una curva de entrada los primeros puntos tienen una pendiente pequeña y no habiendo absorción de aire el valor de n es el valor normal del canal. La máquina cambia este valor a $n = 0.008$ cuando la pendiente de la solera llega a ser igual a 0.1 ó mayor.
- * 4 La máquina se detiene cuando se alcanza o se sobrepasa la abscisa donde comienza el pozo de quietamiento. Cuando esto ocurre pero se quiere que la máquina siga dando valores debe aumentarse el valor almacenado en R_E y presionarse la tecla R_S .
- * 5 Cuando hay una curva de entrada debe tenerse el cuidado de dar valores iniciales supuestos que sean congruentes puesto que la máquina mostrará "error" si el valor resultante dx/dy es positivo. En un rápido el valor de dx/dy debe ser negativo y por lo tanto debe tenerse en cuenta lo siguiente: a_* El primer valor de x puede ser el que corresponde a la profundidad crítica pero el valor inicial de y debe ser ligeramente menor que dicha profundidad. b_* El primer valor de S_0 debe ser mayor que la pendiente crítica para que se obtenga un denominador negativo en la ecuación diferencial (8).
- * 6 Mientras más pequeño sea el valor de dy utilizado más preciso será el cálculo de x .
- * 7 El programa muestra en la pantalla sucesivamente: 1* El valor de dx/dy con signo negativo. 2* El valor de la profundidad y y 3* El valor de x que corresponde a esa profundidad. Sin embargo, la primera vez, si hay curva de entrada, después de mostrar el valor dx/dy (negativo) muestra la localización (x) del valor de (y) inicialmente supuesto.
- * 8 Debe tenerse cuidado de que en el registro R_6 se encuentre el correcto valor de x para iniciar. R_6 debe estar en 0 para un canal recto sin curva de entrada o debe contener el correcto valor de x para el correspondiente y de y .
- * 9 Cuando la máquina se detiene por sí sola esto significa que se ha alcanzado o sobrepasado el valor de X_E . La máquina se detiene y muestra la diferencia $x - X_E$ según la instrucción 6. No debe presionarse la tecla R_6 sin haber cambiado adecuadamente el valor de X_E y el valor S_0 en el registro R_1 .
- * 10 Para iniciar el programa presiónese la tecla A .

En seguida se presentan las instrucciones del programa.



**DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL PROGRAMA
DE CALCULO DEL RAPIDO**

Número de Instrucción	Instrucción	Número de Instrucción	Instrucción
001	31 25 11	2	34 06
3	34 15	4	51
5	31 81	6	84
7	34 02	8	32 54
9	09	010	83
11	08	12	01
13	81	14	34 00
15	03	16	35 63
17	81	18	34 01
19	32 64	20	31 63
21	33 07	22	81
23	01	24	51
25	34 07	26	34 01
27	81	28	71
29	33 08	030	34 00
31	34 04	032	81
33	34 01	034	31 54
35	71	36	33 09
37	34 00	38	34 03
39	71	40	34 03
41	34 00	42	02
43	71	44	61
45	81	46	83
47	06	48	06
49	06	50	07
51	35 63	52	34 09
53	71	54	34 02
55	81	56	35 62
57	32 54	58	02
59	51	60	34 08
61	81	62	35 62
63	31 84	64	33 69
65	35 71 00	66	22 12
67	35 34	68	71
69	33 05	70	34 06
71	51	72	35 64
73	83	74	02
75	00	76	00
77	01	78	51
79	31 71	80	22 12
81	34 05	82	34 06
83	61	84	02
85	81	86	33 06
87	31 84	88	05
89	83	090	04
91	08	92	08
93	81	94	33 01
95	22 11	96	31 25 12

Número de
Instrucción

Instrucción

Número de
Instrucción

Instrucción

97	35	51	00	98		34	00
99		35	34	100			61
101		31	84	102		33	00
103		34	09	104		35	34
105			71	106	33	61	06
107		34	06	108		31	84
109		34	11	110			51
111		31	71	112		22	13
113		34	06	114		34	13
115			51	116		31	71
117		22	14	118		22	15
119	31	25	14	120		34	12
121		33	01	122		22	11
123	31	25	15	124		34	14
125		33	01	126		22	11
127	31	25	13	128		34	06
129			05	130			83
131			04	132			08
133			08	134			81
135		33	01	136			83
137			01	138			51
139		31	71	140		22	11
141	31	25	01	142			83
143			00	144			00
145			08	146		33	04
147		22	11	148		35	22

LBLA

RCL6 = Valor de la abs x en un punto cualquiera

RCLE

X>0?

06 RS Finaliza el proceso

RCL2 = Q/b

X²

9.81

013 ÷

014 RCL0

015 3

016 Y³

÷

RCL1 = S₀

019 tg⁻¹

Cos θ

STO 7 almacena en R₇, cos θ

÷

1 calculó el numerador de la
- ec. 8.

025 RCL 7

RCL 1

÷

X multiplicó dicho numerador por cos θ/s_0

STO 8

RCL 0

RCL 4

÷

RCL 1

$\sqrt{\quad}$
X $(\frac{y}{n} s^{1/2})$

STO 9

RCL 0

RCL 3 = area by

X

41 RCL 3 }
RCL 0 } = perimetro mojado
2 }
X }
+ }

÷ calculó el radio hidráulico

0.667

yx

RCL 9

X calculó $\frac{Qn}{B}$

RCL 2

÷

56 $\frac{1}{x}, x^2$

1, -, RCL 8,

÷, $\frac{1}{x}$, -x- calculó $\frac{dx}{dy}$ y lo muestra

STO 9, F0?

GTO B, RCL I

```

68   X, STO 5, RCL 6
     - , Abs
     . 0001, - ,
     x < 0 ? , localizó y?
     GTO B, RCL 5
032  RCL 6, +
     2, ÷ calcula un valor promedio de la abscisa para el valor
           de y
     STO 6, -x- lo almacena en R6 y la muestra
036  5.488, ÷,
095  STO 1, GTO A

096  LBLB
     SFo
     RCLo
     RCLI, + , -x-,
     STO 0
103  RCL 9, RCLI
     X , STO + 6,
     RCL 6, -x-,
     RCLA, -
     X < 0?, GTO C
     RCL 6, RCL C
     - , X < 0?
     GTO D
     GTO E

```

LBLD
RCLB
STO 1
122 GTO A
LBLE
RCLD, STO 1
GTO A
LBLC
RCL6, 5.448
÷ STO 1
0.1, -, .
X<0?
GTO A
LBL 1
0.008
STO 4
GTO A
hRTN

EJEMPLO 1

El ejemplo que sigue se ha tomado de la referencia 1, p. 254

Ancho del canal: 10 pies = 3.048 m
 $Q = 200 \text{ cfs} = 5.663 \text{ mcs}$

La profundidad del flujo normal a la solera del canal y sin absorción de aire es igual a 0.3048 m en la sección 1.

Pendiente del canal, $S_o = 1:3 = 0.3333$

Determinar:

- a Velocidad de la mezcla de aire y agua en la sección 2 situada a 18.288 m (medida horizontal) y a 6.096 m más abajo, verticalmente.
- b El valor de f (el factor de expansión).
- c La profundidad de la mezcla de aire y agua en el punto 2.

La curva obtenida por la máquina se da a continuación:

dx/dy	y	x
- 36.03	.2848	0.72071
- 45.34	.2648	1.6275
- 58.006	.2448	2.7876
- 75.79	.2248	4.3036
- 101.83	.2048	6.3401
- 142.06	.1848	9.1814
- 209.42	.1648	13.3699
- 337.62	.1448	20.1224

Interpolando para $x = 18.288$ se encuentra para y , el valor de 0.1502

$$V = \frac{5.663}{3.048 \times 0.1502} = 12.37 \text{ mps}$$

$$f = 0.005 \frac{v^2}{gy} + 1 = 1.52$$

$$y_a = 0.1502 \times 1.52 = 0.228$$

EJEMPLO 2

Un canal de descarga transporta 39 mcs. Su ancho es de 6.5 m. La pendiente es de 0.328 y cambia a 0.621 en $x = 51$ m. En $x = 0$ se inicia una curva vertical de transición que termina en $x = 1.80$ punto en el cual comienza la pendiente de 0.328. El inicio del canal tiene una rugosidad de $n = 0.014$.

Cálculése:

- a El perfil del flujo.
- b La profundidad del agua en $x = 62$ m para calcular a partir de ella el pozo de quietamiento y
- c El factor de expansión para calcular el borde libre del canal.

Solución:

- * 1 Dadas las condiciones del problema el tirante crítico y_c es igual a 1.54 m.
- * 2 Dicho tirante crítico ocurre donde la pendiente es crítica, o sea cuando la solera del canal alcanza un valor $S_o = 0.0028$ m/m.
- * 3 De acuerdo con la curva de transición a la entrada, como se vio atrás, dicha pendiente crítica está definida por:

$$dy_v/dx = x / 5.488 = 0.0028$$

De aquí, $x = 0.015$

Como se ve, se puede tomar el origen de coordenadas como la sección de control por haberse obtenido un pequeño valor de x .

- * 4 La curva vertical de entrada definida por la ecuación (11) se muestra en el cuadro siguiente:

x	0.5	1.0	1.5	2.0
y_v	0.02	0.09	0.21	0.36

Para $x = 1.8$, $S = 0.328$ m/m.

- * 5 Se inicia el cálculo suponiendo un valor inicial de $y = 1.5$, un poco menor que la profundidad crítica. Se coloca este valor en el registro R_0 . Se supone inicialmente un valor de $x = 0.5$. El programa localiza después de algunas iteraciones $x = 0.16$ para $y = 1.50$. y muestra dicha localización. No debe olvidarse desactivar previamente la bandera F_0 .

A partir de los dos valores anteriores la máquina va mostrando sucesivamente los valores que se muestran en el cuadro para y vs x . Se utilizaron los diferentes registros o memorias así:

En R_0 el valor inicial de $y = 1.50$, en R_1 el valor de 0.0911 que es el valor de la pendiente del canal para $x = 0.5$. El valor de S que se coloca en el registro R_1 debe ser mayor que la pendiente crítica. En R_2 el valor de $Q/b = 6.0$; en R_3 el ancho del canal, $b = 6.5$ m. En R_4 el valor inicial de $n = 0.014$ para la curva de transición. En R_6 el valor inicial supuesto de $x = 0.5$. En R_I el valor de $dy = -0.02$ m. En R_A el valor de x donde comienza el rápido: $x = 1.80$. En R_B el valor de la pendiente superior del rápido $S_A = 0.328$ m/m. En R_C el valor de x_c , abscisa donde comienza la segunda pendiente constante del canal, $x_c = 51$ m. En R_D el valor de la segunda pendiente constante del canal: $S_c = 0.621$ m/m. Finalmente en el registro R_E el valor $X_E = 62$ donde comenzará el pozo de aquietamiento, aproximadamente. Se puede colocar en R_E un valor mayor que 62 para obtener valores que permitan definir el inicio del pozo de acuerdo con la topografía.

RAPIDO

	y	x		y	x
	1.52	0.089		0.44	25.52
	1.50	0.157		0.39	34.62
	1.48	0.226		0.38	36.99
* 1	1.38	0.592		0.35	45.81
	1.25	1.123		0.34	49.50
* 2	1.05	2.162	* 3	0.33	52.47
	0.99	2.624		0.32	54.52
	0.82	4.763		0.31	56.82
	0.75	6.209		0.30	59.44
	0.60	11.527	* 4	0.29	62.41
	0.58	12.60		0.27	69.84

- * 1 En este punto n cambia a 0.008
- * 2 En $x = 1.80$ la pendiente cambia a 0.328
- * 3 En $x = 51$ la pendiente cambia a 0.621

Se calcula una curva de transición para unir estas dos pendientes, posteriormente.

- * 4 Adoptamos $y_1 = 0.29$ m para $x = 62$ m. De acuerdo con las condiciones topográficas se localizará el pozo de quietamiento. Suponiendo que se hubiera escogido este punto se calculará dicho pozo para $y_1 = 0.29$ m

Posteriormente se calculará la profundidad real, con absorción de aire para determinar el borde libre a partir de ella.

$$V = \frac{39}{6.5 \times 0.29} = 20.69 \text{ mps}$$

$$f = 0.005 \frac{V^2}{gy} + 1 = 0.005 \times \frac{20.69^2}{9.81 \times 0.29} + 1 = 1.75$$

$$y_a = 1.75 \times 0.29 = 0.51$$

Como el factor de expansión anterior es el máximo, el borde libre para todo el canal se puede calcular a partir de él. Si se quiere mayor economía deberá calcularse el factor de expansión en varios puntos del rápido.

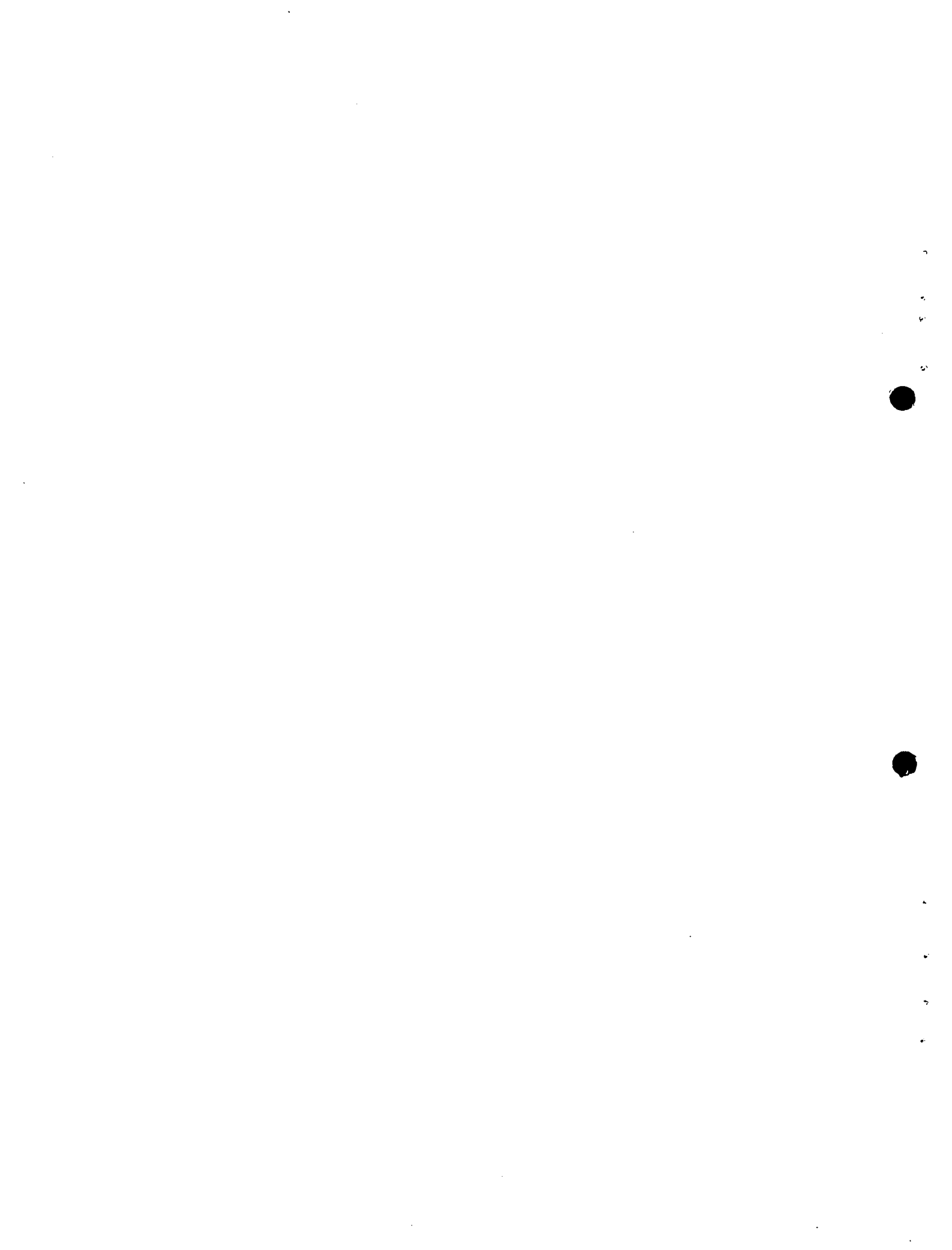
REFERENCIAS:

- * 1 Chute Spillways. Soil conservation service. U.S.A.

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES
CAPITULO IX
ALMACENAMIENTO

ANTONIO CASTILLA R.
LUCIANO PEÑA D.



ALMACENAMIENTO Y DEPOSITOS DE AGUA

Curva de masas

El volumen requerido de almacenamiento puede estudiarse con facilidad por medio de la curva de masas o curva de Rippl como también se la llama. Esta es una curva que relaciona el caudal acumulado en un intervalo de tiempo con dicho intervalo.

El caudal acumulado puede corresponder al abasto suministrado o a la demanda requerida. Estudiemos el caso de una demanda constante representada por la curva A de la figura 1 y un abasto representado por la curva B. En este caso la curva A se convierte en una recta.

Utilizamos las siguientes convenciones:

Q = tasa de abasto (por mes, día, hora, según el caso)

Q_a = abasto acumulado durante el intervalo (t)

D = tasa de demanda (por mes, día, hora, según el caso)

D_a = demanda acumulada durante el intervalo (t)

Si (1) y (2) son dos puntos tomados en la curva de abasto o la de demanda se tiene:

$$Q = \frac{Qa_2 - Qa_1}{t_2 - t_1} = \frac{\Delta Qa}{\Delta t} \quad (1)$$

$$D = \frac{Da_2 - Da_1}{t_2 - t_1} = \frac{\Delta Da}{\Delta t} \quad (2)$$

Las ecuaciones anteriores muestran que la tangente en un punto dado de la curva de masas es igual a la rata en el instante correspondiente.

Veamos como se determina el volumen de almacenamiento requerido (S). Tracemos a la curva B las tangentes AB y CD de manera que éstas sean paralelas a la curva (A) de demanda. Tracemos, también, por los puntos (A) y (D) las verticales AG y DJ. El segmento HD o AE es el almacenamiento (S) requerido. La explicación es como sigue: Supongamos que el estanque esté vacío en el punto (C). Esto puede ocurrir por haberse terminado la presa de embalse en

este tiempo o por alguna otra razón. Durante el período LG la demanda total requerida está representada por EK. Durante el mismo período el abasto total ha sido AK. Por lo tanto es posible embalsar la cantidad $AK - EK = AE$. En el período GJ la cantidad de agua requerida ha sido HI; el abasto ha sido DI; la deficiencia entre el abasto y la demanda es $HI - DI = HD$, y será la máxima deficiencia posible porque del punto D en adelante la rata de abasto es mayor que la demanda. Por lo tanto HD es igual al almacenamiento requerido (S), almacenamiento que ha sido posible durante el período LG, pues $AE = HD$ por ser paralelas comprendidas entre paralelas. Fácilmente puede verse que para que el estanque pueda llenarse es necesario que la paralela a la curva A que pasa por D corte a la curva B en algún punto (C). Por las mismas razones anotadas antes el estanque que está lleno en el punto (A) estará vacío en el punto (D). Para que pueda volver a llenarse es necesario que la tangente que pasa por (A) y paralela a la curva (A) corte la curva (B) en algún punto (B); porque es claro que en el intervalo GM la cantidad demandada es igual a la suministrada en el mismo período como puede verse en la figura (1), y como en (A) el estanque estaba lleno lo estará también en el punto (B). Se tiene, pues, por todo lo anterior:

$$S = HI - DI = HD \quad (3)$$

$$S = AK - EK = AE \quad (4)$$

O también, haciendo las respectivas acumulaciones entre los puntos (A) y (D).

$$S = \sum_{(A)}^{(D)} D - \sum_{(A)}^{(D)} Q = \sum_{(A)}^{(D)} (D - Q) \text{ (máximo);} \quad (5)$$

O acumulado entre (C) y (A), se tiene:

$$S = \sum_C^A Q - \sum_C^A D = \sum_C^A (Q - D) \quad (5a)$$

La ecuación (5) es la base del método analítico de cálculo. El punto (A) en este método se encuentra fácilmente porque corresponde al momento en que $D - Q$ cambia de signo. Para los efectos del abasto de agua en una ciudad, el período de verano comienza en el punto (A), en donde la tasa de demanda es mayor que la de abasto. El período de invierno comienza, así mismo, en el punto (D).

Curva diferencial de masas

El procedimiento puede aplicarse en forma semejante acumulando no las tasas de abasto o demanda sino sus desviaciones con respecto al abasto promedio. En este caso tenemos la curva diferencial de masas.

Llamamos:

Q_p = abasto promedio (por mes, día, hora, según el caso)

q = desviación de (Q) con respecto a (Q_p)

d = desviación de (D) con respecto a (Q_p)

q_a, d_a = desviaciones acumuladas

Por la ecuación (1) tenemos, si escogemos dos puntos cualesquiera 1 y 2 en las curvas de masa de la figura (1) y acumulando desde el origen:

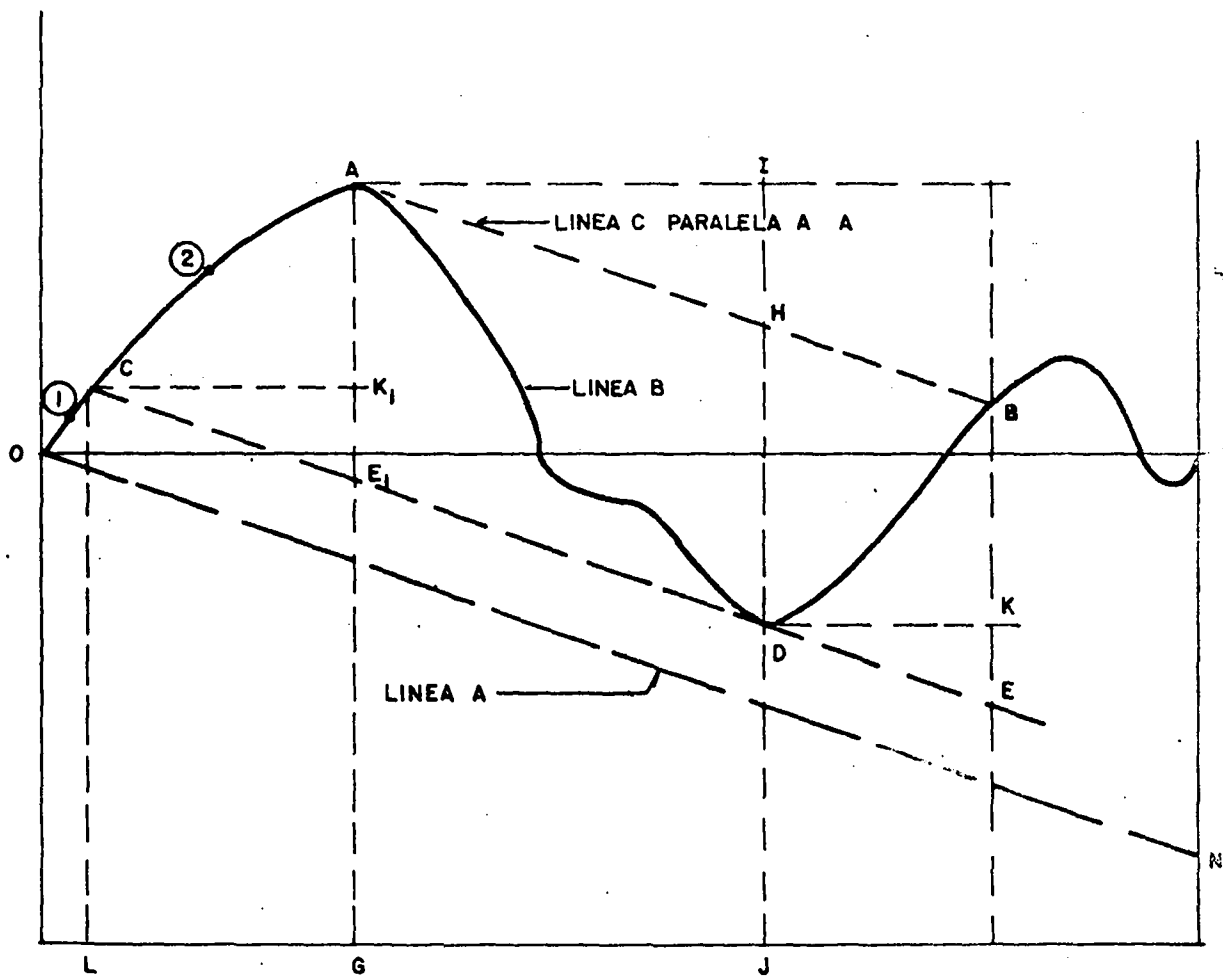
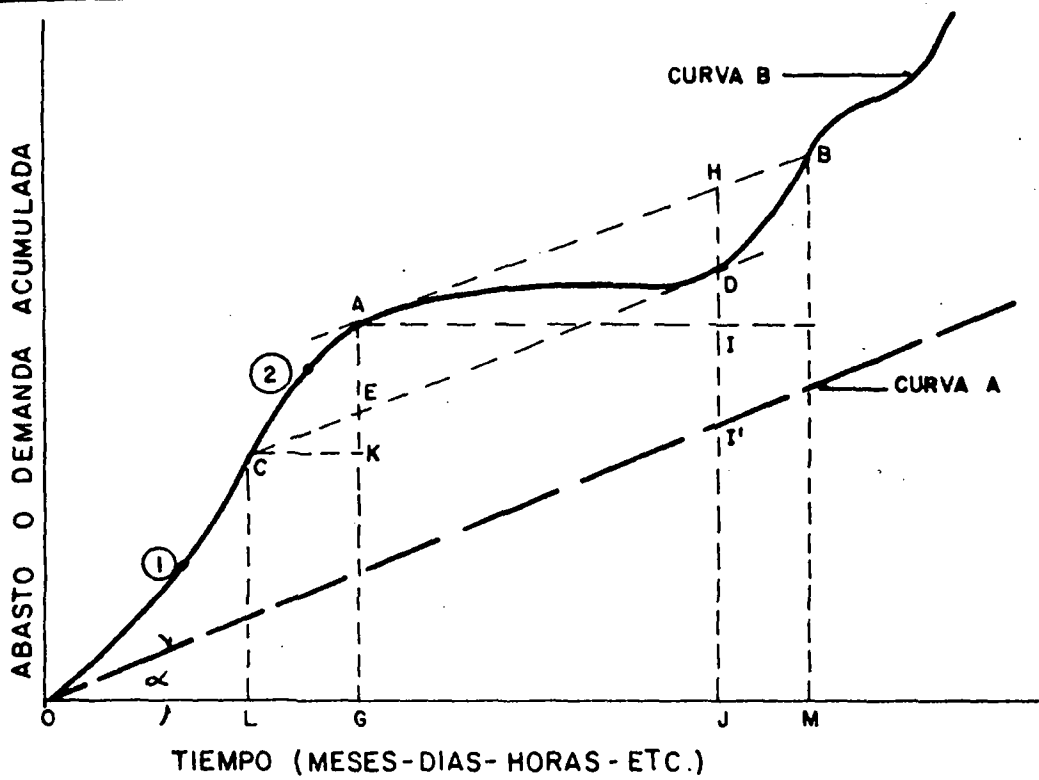
$$Q = \frac{\Delta Q_a}{\Delta t} = \frac{\sum_1^2 (Q_p + q)}{t_2 - t_1} = \frac{\sum_1^2 Q_p}{\Delta t_{1-2}} + \frac{\sum_1^2 q}{\Delta t_{1-2}} = Q_p + \frac{\Delta q_a}{\Delta t} \quad (6)$$

En la misma forma:

$$D = Q_p + \frac{\Delta d_a}{\Delta t} \quad (7)$$

Si dibujamos las desviaciones acumuladas con respecto al tiempo, de la demanda y el abasto obtenemos la figura 2. En ésta, la línea (A) corresponde a la demanda y es una recta si la demanda es constante. Su pendiente es negativa en el gráfico 2 porque para que pueda existir un servicio de agua adecuado es necesario que D sea igual o menor que Q_p y por lo tanto las desviaciones de D son nulas o negativas. Si $D = Q_p$ la línea (A) se confunde con la recta OM. Como el abasto unas veces está por encima del promedio y otras por debajo la curva de las desviaciones acumuladas del abasto (curva B de la figura 2) unas veces puede ir por encima y otras por debajo del eje OM.

Las tangentes en cualquier punto de la curva diferencial de masas representan las tasas de abasto o demanda, pues basta agregar a las tangentes respectivas el valor constante de (Q_p) para obtener dichas tasas como se ve en las ecuaciones 6 y 7. Por lo tanto, el período seco comienza en el punto (A) y el período de invierno comienza en el punto (D) los cuales se han obtenido trazando paralelas a la línea de demanda ON y que sean tangentes a la curva de abasto (B) en los



puntos (A) y (D) respectivamente. Estos puntos corresponden a los ya estudiados en la curva de masas y en general, veremos que el tratamiento que se le dió a ésta para obtener la información requerida es semejante al de la curva diferencial.

Por la ecuación 5 tenemos:

$$S = \sum_{(A)}^{(D)} D - \sum_{(A)}^{(D)} Q \quad (\text{valor máximo}) \quad (5)$$

$$S = \sum_{(A)}^{(D)} (Q_p + d) - \sum_{(A)}^{(D)} (Q_p + q) = \sum_{(A)}^{(D)} (d - q) \quad (\text{máximo}) \quad (8)$$

En donde (q) y (d) deben tomarse con sus signos respectivos, según el caso. Por lo tanto, se pueden tratar las acumulaciones de las desviaciones en la curva diferencial en una forma semejante a como se trataron las acumulaciones de la demanda o el abasto en la curva de masas. Si estamos considerando el método analítico el valor máximo de (d-q) nos dará el valor del almacenamiento, comenzando la acumulación a partir del punto (A). Este corresponde al punto en que (d-q) cambia de signo. Si el método gráfico es el que utilizamos, entonces: (ver figura 2).

$$S = DI - HI = HD \quad (\text{volumen requerido en el período GJ}) \quad (9)$$

$$S = AK_1 + K_1E_1 = AE_1 \quad (\text{almacenamiento suministrado por el período de invierno LG}) \quad (10)$$

En la curva diferencial de masas es claro que cuando las desviaciones del abasto son positivas el valor de $\sum q(+)$ representa una cantidad embalsable; cuando son negativas el valor $\sum q(-)$ representa una deficiencia; cuando las desviaciones de la demanda son negativas (como debe ser para que haya un abasto adecuado) el valor $\sum d(-)$ representa una cantidad que es posible embalsar. Así, si empezamos a hacer acumulaciones a partir del punto (C) la distancia AK_1 nos muestra la cantidad que puede ser embalsada por ser $\sum q$ positivo y k_1E_1 nos muestra la cantidad que puede ser embalsada por ser $\sum d$ negativo, todo esto durante el período LG. Lo mismo podemos decir para BK y KE si empezamos a hacer las acumulaciones a partir del punto (D). Por otra parte, (en el período AI) el valor de IH nos muestra lo que puede embalsarse por ser $\sum d$ negativo y DI nos indica la deficiencia

en el embalse por ser I_q negativo; el valor HD será entonces el almacenamiento requerido. Los puntos (A), (B), (C) y (D) tienen en la curva de masas los mismos significados que en la curva diferencial.

La línea OM representa al caudal promedio en la curva diferencial porque corresponde a la curva de desviaciones nulas. Por lo tanto, la curva B debe terminar en el punto (M) si el caudal promedio ha sido determinado con los caudales que se presentan en el período OM.

La curva diferencial se puede visualizar mejor si analizamos la figura 3.

Si la curva (B) de la figura 3, es la curva del abasto, la línea OM representa al caudal promedio. La línea ON es la curva de la demanda. Si ahora giramos la línea OM hasta hacerla horizontal la figura resultante es la curva diferencial de masas, si se dibujan las ordenadas normalmente a la línea OM.

Demanda máxima posible.

Puede resolverse el problema inverso: Conociendo la capacidad del lago de embalse encontrar la tasa de demanda máxima correspondiente.

Haciendo uso de la curva diferencial (ver figura 4) por ejemplo, operamos en la forma siguiente: Por el punto G^v (el más bajo de la curva B) levantamos una perpendicular G^vF^v cuyo valor es igual al del embalse dado. Por (F^v) trazamos una tangente a la curva (B) que nos determina el punto de tangencia (D^v).

Por (G^v) trazamos la paralela a F^vD^v y determinamos el punto G^w .

Por el punto medio de $G^w g^v$ levantamos una nueva perpendicular y se repite el proceso hasta encontrar el punto de tangencia (G) que nos señala el punto verdadero por el cual debemos levantar la perpendicular GF. La tangente DF a la curva B nos determina la tasa máxima de demanda que permite el embalse dado, al sumarle Q_p .

Capacidad del tanque de distribución.

El caudal que entra al tanque de distribución es constante y generalmente es $Q_d = 1.5 Q_p$. Las demandas horarias máximas son atendidas con el tanque de almacenamiento. El tanque almacena cuando el consumo es menor que Q_d y se vacía cuando es mayor. En la figura 5 se tienen las curvas de masa de la demanda y del abasto.

Se supone en el estudio que se trata del día de máxima demanda, de modo que el abasto en las 24 horas es igual a la demanda total durante el mismo período.

Tracemos las paralelas a la línea del abasto de modo que sean tangentes a la curva de demanda. Obtenemos los puntos (I) y (A); trazamos así mismo ID paralela a EH y AD perpendicular a EH. Durante el período EG se ha suministrado una cantidad de agua igual a CD y se ha demandado AD; ha habido una deficiencia igual a AC. Por lo tanto es necesario almacenar esta cantidad. El almacenamiento es posible puesto que en las 24 horas la cantidad total demandada es igual a la cantidad total suministrada y representada por el segmento JH. Este almacenamiento se consigue en la forma siguiente:

- a. En el período GH se acumula la cantidad $(h_2) = AB$.
- b. y en el período OE del día siguiente, se acumula h_1 , que es igual a BC, por ser paralelas comprendidas entre paralelas.

En estas condiciones se tiene:

1. Tanque lleno en el instante (E) con el almacenamiento $= h_1 + h_2$.
2. Tanque con (h_2) en el instante (F).
3. Tanque vacío en el instante (G).
4. Tanque lleno con (h_2) en el instante (H) (final de un día).
5. Tanque lleno con $(h_1 + h_2)$ en el instante E (del día siguiente).
6. El ciclo se repite.

Capacidad del tanque abastecido por bombeo.

Frecuentemente es necesario alimentar un tanque de almacenamiento por medio de un bombeo; por razones de construcción de la bomba ésta opera con velocidad constante y su máxima eficiencia se obtiene con un caudal definido. Es por lo tanto, conveniente bombear a una tasa lo más constante posible. Esta puede operar durante todo el período (24 horas) o durante parte del tiempo; en este último caso se requiere una mayor capacidad de las bombas y de la tubería de impulsión.

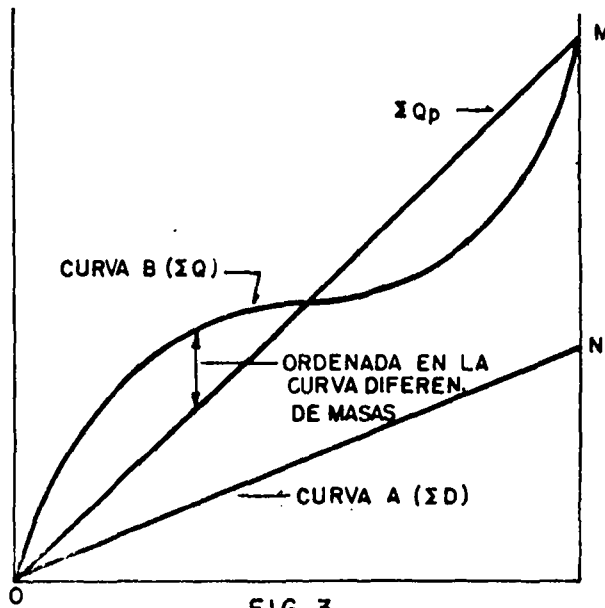


FIG. 3

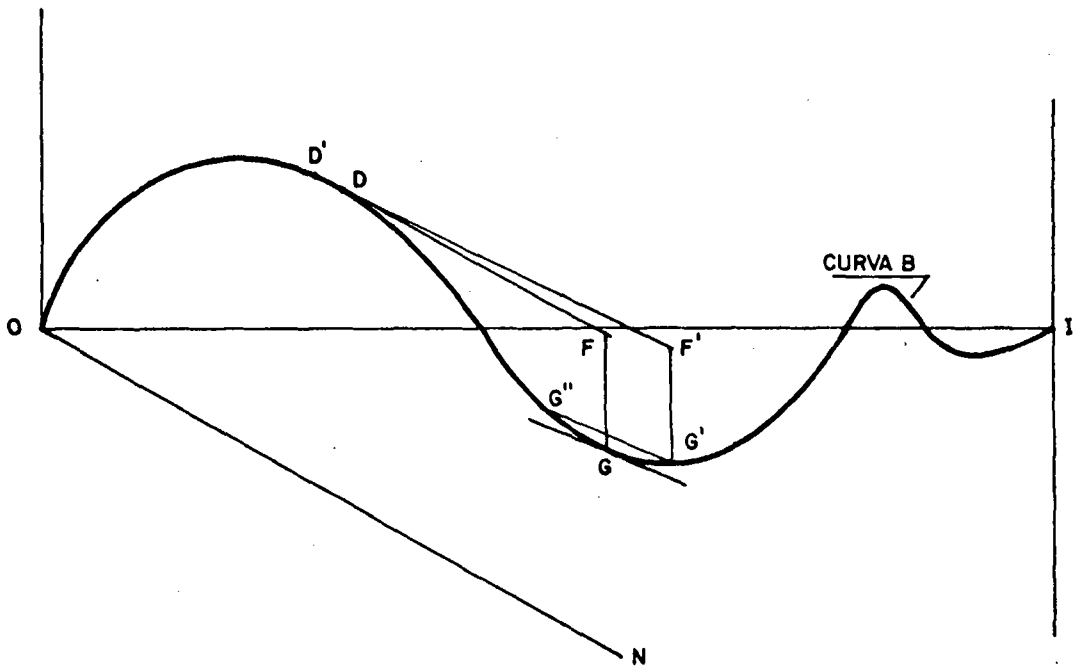


FIG. 4

En aquél se requieren jornales nocturnos para la operación del equipo. En ambos casos, el costo de la energía durante la noche puede ser mayor o menor que durante el día. Esto depende de las condiciones económicas de la localidad. Los factores anteriores deben tenerse en cuenta para definir la tasa de bombeo.

En la figura (6) se muestran las curvas de masa para un bombeo en dos períodos y para la curva de demanda. Para calcular el almacenamiento no podemos trazar las paralelas como en el caso de la figura (5); adoptamos el siguiente método: desplazamos la curva del abasto con un movimiento vertical determinado por la mayor distancia (h_1) ó (h_3) de manera que la curva de abasto toque en un solo punto a la curva de la demanda. En este caso el punto es el (A); vemos que lo suministrado por el bombeo durante el período (HI) está representado por la distancia (DB). Lo demandado en el mismo período está representado por la distancia (CD); la diferencia ($BC = h_3 + h_4$) es lo almacenable en dicho período, y tiene que almacenarse puesto que el suministro total del bombeo es (KJ) igual a la cantidad demandada en el período total (OJ) no pudiéndose botar ninguna cantidad almacenable sin perjuicio de causar una deficiencia en el servicio. Por la construcción de la figura (6) se puede ver que ($h_3 + h_4$) es la mayor cantidad almacenable y es por lo tanto la capacidad que debe tener el tanque de distribución para los efectos de consumo, en este caso.

Cuando la curva del abasto se ha hecho coincidir sólo en un punto como el (A) en nuestro caso, con la curva de la demanda, entonces la mayor distancia vertical entre las dos curvas, hacia la derecha o hacia la izquierda de este punto, es el almacenamiento requerido. Hacia la derecha estas diferencias representan cantidades almacenables, y hacia la izquierda deficiencias, de acuerdo con las pendientes que presentan estas curvas en la figura (6).

Si el bombeo se hace coincidir con las horas de máxima demanda el almacenamiento resulta mínimo y puede ser menor que el correspondiente al de un abasto continuo y constante.

Almacenamiento para el control de incendios.

Además del almacenamiento calculado para el consumo normal es necesario proveer un almacenamiento adecuado para el control de incendios. Las diferentes ciudades e institutos tienen sus normas que deberán ser seguidas durante el diseño.

El Instituto Nacional de Fomento Municipal utilizó hasta 1967 el siguiente criterio:

1. Para poblaciones menores de 2000 habitantes el almacenamiento de agua para incendios corresponde al caudal de un hidrante de 5 l/s, funcionando durante 1 hora.

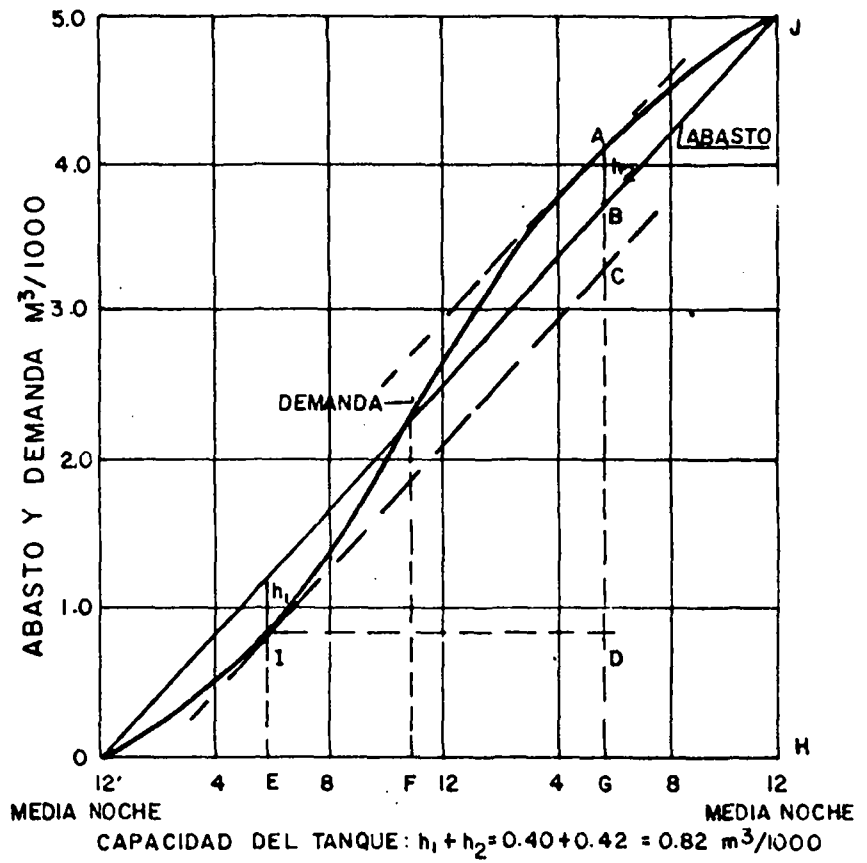


FIG. 5

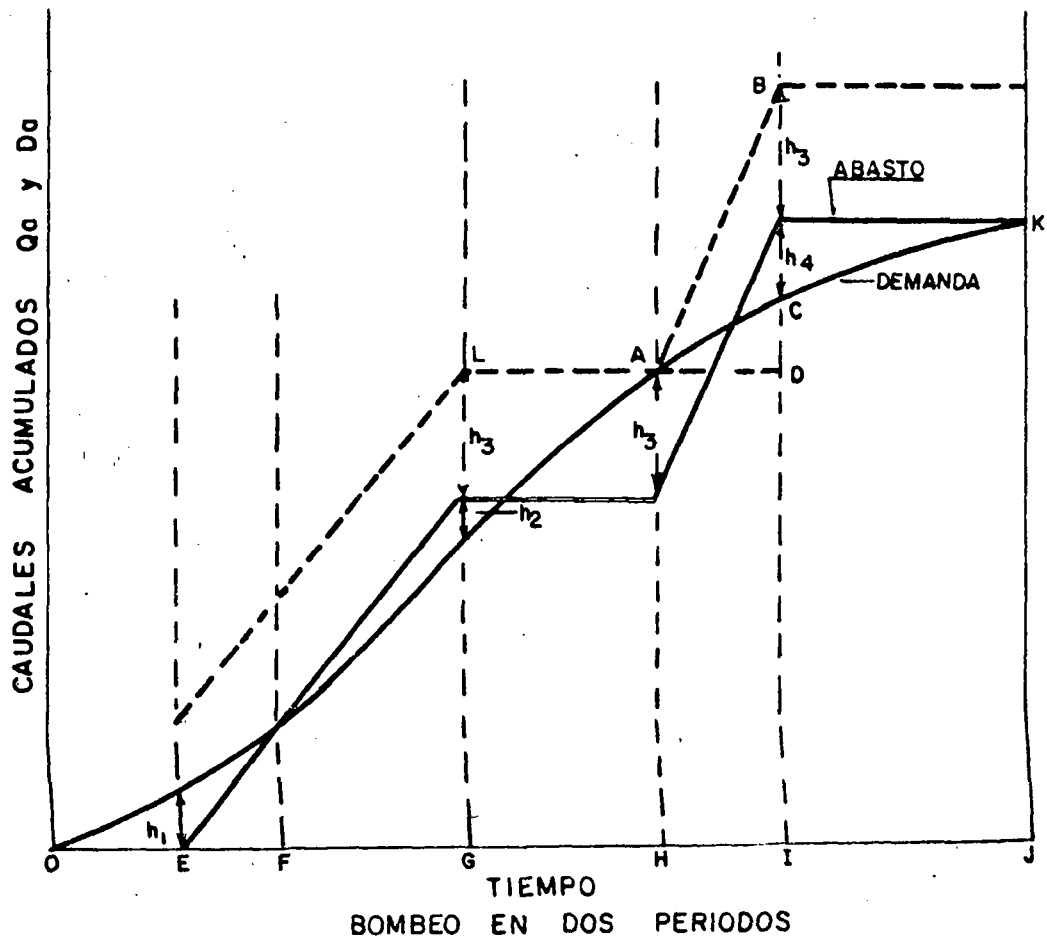


Fig. 6

2. Para poblaciones entre 2000 y 10000 habitantes el volumen corresponderá a 2 hidrantes de 5 l/s, funcionando durante 1 hora.
3. Para poblaciones entre 10000 y 20000 habitantes el volumen corresponde a 2 hidrantes de 6 L/s, funcionando durante 1 hora.
4. Para poblaciones mayores de 20000 habitantes el volumen de almacenamiento corresponde a 4 hidrantes de 6 L/s, durante 1 hora.

Las especificaciones de los Estados Unidos, son mucho más severas. Para distritos de alto valor cuyos habitantes no excedan de 200000 personas el National Board of Fire Underwriters da la siguiente fórmula:

$$Q = 1020 \sqrt{P} (1 - 0.01 \sqrt{P})$$

En donde:

Q = demanda para incendio en galones por minuto.

P = población en miles de habitantes

Un resumen de la fórmula con indicación del tiempo de duración del incendio se da en la tabla siguiente:

REQUERIMIENTOS PARA INCENDIO EN DISTRITOS DE ALTO VALOR

(National Board of Fire Underwriters Recommended)

Población	Gastos de incendio gpm	Duración hor.
1000	1000	4
2000	1500	6
3000	1750	7
4000	2000	8
5000	2250	9
6000	2500	10
10000	3000	10
20000	4350	10
40000	6000	10
60000	7000	10
80000	8000	10
100000	9000	10
150000	11000	10
200000	12000	10

Reserva de emergencia.

El depósito debe cumplir también la función de suministrar el agua de consumo en caso de daños en la tubería de conducción, sobre todo si es de gran longitud. El valor de esta reserva guarda proporción con las condiciones peculiares de la instalación y la capacidad económica de la comunidad, pero es prudente adoptar para estas emergencias un volumen suplementario equivalente al consumo durante un período de 6 a 12 horas.

Cuando el agua es elevada por medio de un motor de combustible o eléctrico sube de punto la importancia de la reserva para prever la eventualidad de una interrupción en el funcionamiento de la instalación sobre todo en el caso de pequeñas comunidades donde no se dispone de los elementos necesarios ni de operarios expertos para efectuar rápidamente la reparación de las máquinas. En este caso conviene fijar una capacidad que puede variar entre una y dos veces el consumo diario.

Si la instalación es accionada por un molino de viento es necesario tener en cuenta los períodos de calma durante los cuales no funciona el molino y en caso de motor hidráulico, hay que considerar su funcionamiento durante las épocas de verano, cuando disminuye el caudal de las aguas. En ambos casos se obvia el inconveniente suplementando el motor propio con otro de gasolina o eléctrico, con lo cual el almacenamiento requerido es igual al de una instalación ordinaria. Sin el motor adicional debe preverse una capacidad de 8 a 15 veces el consumo de un día.

En resumen, la capacidad de un tanque de distribución está formada por:

- a. Almacenamiento por consumo normal (residencial e industrial).
- b. Almacenamiento para combatir incendios.
- c. Almacenamiento de reserva de emergencia.

Frecuentemente los valores correspondientes a b) y c) son muy altos y están sujetos a variaciones, de acuerdo con la capacidad económica de la comunidad en cuestión.

Normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal.

En abril de 1967 INSFOPAL en sus "Normas Provisionales para el Diseño de Acueductos", especifica: "La capacidad del tanque será la que resulte mayor de las siguientes alternativas:

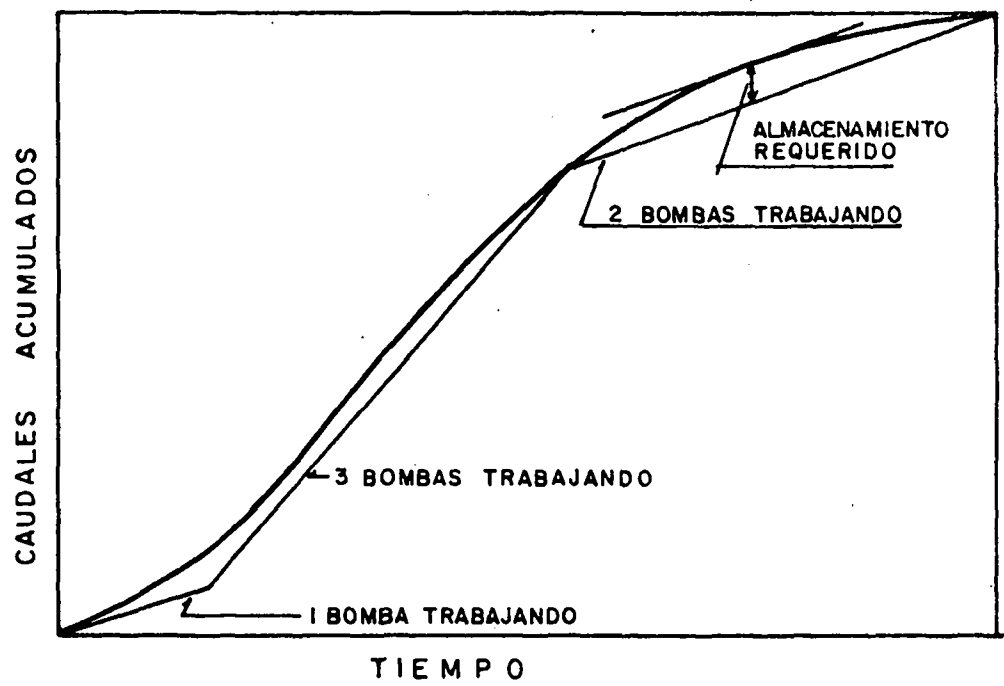
40 % del consumo medio diario; el caudal de la demanda de incendio durante 2 horas más el 25% del caudal correspondiente al consumo medio diario. Este criterio es aplicable sólo a los casos en que las redes de distribución se diseñen considerando caudales elevados de incendio".

Capacidad de los pozos de succión en bombeos de aguas residuales.

El objetivo del tanque de succión en una estación de bombeo de aguas residuales, no es esencialmente diferente al de un tanque de distribución de agua potable. El pozo permite que el equipo de bombas pueda trabajar durante los diferentes períodos a tasas constantes. La tasa de bombeo puede variar de un período a otro, poniendo en marcha o deteniendo una o varias bombas, pero es constante en el período que se considera.

También opera como pozo de succión propiamente dicho, es decir permite la conexión del equipo con las tuberías de aguas residuales. El pozo debe tener las siguientes características:

- a. Debe aislarse del resto de la instalación por medio de una separación a prueba de gases, para evitar los malos olores en la planta.
- b. Debe localizarse tan alto como lo permitan las condiciones locales.
- c. El fondo debe tener una fuerte inclinación hacia la boca de succión de la bomba para evitar la acumulación de sedimentos. Esta pendiente debe ser de 1:1 o mayor y desembocará en un sumidero donde se localizará la succión de la bomba.
- d. Es conveniente que las paredes del pozo sean verticales y lisas, para facilitar la limpieza del mismo.
- e. Es preferible que el pozo esté separado en dos secciones que permitan ejecutar reparaciones. Las secciones pueden usarse individual o conjuntamente durante la operación y donde sea posible cada una podrá ser evacuada por cualquiera de las bombas si fuese necesario.
- f. Deben proveerse dispositivos para un fácil acceso, para ventilación, limpieza, iluminación e inspección.
- g. El tamaño y la forma del pozo deben adaptarse como para que permitan que las bombas funcionen el mayor tiempo posible sin que se acumulen sedimentos que pudieran volverse sépticos. Por lo tanto se evitarán los puntos muertos. (Puntos de velocidad nula).



POZOS DE SUCCION DE AGUAS RESIDUALES

Fig. 7

- h. En general ninguna bomba debe trabajar menos de 15 minutos. Es indeseable un bombeo intermitente o irregular, para evitar condiciones sépticas, como se dijo antes. La curva de masas del bombeo debe acomodarse lo mejor que se pueda a la curva de masas del caudal de aguas residuales, como se muestra en la figura 7.

Almacenamiento para consumo normal.

Otra forma de cálculo.

En la figura 8, se muestra una curva de consumo horario. La línea A F, representa el abasto en el día de máxima demanda. Con base en esta línea con ordenada igual a 1.0 (ciento por ciento) se han dibujado los consumos horarios en forma de fracción. Por ejemplo, entre las 13 y las 14 horas del día el consumo fue igual a $(0.72 Q_d)$ siendo (Q_d) igual al abasto promedio expresado como caudal por hora, en el día de máxima demanda. Si (Q) es el consumo horario en una hora cualquiera y (q_h) la fracción correspondiente con respecto a (Q_d) , entonces:

$$Q = q_h Q_d$$

Cuando el abasto es mayor que el consumo la cantidad almacenable en esa hora, (S_h) , es

$$S_h = Q_d - q_h Q_d = Q_d (1 - q_h)$$

El almacenamiento, (S) en el período en que el abasto es mayor que el consumo es:

$$S = \sum Q_d (1 - q_h) = Q_d \sum (1 - q_h)$$

y si se expresa como porcentaje con respecto al volumen total de agua suministrada durante todo el día entonces:

$$S\% = \frac{Q_d \sum (1 - q_h) \times 100}{24 Q_d} = \frac{\sum (1 - q_h) 100}{24}$$

En el ejemplo que se muestra en la figura 8, el valor de $(1 - q_h)$ es igual a $2.24 + 4.72 = 6.96$.

El almacenamiento es por lo tanto, expresado como porcentaje del volumen total diario:

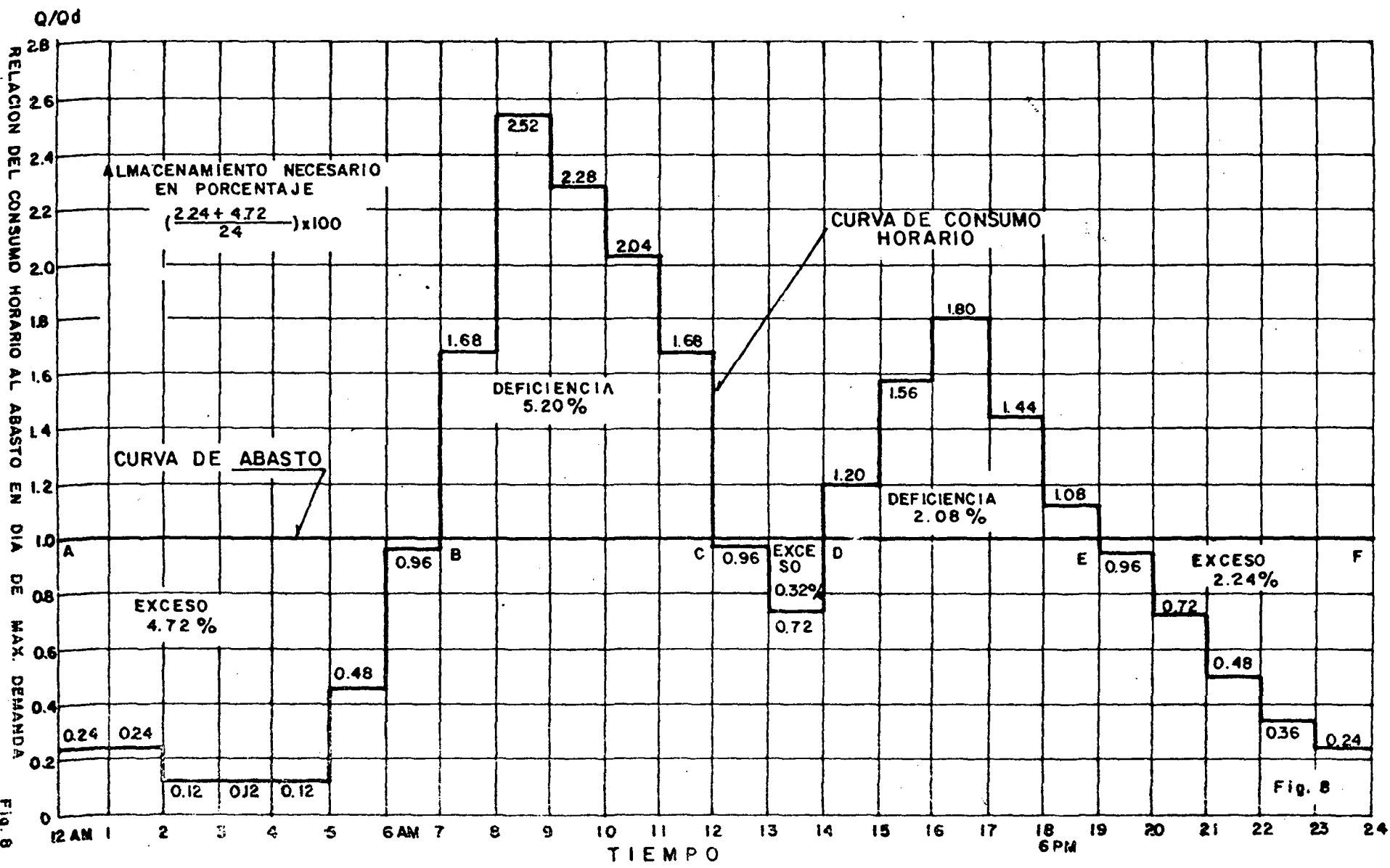


Fig. 8

$$S\% = \frac{6.96 \times 100}{24} = 29\%$$

Obsérvese que la sumatoria se ha comenzado a partir del punto (E), el cual corresponde a un cambio de signo en la desviación del consumo con respecto al abasto, y que cubre el período (EF) del día considerado y el período (AB), del día siguiente. Para este día siguiente la curva se repite. Obsérvese también, que el área por debajo de la línea (AF) representa cantidad de agua almacenable y por encima, deficiencia. Una pregunta que debe hacerse el estudiante es: Por qué el exceso entre las 12 y las 14 horas no se tuvo en cuenta para el almacenamiento? Se presenta enseguida el siguiente ejemplo:

Cálculase el almacenamiento para regular las variaciones horarias del consumo en una población cuyo consumo máximo diario es de:

$$Q_d = 96000 \text{ m}^3/\text{día} = 4000 \text{ m}^3/\text{hora}$$

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Hora	Relación con sumo horario al máximo día.	Consumo horario en miles de m ³	Variación horaria en y almacenam.	Almacenam. y deficien- cia acumul.
12 - 1 am	0.70	2.80	1.20	2.20
1 - 2	0.60	2.40	1.60	3.80
2 - 3	0.50	2.00	2.00	5.80
3 - 4	0.50	2.00	2.00	7.80
4 - 5	0.50	2.00	2.00	9.80
5 - 6	0.60	2.40	1.60	11.40
6 - 7	0.80	3.20	0.80	12.20
7 - 8	1.00	4.00	0.00	12.20
8 - 9	1.10	4.40	-0.40	11.80
9 - 10	1.25	5.00	-1.00	10.80
10 - 11	1.28	5.12	-1.12	9.68
11 - 12	1.20	4.80	-0.80	8.88
12 - 1 pm	1.18	4.72	-0.72	8.16
1 - 2	1.16	4.64	-0.64	7.52
2 - 3	1.10	4.40	-0.40	7.12
3 - 4	1.00	4.00	0.00	7.12
4 - 5	1.08	4.32	-0.32	6.80
5 - 6	1.15	4.60	-0.60	6.20
6 - 7	1.30	5.20	-1.20	5.00
7 - 8	1.60	6.40	-2.40	2.60
8 - 9	1.40	5.60	-1.60	1.00
9 - 10	1.25	5.00	-1.00	0.00*
10 - 11	0.90	3.60	+0.40	0.40
11 - 12	0.85	3.40	+0.60	1.00

* Se principió a acumular a partir del cambio de signo a las 9 de la noche. De la columna (5) se deduce que el almacenamiento es de 12200 m³.

Localización

El depósito debe situarse lo más cerca de la población y, si es económico, en el centro de gravedad de la misma, a fin de que la red de distribución, sea lo más económica y se logre la máxima uniformidad de presiones en la zona abastecida.

Sin embargo, no es fácil cumplir las más de las veces estas condiciones y la topografía del lugar obliga a situarlo en las faldas de los cerros o en las eminencias más próximas a la periferia del distrito urbano. Solamente en lugares llanos es posible localizar el depósito dentro de la misma población, pero en este caso es menester colocarlo sobre una torre de estructura metálica o de concreto que encarece el valor de su construcción.

Según la posición relativa que ocupe respecto de la captación y de la distribución, el depósito desempeña el papel de "tanque de distribución", por el cual pasa todo el caudal antes de entrar a la red de distribución o de depósito de "equilibrio o auxiliar", al cual llega únicamente parte del caudal de la red y regulariza las presiones de ésta en los momentos de mayor consumo. (Ver figura 9).

En el primer caso, la tubería matriz que parte del depósito debe calcularse para el máximo caudal horario de la distribución; en cambio, si hay tanque auxiliar basta diseñarla para el caudal máximo diario porque en las horas de máximo consumo, la red queda alimentada por ambos extremos.

Cuando el depósito de distribución no está situado en el centro de gravedad del consumo, la presión es deficiente en el punto más alejado en tanto que un depósito auxiliar reparte más uniformemente las presiones en la red de distribución.

En las ciudades con depósito de distribución ubicado antes de la red sucede a veces que las tuberías de la red resultan insuficientes por razón de un aumento de la población o del consumo y el agua llega con escasa presión a los puntos más altos y alejados del distrito. En tales casos se construyen uno o varios depósitos auxiliares en puntos estratégicamente situados en el área servida, a fin de que se llenen en las horas de poco consumo y eleven en cambio el plano de carga en las de máxima demanda. Condición indispensable para que les llegue el agua es que el abastecimiento total sea superior o igual a la demanda total en el período de diseño considerado (1 día).

Lo anterior se verá claramente analizando los casos que se presentan en la figura 9.

Primer caso:

Hay tanque de distribución y no hay tanque auxiliar. La tubería matriz se calcula en este caso para el caudal máximo en la red de distribución. (Véase figura 9a).

Segundo caso:

No hay tanque de distribución pero sí hay tanque de equilibrio. En este caso la tubería matriz se calcula para el caudal máximo diario, (Q_d). Hay economía en la red de distribución. Las presiones en la red son más uniformes. Cuando el consumo es mayor que el abasto el tanque auxiliar alimenta, también, a la población. Durante el consumo máximo parte de la población estará alimentada por el tanque de equilibrio y el resto estará alimentada por la tubería matriz. El tamaño de esta última zona se escogerá de modo que el caudal máximo que le corresponde sea igual a (Q_d) que es a su vez el caudal correspondiente al máximo diario del total de la población. La tubería matriz va parcialmente llena en su inicio. Cuando el consumo es igual al abasto sólo la fuente alimenta a la población; el caudal en la tubería que sale del tanque auxiliar es nulo. La tubería matriz va parcialmente llena en su inicio. Cuando el consumo es mínimo o menor que el abasto suministrado por la conducción, el tanque de equilibrio empieza a llenarse. Cuando el consumo es mínimo la tubería matriz está totalmente llena, transportando siempre el caudal (Q_d). (Véase figura 9b).

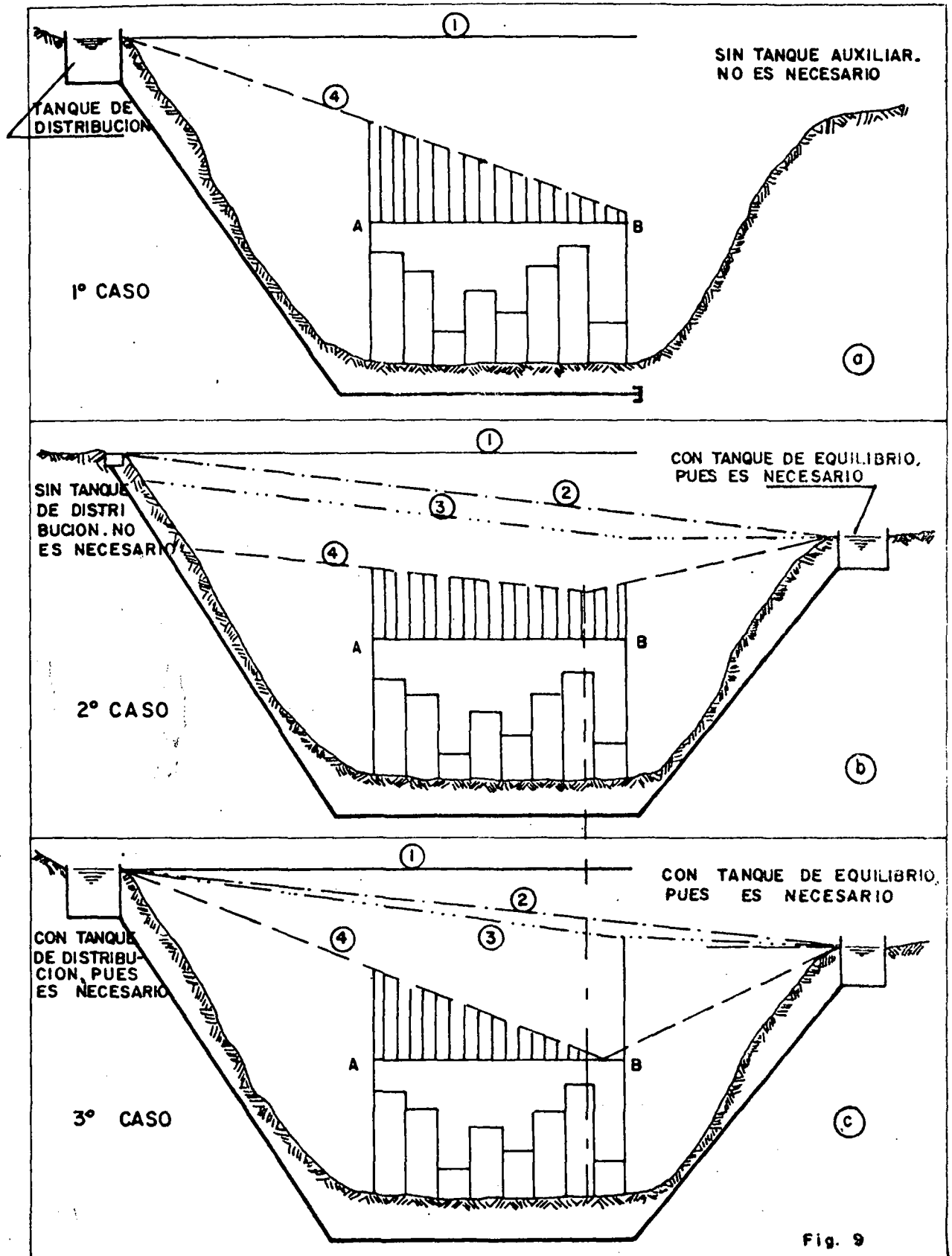
Tercer caso:

Hay tanques de distribución y tanque auxiliar. En este caso la tubería matriz en su inicio va siempre llena. El diámetro tiene un valor intermedio entre los dos primeros casos. Cuando el consumo es igual a (Q_d) (igual al abasto) el tanque de distribución alimenta al tanque auxiliar, si los tanques van a permanecer a la misma altura que en los dos casos anteriores y la tubería principal transporta un caudal mayor que (Q_d). El estudiante debe analizar y comprobar esta aseveración.

La tubería de salida del tanque auxiliar deberá ser de menor diámetro que en el segundo caso puesto que alimentará una zona más pequeña de la población. (Ver figura 9c).

Altura de depósito. Presiones máximas.

Los depósitos se sitúan a suficiente altura para que los puntos más elevados de la población dispongan de presiones convenientes y sea posible además usar diámetros más pequeños en la red con una mayor pérdida de carga, sin que las velocidades lleguen a ser excesivas.



① ————— PLANO DE CARGA
 ② — · · · · · CONSUMO MINIMO

③ — · · · · · CONSUMO ABASTO
 ④ — - - - - - CONSUMO MAXIMO

Una de las limitaciones es la resistencia de los materiales de las tuberías de las redes urbana y de distribución en el interior de los edificios y de los aparatos sanitarios para soportar la presión estática durante las horas nocturnas, cuando la línea de carga es casi horizontal. Por este motivo los depósitos no deben estar a más de 70 (u 80) metros por encima del punto más bajo de la red.

Cuando el agua es elevada con bombas se deduce la altura del depósito mediante un estudio económico en que se calculen los costos de instalación y mantenimiento de las tuberías y equipos de bombeo requeridos para elevar el agua a diferentes alturas del depósito. La altura más favorable es la correspondiente al valor mínimo del costo.

Presiones mínimas

Las presiones mínimas del consumo diario doméstico se rigen por la altura de los edificios a cuyos pisos más elevados deba llegar el agua.

Habida cuenta de las pérdidas de carga en las tuberías de la red, debe haber una presión de 30 a 40 metros en la acometida a edificios de 6 a 7 pisos; 20 a 30 m en los de 3 a 5 pisos y 20 m en los de 1 y 2 plantas. No obstante es prudente dejar un margen de presión sobre los valores anteriores, a fin de prever las futuras construcciones en lugares de nivel superior al fijado por los reglamentos municipales. Las construcciones fuera de los límites previstos ocurren frecuentemente.

Los pisos superiores de los edificios muy altos se abastecen por medio de bombas que toman el agua de un estanque enterrado al pie del edificio o colocado en uno de los pisos intermedios y la elevan a otro situado en la cubierta.

Disposición general

Los depósitos pueden ser enterrados o elevados. Los primeros se construyen cuando cerca a la población hay un cerro o colina de altura conveniente y suelo adecuado para resistir la carga de la estructura. Si es posible, el depósito se entierra completamente o al menos parcialmente, porque así queda más protegido y el agua se conserva más fresca. Cuando la altura del cerro no es suficiente, se construye íntegramente por fuera del terreno. Si la topografía es plana habrá que construir tanques elevados.

Los depósitos deben cubrirse siempre para evitar las contaminaciones producidas por la caída de polvo y excrementos de aves y la entrada de insectos y alimañas. Recubiertos además con una capa de tierra de 20 a 30 cm de espesor, se protege la estructura de cubierta y el agua almacenada contra los cambios de temperatura.

Es conveniente construir un desvío entre la conducción y la distribución, por si es necesario poner el tanque o depósito fuera de servicio.

Dimensiones

Por razón de seguridad en el suministro ininterrumpido de agua, los depósitos deben constar, a partir de los 100 o 150 m³ de cabida, de dos compartimientos a fin de poder vaciar, limpiar y reparar uno de ellos sin que se suspenda el servicio. Sin embargo la práctica en Colombia es la de construir tanques hasta de 5000 m³ y aún mayores con un solo compartimiento.

Los dos compartimientos están comunicados por medio de una válvula o compuerta que abierta, forma de los dos una sola unidad y cerrada, los independiza.

Si la construcción se desarrolla por etapas, el proyecto debe prever el espacio necesario para construir las nuevas unidades a medida que lo exijan las necesidades del consumo y en especial la localización y organización de la cámara de válvulas y conductos respecto de las adiciones futuras.

Para la primera etapa suele fijarse un período de diseño de 20 a 30 años porque es antieconómico construir de una vez un depósito excesivamente grande.

Forma

La forma más económica de un depósito es la que requiere el menor perímetro. Desde este punto de vista y también de su estabilidad, la forma más favorable es la circular porque es la que da el menor espesor de paredes y la mínima cantidad de refuerzo, además de prestarse mejor que otras para construir la estructura por el procedimiento del hormigón pretensado. En los depósitos de diámetro pequeño, fabricados con concreto vaciado en la obra, las formaletas son más difíciles de construir y encarecen en cierta proporción el costo de las paredes.

A la forma circular, le sigue en el orden de construcción económica la figura cuadrada y la rectangular que permiten aprovechar bien el terreno especialmente si los depósitos están ubicados dentro de la zona urbanizada.

Cuando los depósitos son múltiples, la relación entre la anchura (a) y la longitud (b) de cada unidad que produce el menor perímetro de muros es:

$$\frac{a}{b} = \frac{3}{4} \quad \text{en el caso de dos compartimientos y} \quad \frac{a}{b} = \frac{n+1}{2n}$$

si hay (n) compartimientos.

Profundidad

En los depósitos de mediana importancia la profundidad del agua varía entre dos y tres metros; en los grandes no conviene pasar de cinco porque con la altura aumenta la presión hidrostática y con ella el espesor y refuerzo de las paredes y la posibilidad de escapes.

A la profundidad útil hay que agregar un espacio suficiente entre el nivel máximo del agua y la estructura de la cubierta para que el aire suministrado por los ventiladores circule libremente sobre la superficie líquida.

Detalles de construcción

Los muros de los depósitos enterrados se construyen en concreto ciclópeo o reforzado, con paramentos verticales o con el exterior inclinado.

Los muros perimetrales se calculan para resistir la presión del agua por un lado y el empuje de las tierras por el otro, además de los esfuerzos transmitidos por la cubierta.

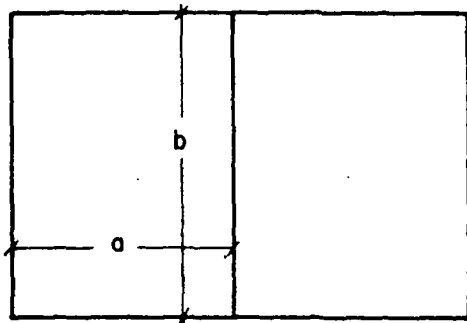
Generalmente la estructura de cubierta está construída por losas planas o placas nervadas, reforzadas a veces con vigas maestras que se apoyan en los muros perimetrales y en columnas interiores.

Los depósitos pequeños se cubren a menudo con una estructura metálica o de madera y techo de zinc o asbesto - cemento, por este procedimiento no es recomendable a menos que se asegure un perfecto cerramiento del recinto.

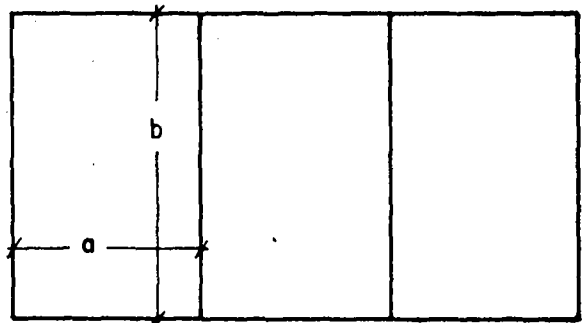
En este género de obras hay que concederle especial interés a las contracciones y dilataciones que experimentan los muros y cubierta bajo la acción de la temperatura, particularmente en estructuras grandes y expuestas a la interperie. Para ello se emplean juntas de plomo o de caucho colocadas a distancias y en sitios convenientes elegidos.

La solera es una losa de concreto de 15 a 20 cm de espesor reforzada con hierros ortogonales cada 20 a 25 cm; se coloca sobre una capa de concreto pobre y apoya en sus contornos sobre los cimientos de los muros y columnas. Es necesario calcular estructuralmente esta losa de fondo.

Para evitar los agrietamientos de la solera ocasionados por asentamientos desiguales del terreno en la unión de la losa con los muros y columnas, es menester aislarla de dichas estructuras por medio de juntas de material bituminoso que además de asegurar la impermeabilidad permiten cierta libertad de movimientos.

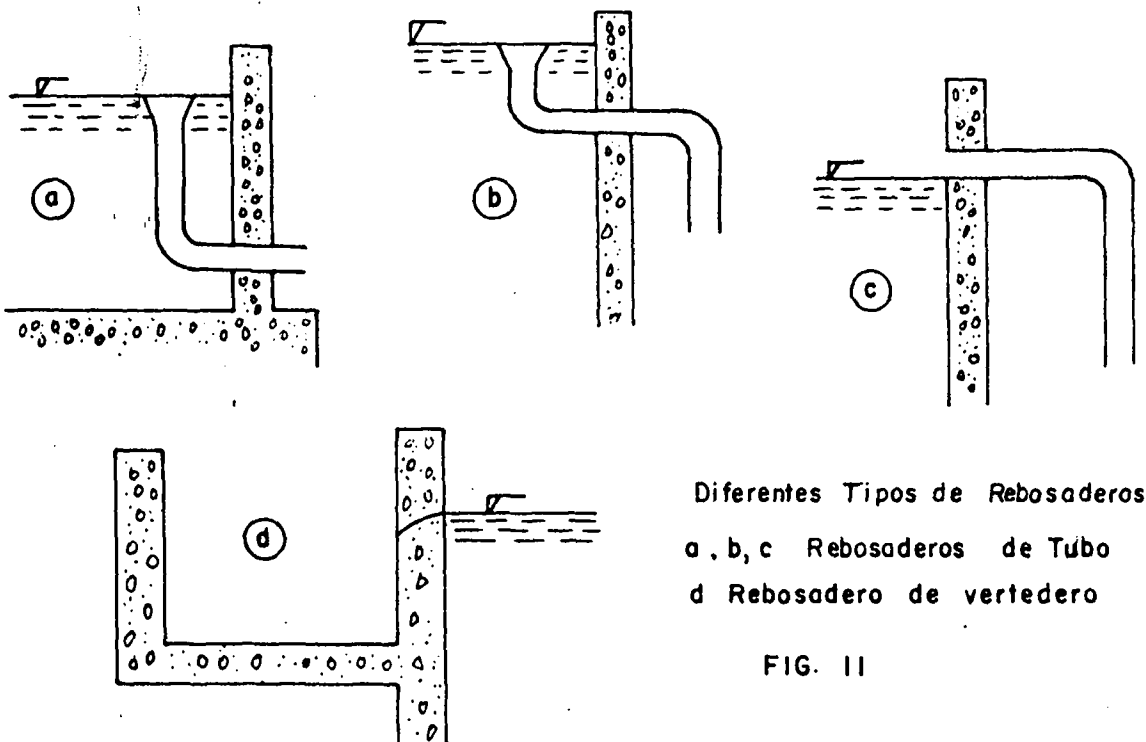


$$\frac{a}{b} = \frac{3}{4}$$



$$\frac{a}{b} = \frac{n+1}{2n}$$

Fig. 10



Diferentes Tipos de Rebosaderos
 a, b, c Rebosaderos de Tubo
 d Rebosadero de vertedero

FIG. II

Finalmente, conviene construir alrededor y a nivel más bajo que el de los cimientos del depósito un drenaje que recoja las aguas infiltradas en el terreno y las vierta en un pozo donde puedan observarse y medirse en caso necesario.

Una manera muy económica de construir los depósitos de pequeñas poblaciones consiste en excavar el terreno en forma de artesa, con taludes del (1/2) al 1 1/2) por uno, según la consistencia del suelo y revestir las paredes y el fondo con una capa de concreto de 10 a 15 centímetros de espesor. Puesto que en este caso no hay prácticamente empuje de tierras y se supone que éstas pueden soportar la presión del agua, no es necesario reforzar la estructura y el problema se reduce a lograr que el depósito sea perfectamente estanco. Con este fin y para prevenir los agrietamientos causados por los cambios de temperatura, se coloca hacia la cara exterior de la losa una malla de alambre de púas con espaciamentos de 15 a 20 centímetros.

Para impedir que entren a la tubería de distribución materias extrañas que hubieran podido llegar al depósito, se coloca en la boca de la misma un colador cuya área de huecos sea vez y media la de la sección del tubo; su solera debe partir a una altura de 15 a 20 cm sobre la solera del tanque.

La tubería de desague parte del punto más bajo de la solera del tanque hacia donde convergen los planos inclinados de ésta con pendientes del 2% al 3%.

En el depósito debe colocarse un rebosadero el cual está destinado a impedir el desbordamiento del depósito; puede hacerse de diferentes maneras como se ve en la figura 11. De cualquier manera que sea, el conducto de excesos desemboca en la tubería de desague adelante de su válvula.

Ventilación

Como la superficie libre del agua sube y baja varias veces en el día, desde el nivel máximo a la altura del rebosadero hasta el fondo, es necesario proveer en la cubierta del depósito un sistema de ventilación que permita la entrada y salida del aire según el movimiento del agua y mantenga sobre ésta una presión uniforme.

La ventilación puede hacerse por medio de tubos que sobresalen del relleno de la cubierta y terminan en codos de 180° para impedir la entrada al interior de cuerpos extraños y bichos, o por chimeneas provistas de caperuza y malla metálica.

Cámara de válvulas

Todo depósito debe tener las tuberías y válvulas necesarias para regular el agua durante el servicio y ejecutar las operaciones de limpieza y reparación.

Para facilitar su manejo, conviene agrupar todas las válvulas y demás dispositivos de control y medida en una cámara adosada exteriormente al depósito y situada enfrente del muro divisorio cuando hay dos compartimientos.

Si el tanque es pequeño basta proveer para acceso una tapa de pozo y una escala de hierro a la marinera; pero si la obra es más importante, hay que emplear puerta metálica y escalera de concreto o de hierro.

La cámara de válvulas debe tener dimensiones adecuadas para que el fontanero realice cómodamente su labor; para que las tuberías estén convenientemente separadas entre sí y ninguna de sus juntas quede en el plano vertical de las paredes.

Otra ventaja que tiene la agrupación de todas las tuberías y dispositivos de manejo y control en la cámara es la facilidad para comunicar entre sí las tuberías de alimentación y de distribución por medio de un paso directo o desvío para poder sacar el tanque fuera de operación sin interrumpir el servicio. Este paso directo debe estar provisto de su correspondiente válvula.

En los acueductos pequeños la cámara sirve también para instalar el clorador o hipoclorador cuyo tubo de descarga llega directamente al depósito o se conecta a la tubería de salida.

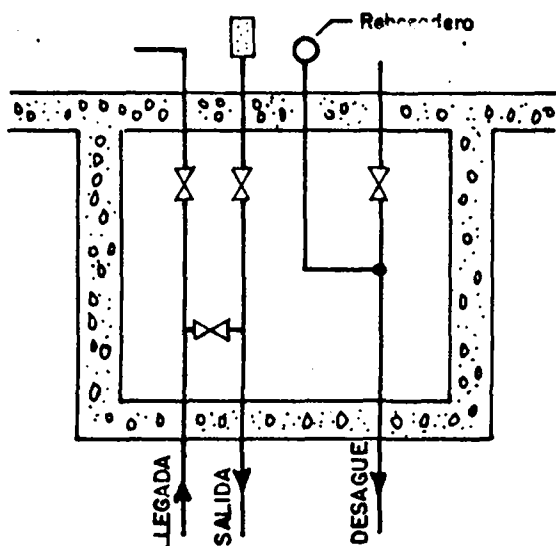
Organización de la cámara

Según el número y forma de los compartimientos de un depósito y la función de éste, se disponen las tuberías y sus dispositivos de manejo en la cámara.

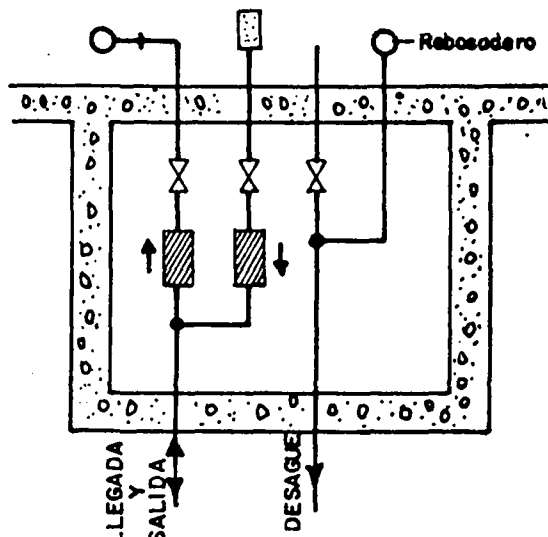
Cada una de las tuberías de alimentación, distribución, paso directo y desagüe debe estar provista de su respectiva válvula de control.

Cuando el agua se eleva con bombas a los depósitos de un solo compartimiento conviene suprimir la válvula de la tubería de llegada pues por un error podría estar cerrada en el momento de iniciar aquéllas su funcionamiento. En los depósitos de dos compartimientos es imprescindible instalar una válvula en cada ramal del conducto de impulsión, pues de lo contrario no se podría aislarlos. En este caso carece de utilidad el paso directo ya que sería raro que los depósitos se pusieran al mismo tiempo fuera de servicio.

DEPOSITO CON UN COMPARTIMIENTO

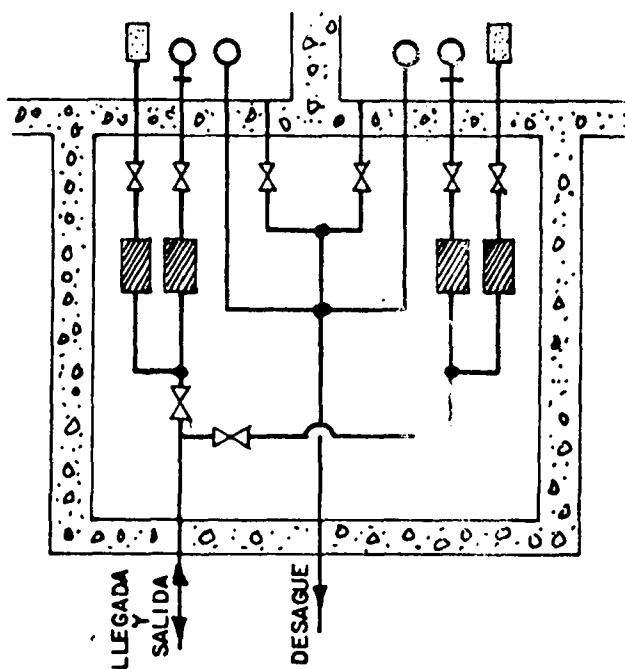
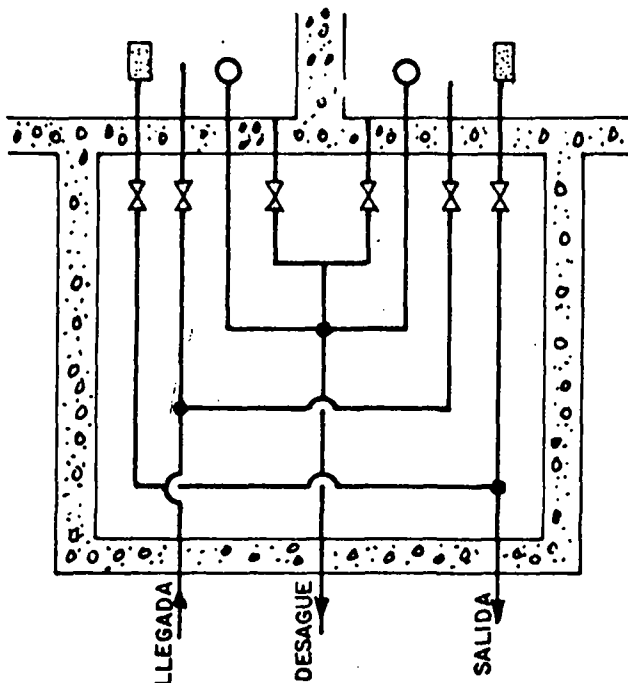


ALIMENTADOR



COMPENSADOR

DEPOSITO CON DOS COMPARTIMIENTOS



CONVENCIONES

- Válvula
- Colador
- Válvula de flotador
- Rebosadero
- nudo
- Válvula de retención

ORGANIZACION DE LAS CAMARAS DE VALVULAS

FIG. 12

En la figura 12, se muestra esquemáticamente la disposición de las tuberías y sus válvulas en depósitos de distribución y de equilibrio con uno y dos compartimientos.

Por último, en la cámara se coloca el medidor de caudal, si éste es necesario; el medidor de nivel del depósito y en pequeños acueductos, la instalación de cloro líquido o gaseoso.

En el caso de una estación elevadora si los motores que accionan las bombas son eléctricos puede controlarse su funcionamiento de acuerdo con los niveles del agua en el depósito por medio de un interruptor magnético de flotador instalado sobre la cubierta. (Figura 13).

Para medir los caudales que salen de depósito se emplea un contador, un orificio, una boquilla o un tubo montados sobre la tubería de distribución o sobre un ramal en paralelo para hacer la instalación más económica. Los movimientos del aparato o la diferencia de presiones en la tubería, creadas por el dispositivo, son transmitidas a un indicador de caudales.

Depósitos elevados

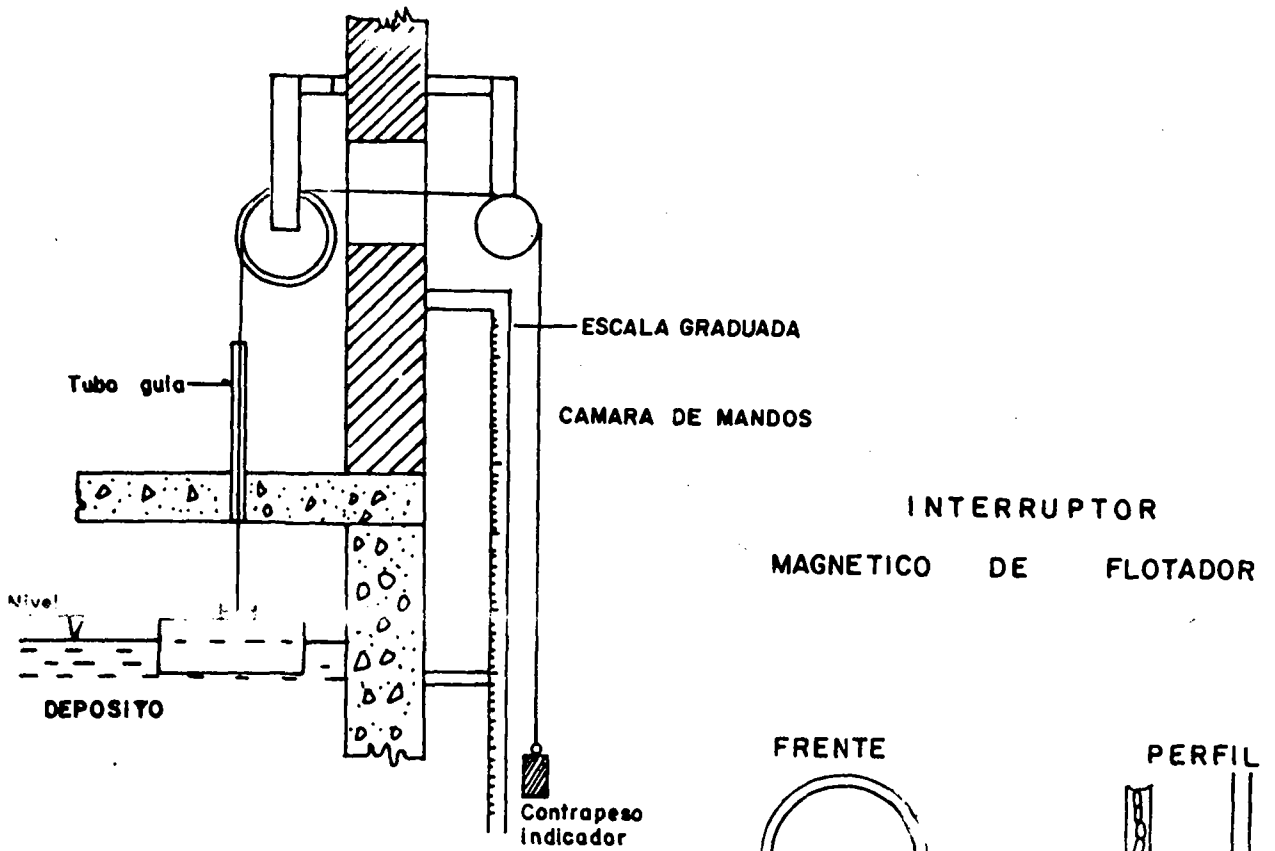
Estructura:

En terreno llano y cuando éste no tiene la superficie o la altura necesaria para construir el depósito enterrado, es preciso montarlo sobre una torre. El alto costo de la construcción obliga por una parte a no seguir tan rigurosamente las normas sobre capacidad y por otra, a utilizar al máximo los materiales empleados; por este motivo se fabrican generalmente metálicos o de concreto reforzado con paredes cilíndricas, fondo hemisférico y cubierta cónica.

La estructura sustentante consiste en columnas con inclinación variable según el material, arriostradas entre sí con elementos horizontales y diagonales. Anclada a una de las columnas está la escalera de acceso que se prolonga luego por el cilindro y la cubierta hasta la escotilla de entrada al interior del depósito. Algunos tanques disponen también de un balcón con baranda alrededor del cilindro.

En el cálculo estructural de los tanques metálicos debe considerarse la acción del viento cuando están vacíos. La estructura sustentante de ladrillo o concreto reforzado puede estar formada por un muro continuo cilíndrico o por columnas aisladas y exige un especial tratamiento arquitectónico.

Según que se apoye sobre un muro continuo o sobre pilares, la fundación de la torre se hace con una losa continua o con bloques troncopiramidales de bases excéntricas para tener en cuenta el empuje del viento.



INDICADOR DE NIVEL CON FLOTADOR Y ESCALA

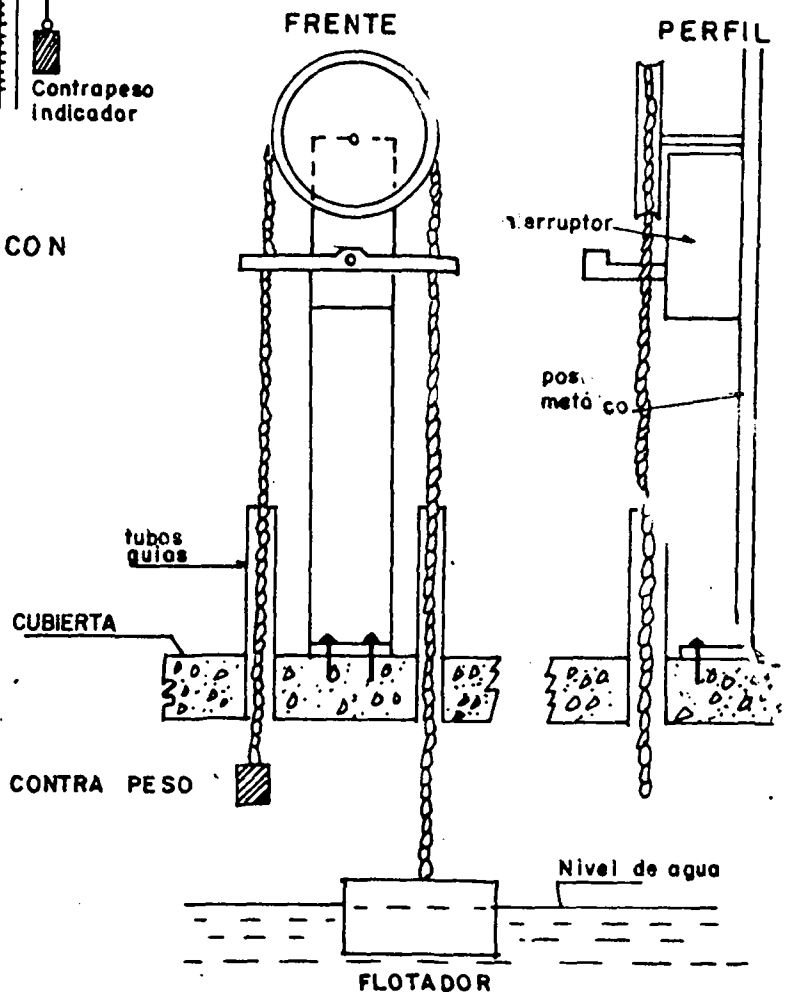


FIG. 13

Tuberías

La tubería de alimentación asciende verticalmente y penetra por el fondo del depósito o se adosa a una columna y a la pared exterior del cilindro, subiendo en este caso hasta el nivel máximo del agua donde está la boca del rebosadero.

La distribución y el vaciado se hacen por un conducto único que parte del fondo del depósito. Cuando se trata de un tanque auxiliar (de equilibrio) la tubería de distribución es la misma que la de alimentación.

A fin de prevenir la caída del agua de exceso, se instala en el tanque un indicador de nivel con flotador con su escala colocada sobre el exterior del cilindro, o mejor, un interruptor magnético de flotador que pare automáticamente las bombas cuando la superficie libre del agua alcance el nivel del rebosadero. Las válvulas de altitud y otras de su género cumplen también el mismo cometido. Como medida de seguridad es aconsejable bajar hasta el suelo el tubo de rebose y conectarlo al desagüe.

Efectos de la localización del almacenamiento en un sistema abastecido por bombeo.

Para este estudio se propone un ejemplo resuelto en el que, por comparación de los resultados de operación para las tres alternativas:

- a. sin almacenamiento
- b. almacenamiento entre la fuente y el centro de carga; y
- c. almacenamiento más allá del centro de carga,

se pueden fácilmente visualizar los efectos producidos en cada una de tales alternativas y sacar conclusiones útiles para los diseños de los sistemas de distribución.

EJEMPLO:

Se supone que una población de 27000 habitantes está servida, alternativamente por el sistema que aparece en cada una de las figuras, y que tiene las características de demanda que se enumeran a continuación:

Consumo medio	175.0 l/s
Consumo máximo diario	263.0 l/s
Consumo máximo horario	394.0 l/s
Caudal de incendio	306.0 l/s
Consumo máximo diario, más caudal de incendio	578.0 l/s

También se supone que la presión mínima que se debe mantener en el centro de carga es de 35 m de carga y que las tuberías del sistema se expresan en todos los casos en tramos de 24" de diámetro con un coeficiente $C = 120$ (sistema Inglés).

a. Sin almacenamiento

En este caso, para cualquier demanda, la carga en la estación debe ser suficiente para vencer las resistencias del sistema manteniendo una carga mínima de 35 m en el centro de carga, así:

$$H = 35 + (0.67 \times 12.2) = 43.2 \text{ m} \quad \text{Para } Q = 175 \text{ l/s}$$

$$H = 35 + (1.42 \times 12.2) = 52.3 \text{ m} \quad \text{Para } Q = 263 \text{ l/s}$$

$$H = 35 + (3 \times 12.2) = 71.6 \text{ m} \quad \text{Para } Q = 394 \text{ l/s}$$

$$H = 35 + (6.1 \times 12.2) = 109.4 \text{ m} \quad \text{Para } Q = 578 \text{ l/s}$$

b.1 Almacenamiento entre la fuente y el centro de carga

En este caso, para una tasa determinada de bombeo, la carga en la estación debe ser suficiente para trabajar contra la carga del tanque de almacenamiento y vencer las pérdidas del sistema.

$$\text{Para } Q = 175 \text{ l/s} \quad H = 44.4 + (0.67 \times 10.675) = 51.5 \text{ m}$$

El gradiente hidráulico en el centro de carga es aquél del tanque menos la pérdida de carga en 1525 m de tubería $= 44.4 - (0.6 \times 1525) = 43.2 \text{ m}$.

$$\text{Para } Q = 263.0 \text{ l/s} \quad (\text{sin tomar agua del tanque})$$

$$\text{Se tiene: } H = 44.4 + (1.42 \times 10.675) = 59.5 \text{ m}$$

El gradiente hidráulico en el centro de carga es aquél del tanque menos la pérdida de carga en 1525 m de tubería, o sea:

$$H = 44.4 - (1.42 \times 1525) = 42.2 \text{ m}$$

Para $Q = 394 \text{ l/s}$ el gradiente hidráulico en el centro de carga es el del tanque menos las pérdidas en 1525 m de tubería:

$$44.4 - (3 \times 1525) = 39.6 \text{ m}$$

La carga necesaria de bombeo es igual a la carga en el tanque más la pérdida de carga en 10.675 m con la tasa de bombeo seleccionada. Si se suministran 131.4 l/s del tanque y el resto de 263.0 por bombeo, la carga de bombeo es:

$$44.4 + (1.42 \times 10.675) = 59.4 \text{ m}$$

Para $Q = 578 \text{ l/s}$ (máximo diario + caudal de incendio), se tiene que la carga en el centro de carga es la del tanque menos la pérdida de carga en 1525 m de tubería, o sea:

$$44.4 - (6.15 \times 1525) = 35.00 \text{ m}$$

Si se decide suministrar 184.5 l/s del almacenamiento y bombear el remanente de 394 l/s, la carga de bombeo es:

$$44.4 + (3 \times 10.675) = 76.2 \text{ m}$$

c. Almacenamiento más allá del centro de carga

Para $Q = 175 \text{ l/s}$ y sin tomar agua del almacenamiento, la carga de bombeo es:

$$36.3 + (0.67 \times 12.2) = 44.5 \text{ m}$$

La carga en el centro de carga es idéntica a la carga correspondiente al tanque (36.3 m)

Para $Q = 263.0 \text{ l/s}$ y sin tomar agua del almacenamiento, la carga necesaria de bombeo es:

$$36.3 + (1.42 \times 12.2) = 53.6 \text{ m}$$

El gradiente hidráulico en el centro de carga es idéntico al del tanque (36.3 m)

Para $Q = 394.0 \text{ l/s}$. Si se decide suministrar 131.4 l/s del almacenamiento y el resto de 263.0 l/s del bombeo, el gradiente hidráulico en el centro de carga es:

$$36.3 - (0.4 \times 1525) = 35.7 \text{ m}$$

La carga necesaria de bombeo es:

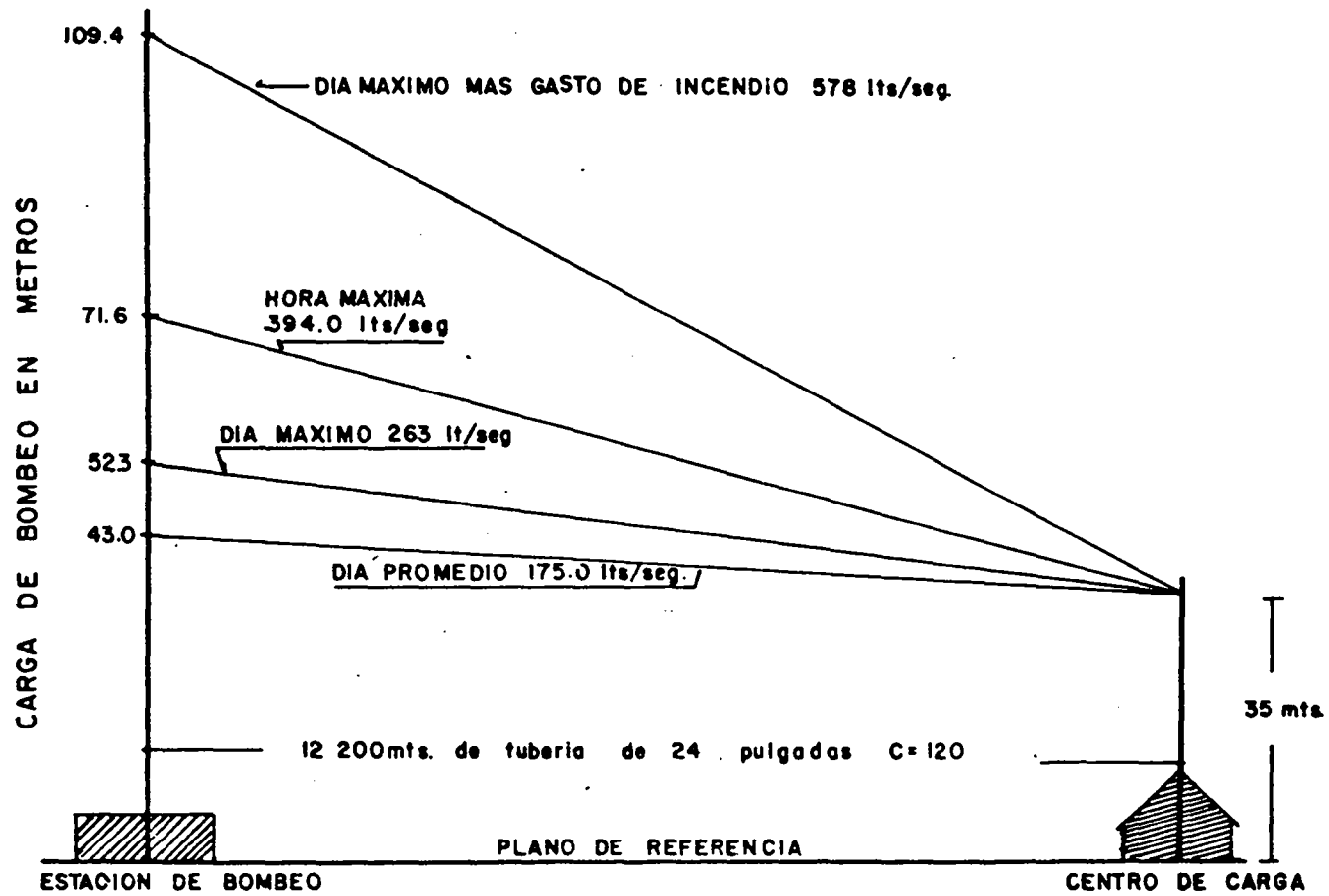
$$35.7 + (1.42 \times 12.2) = 53.0 \text{ m}$$

Para $Q = 578 \text{ l/s}$. Para mantener una carga de 35 m en el centro de carga, el gasto en la tubería de 1525 m entre el centro de carga y el tanque no puede exceder de aquél en que la pérdida de carga sea de 1.3 m que es 184.5 l/s. Por lo tanto el resto de 394 l/s se debe suministrar por bombeo. La carga de bombeo es:

$$35 + (3 \times 10.675) = 71.6 \text{ m}$$

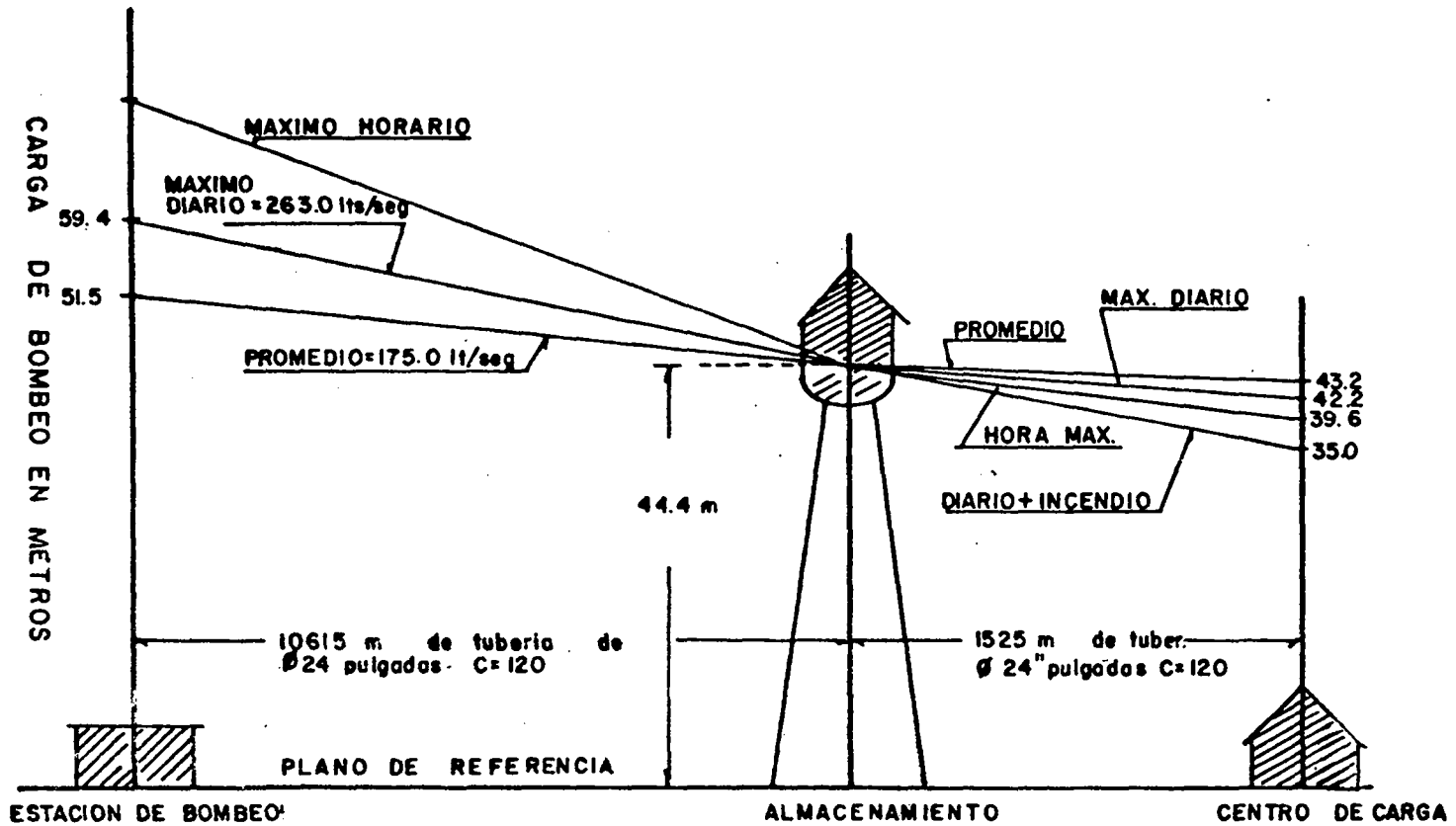
Conclusiones

Comparando la alternativa (a) sin almacenamiento con la (c) almacenamiento más allá del centro de carga, se tiene que en la primera se necesita una carga adicional de bombeo de 37.8 m (109.4 - 71.6) para suministrar la demanda máxima diaria más el gasto de incendio. La potencia, en la primera sería de 1100 HP contra 495 HP en la segunda, o sea más del doble.



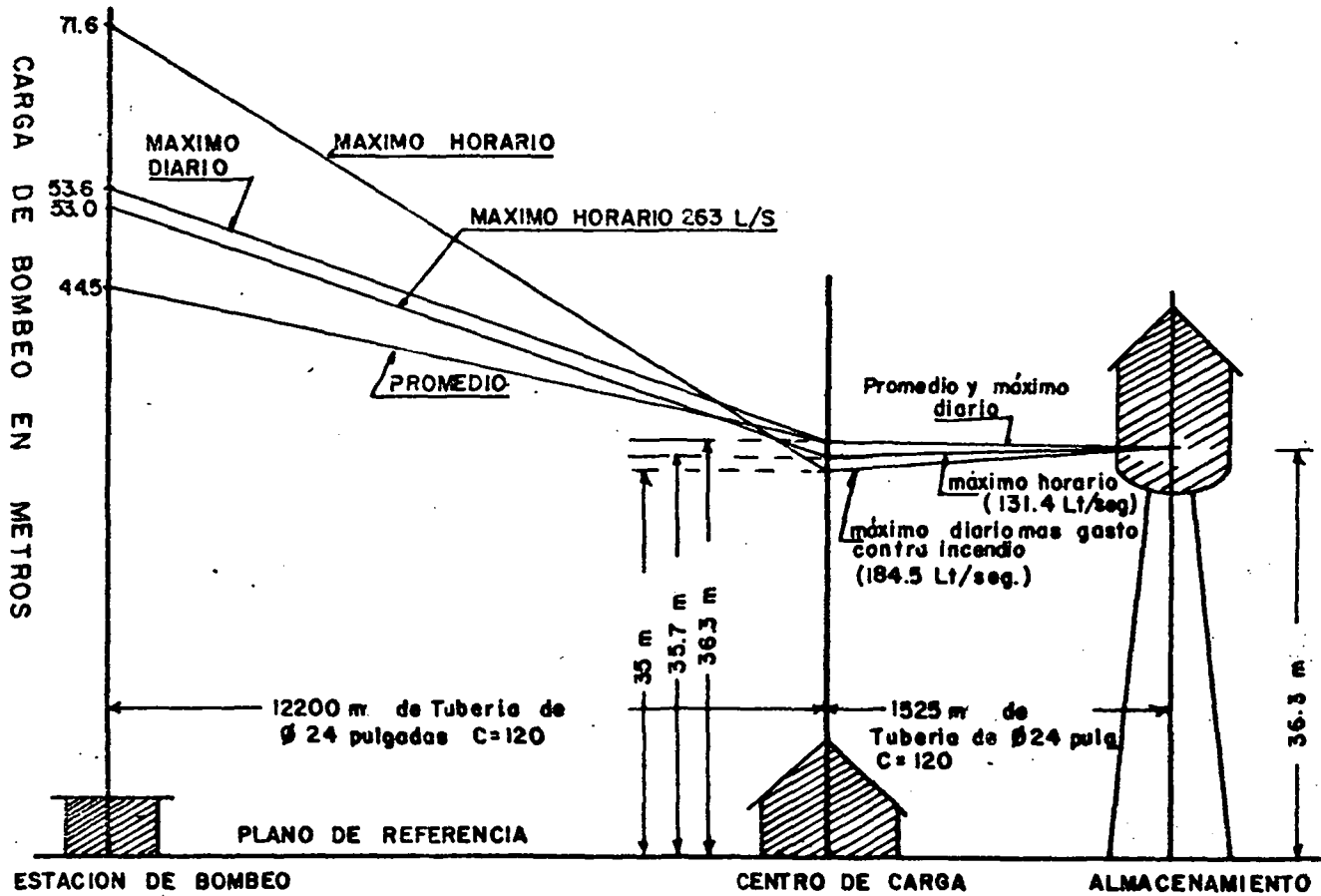
GRADIENTES HIDRAULICOS SIN ALMACENAMIENTO

Fig. 14



GRADIENTES HIDRAULICOS CON ALMACENAMIENTO ENTRE LA ESTACION DE BOMBEO Y EL CENTRO DE CARGA

Fig. 15



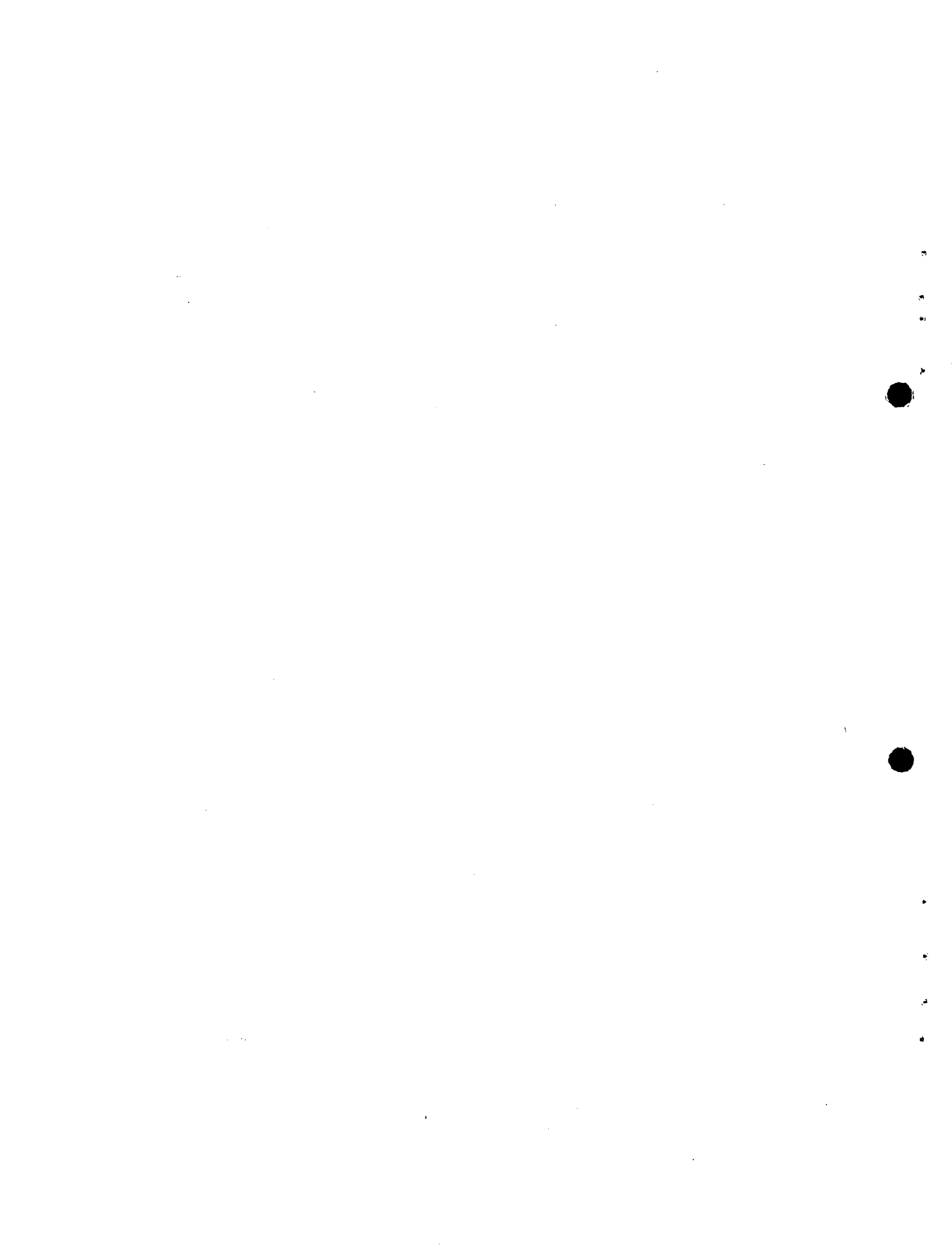
GRADIENTES HIDRAULICOS CON ALMACENAMIENTO MAS ALLA DEL CENTRO DE CARGA

FIG. 16

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

CURSO DE
ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES
CAPITULO X
SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA

ANTONIO CASTILLA R.
LUCIANO PEÑA D.



SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA

Generalidades

Un sistema de distribución comprende el conjunto de tuberías que conducen el agua desde el tanque de distribución hasta cada uno de los puntos donde debe ser utilizada.

La distribución debe permitir la seguridad de un servicio continuo. Los conductos deben, pues, estar siempre llenos y a la presión suficiente para permitir un servicio adecuado en todo momento y a cada punto previsto.

En un cierto número de ciudades grandes, entre ellas París, se ha establecido una doble red de distribución. Una primera red de agua potable, a alta presión, está reservada para el consumo doméstico y, en caso de emergencia, para el servicio de incendio. Una segunda red de agua no potable, a baja presión, es utilizada para el servicio público entendiéndose como tal el riego de parques, lavado de calles y servicios semejantes que no requieren agua potable. A pesar de que la operación puede resultar muy económica, este doble sistema de distribución no es recomendable. El riesgo de confusión entre las dos redes presenta un grave peligro y es necesario tomar una serie de medidas para evitar tal riesgo a fin de prevenir toda posibilidad de comunicación entre las dos clases de conductos. Como medida de seguridad, la presión de servicio de la red de agua potable debe ser sistemáticamente más alta que la red de agua cruda. Por otra parte, este doble sistema no resulta necesariamente más económico debido al alto costo de las tuberías de distribución.

Los estudios preliminares de un sistema de distribución, comprenden:

1. Determinación de los puntos donde el agua debe ser utilizada.
2. Determinación de la cantidad de agua necesaria en cada uno de ellos.
3. Determinación de las probables necesidades futuras.
4. Determinación de los recursos, es decir, de los lugares donde el agua puede ser captada y de la cantidad disponible, de las fuentes de financiación, etc.
5. Determinación de las reservas, es decir, de los lugares donde se podría eventualmente disponer de nuevas cantidades de agua para llenar las necesidades futuras.
6. Plano de la localidad que va a ser alimentada y de sus alrededores, hasta el sitio de captación del agua, con indicación de las curvas de nivel. Este plano debe mostrar las cotas de los puntos principales por donde deben pasar los conductos.

7. Adopción del diámetro mínimo que se quiere admitir para los conductos, de la presión mínima que se quiera disponer en la red en las horas de máximo consumo; y en fin, la localización de los conductos con indicación del sentido del movimiento del agua.

DETERMINACION DE LOS PUNTOS DONDE EL AGUA DEBE SER UTILIZADA

En algunos casos extremos el factor económico no permite llevar el agua a todos los domicilios caso en el cual se colocarán fuentes públicas solamente. Esto no deberá ocurrir en una sociedad bien organizada que esté cumpliendo con sus deberes para con la comunidad.

Se deberán escoger los sitios de las bocas de riego para el lavado de las calles, de las bocas de incendio, de las fuentes ornamentales, de las tomas para el servicio de lagos, corrientes artificiales, etc.; se localizarán los establecimientos públicos que demandan una gran cantidad de agua, tales como baños y servicios sanitarios públicos, los mercados, las escuelas, los hospitales y se localizarán también los establecimientos industriales y comerciales.

CANTIDAD DE AGUA NECESARIA

Esto está en relación estrecha con el punto anterior.

Hay unas necesidades para las cuales la cantidad de agua es conocida y hay otras para las cuales, esa cantidad puede ser solamente estimada. Una fábrica, un matadero, un establecimiento de baños, demandan volúmenes de agua que pueden ser fijados con bastante exactitud; también se pueden evaluar con una aproximación suficiente las cantidades necesarias para el lavado de calles, riego de jardines, alimentación de surtidores de agua, lavado de alcantarillas, etc. En una palabra, las cantidades de agua destinadas a las necesidades públicas cuyo empleo se hace por medio de funcionarios de la administración pública, pueden ser determinadas de manera casi rigurosa. Lo contrario sucede con el consumo privado de los habitantes el cual varía según sus costumbres y capacidad económica. Para evaluar los volúmenes de agua que consumirán los habitantes para su propio uso será necesario basarse en las estadísticas suministradas por poblaciones vecinas que ya están provistas de un servicio regular de agua.

Con relación al crecimiento, se establece que no hay que limitarse a prever lo que es suficiente para las necesidades inmediatas; es preciso que la red pueda transportar el agua necesaria en caso de crecimiento ulterior de la población, sin que sea necesario reforzar los conductos o reemplazarlos por otros nuevos de mayor diámetro, en un período razonable.

LOS RECURSOS

Los recursos son de dos clases:

Los físicos y los económicos.

Los primeros se refieren a las cantidades de agua disponibles tanto para satisfacer las necesidades presentes como las futuras. Es necesario estudiar la calidad del agua, antes de decidirse a adoptar una solución definitiva y el costo necesario de la captación y el transporte. Los recursos económicos incluyen el aporte de los usuarios, de las entidades oficiales y privadas y las posibilidades de financiación a corto o largo plazo con las entidades crediticias. Un estudio completo de las posibilidades de financiación y amortización de los costos de las obras es fundamental para el éxito en la realización del proyecto.

PLANO DE LA LOCALIDAD

Es necesario disponer de un plano topográfico con indicación de las cotas en todas las intersecciones de las calles, en los puntos de cambio de pendiente en una misma calle y en todos los sitios donde se prevea una derivación de agua. Es muy útil que en el plano figuren las curvas de nivel en toda la extensión de la población. Este plano de la población puede ser en escala 1:100. Para la conducción se necesita un plano topográfico a escala 1:1000 y perfiles a escala 1:200.

DIAMETROS MINIMOS

En un tiempo se estableció en Colombia un diámetro mínimo de 2" en hierro galvanizado. Hoy se establece un diámetro mínimo de 3" en tuberías de asbesto-cemento porque en este material la tubería de 2" se quiebra fácilmente cuando se coloca en redes de distribución. Algunas ciudades tienen normas más restrictivas; por ejemplo, en las Normas y Especificaciones para Ensanches del Sistema de Distribución de Agua Potable de las Empresas Municipales de Cali, se fijan los diámetros mínimos, así:

6" (150 mm) en zonas industriales y comerciales de alto valor.
4" (100 mm) en zonas residenciales.

El diámetro mínimo depende del material de la tubería y de la importancia de la población en estudio. Si se usan tuberías de material plástico, el diámetro mínimo puede ser hasta de 1", en poblaciones pequeñas.

PRESION DEL AGUA EN LA RED

Es deseable que los aparatos sanitarios de los pisos más elevados de los edificios sean alimentados por agua derivada directamente de la red de distribución. Para esto se requiere que la carga de presión en el conducto esté, por lo menos, a 6 metros por encima del último piso. Este valor se considera que es la carga de presión promedio de servicio para aparatos sanitarios comunes. Además, si se considera como profundidad del conducto 1.50 m por debajo de la calzada y se fija una altura promedio entre pisos de 3.00 mts y una pérdida de carga de 30% en el montante, se pueden calcular las cargas de presión mínima de los conductos requeridas para

diferentes alturas de edificios, así:

No. Pisos	Cargas de presión mínima
1	8.00 metros
2	12.00 metros
3	16.00 metros
4	20.00 metros
5	23.50 metros
6	27.50 metros
7	31.50 metros
8	35.50 metros
9	39.00 metros
10	43.00 metros

Según el Instituto Nacional de Fomento Municipal, salvo casos especiales, las cargas de presión de servicio en la red de distribución en cualquier punto, no deben ser menores de 20 mts ni mayores de 70 mts, recomendándose cargas comprendidas entre los 20 y 30 mts.

Las presiones demasiado altas tienen varios inconvenientes: la rotura de tubos se presenta con mayor frecuencia cuando la presión es alta; las fugas por las juntas y por las instalaciones sanitarias tienden a agravarse; las averías en las tuberías que distribuyen el agua en el interior de los edificios causan muchos inconvenientes.

RED DE DISTRIBUCION

Diferentes tipos de redes.

Una red de distribución puede ser ramificada o mallada.

La red representada por la figura 1 es una red ramificada. El nombre se explica porque tal red está constituida por ramificaciones sucesivas establecidas a partir del conducto principal: el conducto matriz (1) se divide en conductos secundarios (2).

En esta red el escurrimiento del agua se efectúa siempre en un mismo sentido, del tanque hacia las extremidades de los conductos. Presenta una gran falla: una obstrucción o una rotura en un punto cualquiera de la red, implica la interrupción del servicio en todos los conductos situados aguas abajo.

La figura (2) representa una red mallada.

En esta red el agua circula en los conductos indistintamente en un sentido o en otro.

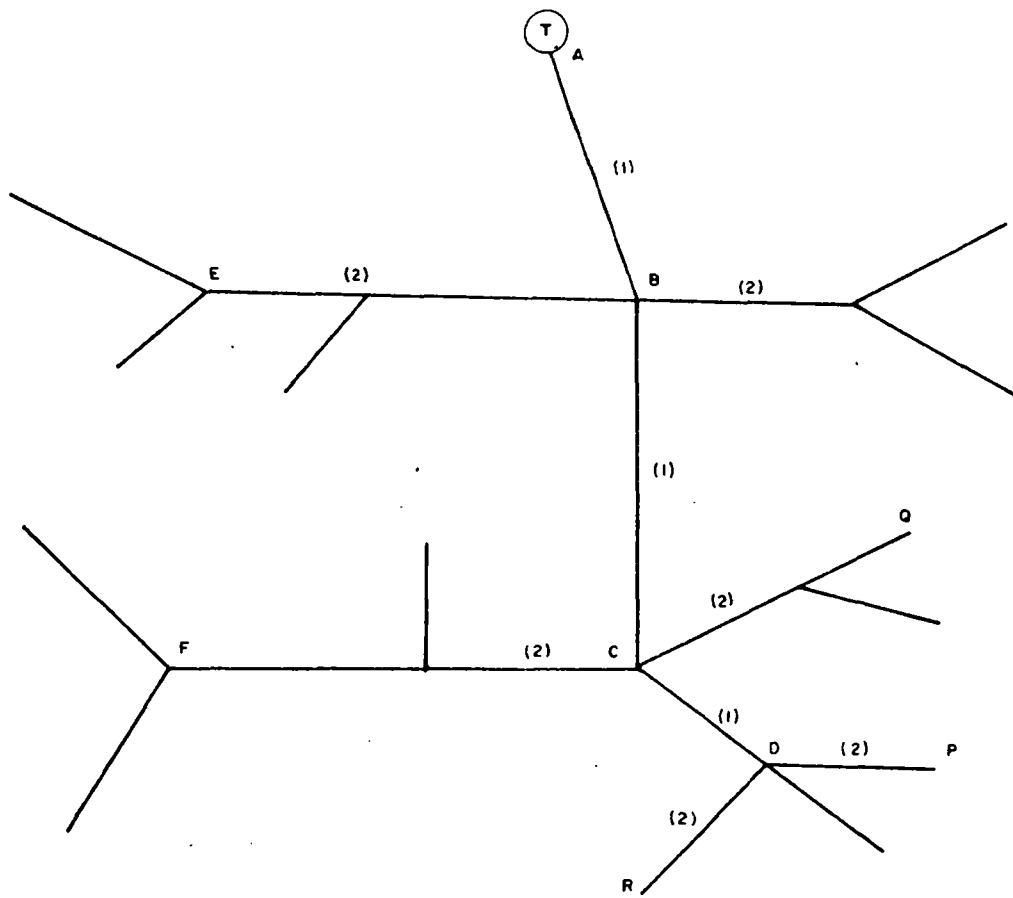


FIGURA 1

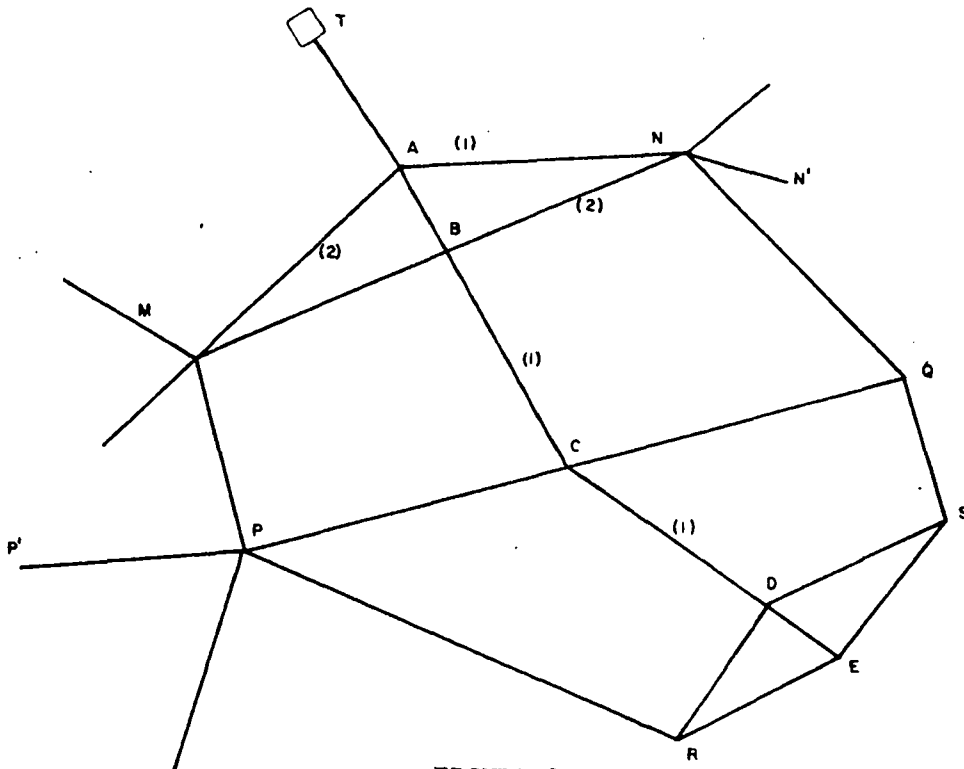


FIGURA 2

Una obstrucción o una rotura en el tramo CD, por ejemplo, no implica interrupción de servicio en los conductos aguas abajo, sino que estos continuarán alimentándose en sentido inverso por medio de conductos tales como AMPRE y ANQSE.

Para permitir esta flexibilidad se disponen válvulas de cierre en puntos convenientes.

Se anota el hecho de que en el ejemplo dado hay conductos como el NN' y el PP' que continúan alimentándose por un solo extremo, es decir en un mismo sentido. Esto casi siempre se presenta en la práctica pues es difícil disponer que todos los conductos queden con alimentación por ambos extremos, en las zonas finales de la red.

La figura 3 representa una red escalonada. Esta red se compone de varios tanques colocados a diferentes cotas. Esto es a veces necesario para evitar presiones excesivas en las zonas más bajas.

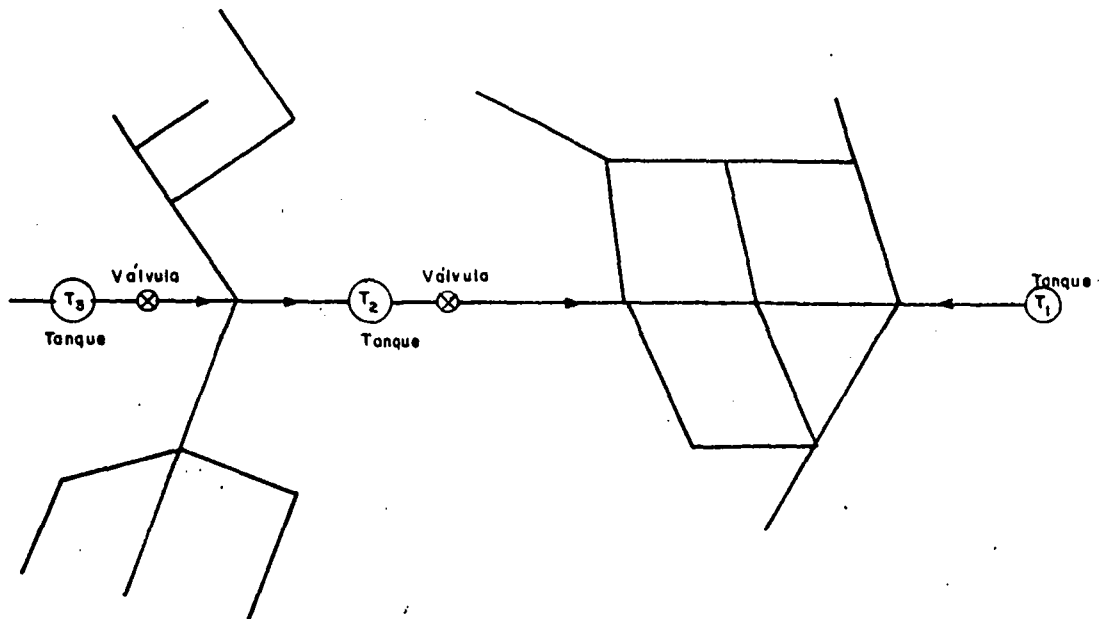


FIGURA 3.

La red ramificada no se emplea sino en pequeñas instalaciones. Es conveniente por razones económicas en pequeñas localidades, sea que éstas tengan las casas muy espaciadas o que estén formadas por una calle principal muy alargada, de donde parten calles transversales que desembocan en el campo. El trazado de las redes ramificadas está casi siempre impuesto por la disposición de las calles.

El nombre de red mallada se explica por la forma de malla que toman sus conductos. Se utiliza en las poblaciones en donde las calles forman un sistema de cuadrículas. Tiene la gran ventaja de que un punto dado puede ser alimentado por diferentes conductos, a la vez, dándole a la operación del sistema una mayor flexibilidad.

Muchos sistemas de distribución tienen los dos tipos de redes: el centro de la comunidad está provisto de una red mallada comprendida dentro de un cinturón de conductos matrices, a partir de los cuales están las ramificaciones que se extienden hacia el exterior, pero, en general, en redes de ciudades importantes se procura evitar la red ramificada.

TRAZADO DE LOS CONDUCTOS Y SENTIDO DEL MOVIMIENTO DEL AGUA

En general, la solución más conveniente es la que hace recorrer al agua el camino más corto, desde el tanque hasta cada uno de los puntos de distribución.

Para el estudio de una red mallada se comienza por el trazado de los conductos principales; estos se disponen teniendo en cuenta la colocación de las bocas de incendio (hidrantes) y la situación de las zonas importantes de la ciudad. De allí parten los secundarios que distribuyen el agua hacia las zonas interiores y exteriores. Para la comodidad de los cálculos se supone que los conductos secundarios son alimentados por un extremo; de manera que la red mallada quedará dividida ficticiamente en muchas redes ramificadas. Se deberá hacer el cálculo de los conductos así trazados suponiendo que el agua se mueve en las direcciones establecidas. El estudio mismo mostrará las alternativas posibles que será preciso examinar. Por último se escogerá finalmente aquella solución que sea la más económica.

CALCULO DE REDES RAMIFICADAS

Consideremos el esquema representado en la figura 4. Se trata de una aldea de 765 habitantes cuya configuración alargada se presta particularmente bien para la instalación de una red ramificada. El tanque de distribución está localizado en (A). La cota del nivel medio del agua en el tanque es de 142.50.

El consumo diario por habitante es de 150 lts/hab./día. En este consumo están incluidas las necesidades por habitante y un servicio público de poca importancia. Las casas que no tienen más de dos pisos estarán bien servidas si se dispone en todo punto de la red de una carga de presión mínima de 15 mts. La relación entre el consumo máximo horario y el medio es de 3:1.

La distribución de la población y las longitudes de los tramos son los siguientes:

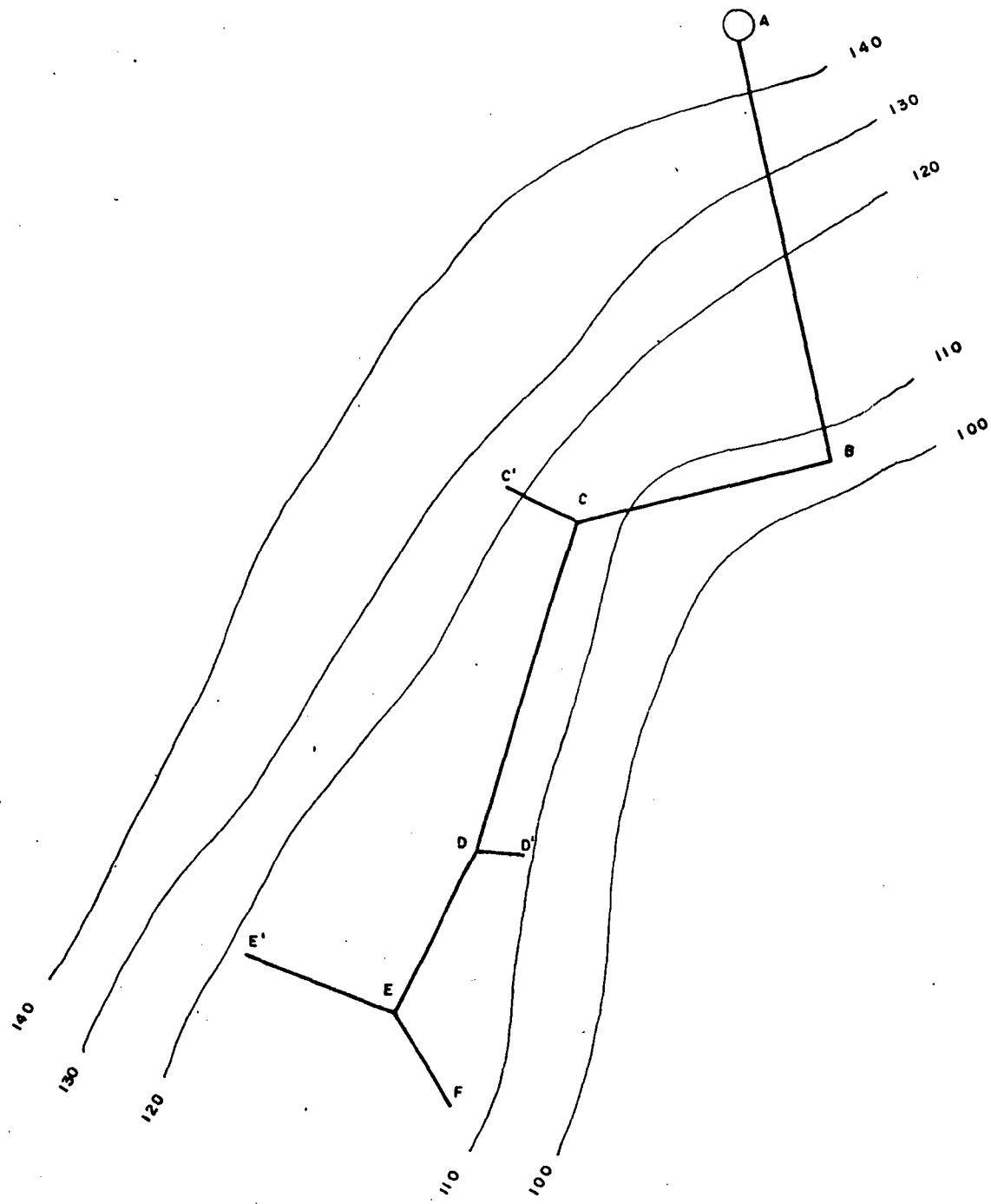


FIGURA 4

Tramo	N° de habitantes	Longitud (m)	Tramo	N° de habitantes	Longitud (m)
A B	0	520	D D'	50	75
B C	160	300	D E	125	225
C C'	76	100	E F	100	180
C D	144	420	E E'	110	200

El cálculo de los gastos parciales máximos de cada tramo se hace como sigue:

$$Q = \frac{3 \times 150 \times P}{86400} \text{ siendo } P \text{ la población servida.}$$

Aplicando la fórmula anterior se obtiene:

Tramo	Población	Q <i>lps</i>
A B	0	0
B C	160	0.834
C C'	76	0.396
C D	144	0.752
D D'	50	0.260
D E	125	0.653
E F	100	0.520
E E'	110	0.575
S U M A:		3.990 <i>lps</i>

A partir de los gastos parciales se calculan los gastos acumulados, comenzando por el extremo de abajo (E).

Enseguida se procede a calcular los diámetros. Esto puede hacerse de dos maneras diferentes:

1. Se fijan las alturas piezométricas en las extremidades del tramo. Estos valores deben ser tales que la presión de servicio sea aceptable cualquiera que sea el nivel de agua en el tanque; en este caso 15 mts. Se conoce entonces la pérdida de carga (h) a lo largo del tramo, de donde se deduce el gradiente hidráulico, S .

Conocidos Q y S se pueden determinar el diámetro D de la tubería y su velocidad V , la que debe estar dentro de los límites admisibles.

El cálculo se hace valiéndose de tablas o ábacos. El diámetro que se debe escoger es el diámetro comercial inmediatamente superior al diámetro teórico. Una vez seleccionado el diámetro comercial se calcula la pérdida de carga real y se deducen las presiones en el extremo inferior de cada tramo.

2. También se pueden calcular los diámetros fijando una velocidad media aceptable para cada tramo; conocidos Q y V se pueden deducir D y S . Después se calculan las alturas piezométricas y se verifica que las presiones sean aceptables.

El primer método de cálculo es más directo pero podría resultar en velocidades inadmisibles. En algunos casos deberá estudiarse la manera de regular las presiones para que no se pasen de los valores límites.

Para mayor facilidad, se disponen los cálculos en un cuadro como el que se presenta a continuación.

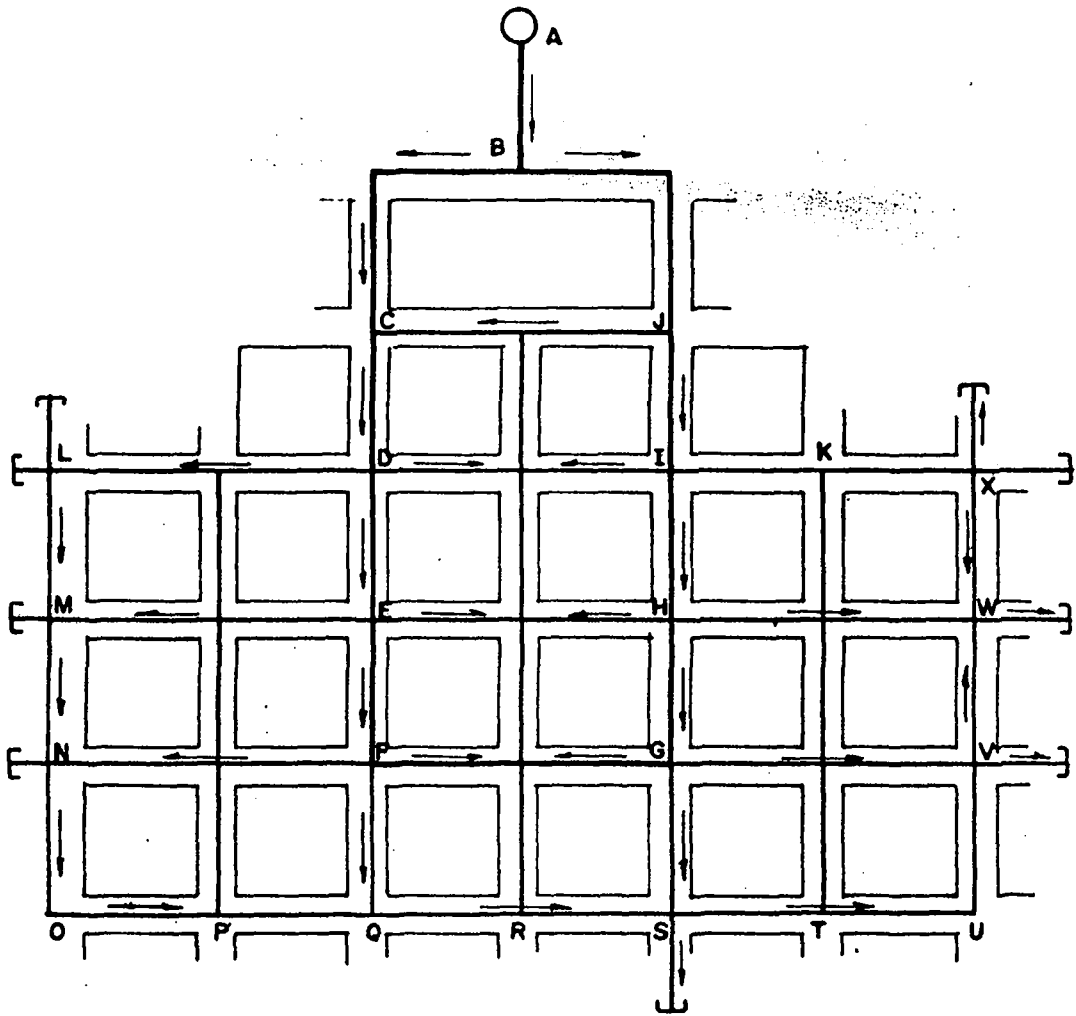


FIGURA 5

CUADRO 1

Tramo	Longitud	Número de habitantes	Consumo parcial <i>lps</i>	Consumo acumulado <i>lps</i>	Diámetro pulgadas	Velocidad m/s	Pérdida de carga, unitaria	Pérdida de carga total m.	Cotas Piezométricas.m.		Cota terreno en extremo m.	Presión m.
									Origen	Extremo		
AB	520.00	00	00	3.990	4	0.49	0.0079	4.12	142.50	138.38	108.50	29.88
Bc	300.00	160	0.834	3.990	4	0.49	0.0079	2.37	138.38	136.01	117.15	18.86
CC'	100.00	76	0.396	0.396	2 1/2	0.15	0.0011	0.11	136.01	135.90	120.72	15.18
CD	420.00	144	0.752	2.760	4	0.34	0.0040	1.68	136.01	134.33	114.80	19.53
DD'	75.00	50	0.260	0.260	2 1/2	0.15	0.0013	0.10	134.33	134.23	112.15	22.08
DE	225.00	125	0.653	1.748	3	0.39	0.0071	1.60	134.33	132.73	112.00	20.73
EF	180.00	100	0.520	0.520	2 1/2	0.20	0.0019	0.34	132.73	132.39	110.50	21.89
EE'	200.00	110	0.575	0.575	2 1/2	0.25	0.0020	0.40	132.73	132.33	118.60	13.73

12

CALCULO DE REDES MALLADAS

La figura 5 representa una red mallada. Se distinguen claramente dos clases de conductos:

1. Conductos matrices.

Son los marcados con las letras A - B - C - D - E - F - G - H - I - J - B.

2. Conductos secundarios.

Son los conductos tales como: DL - EM - FN - DI - etc.

En el ejemplo presente estos últimos conductos son los que algunos calculistas llaman conductos de relleno.

Para proceder al estudio de una red mallada se la divide en cierto número de redes ramificadas imaginarias para poder hacer una suposición inicial sobre la dirección de los flujos.

Lo primero que se hace es el trazado de los conductos matrices; de aquí se deduce fácilmente el trazado de los conductos secundarios. Es preciso recordar algunas reglas, para el cálculo de las redes malladas.

1. Es más económico transportar un caudal dado de agua por un solo conducto que por dos o más paralelos. Esto se debe, como se verá posteriormente, al hecho de que cada una de dos tuberías equivalentes que estén trabajando en paralelo es de casi igual tamaño que la única tubería a la cual reemplazan. Debido a esto no se deben multiplicar innecesariamente el número de mallas de tuberías matrices. Una malla de tuberías matrices puede tener unas ocho manzanas en ciudades grandes y unas tres o cuatro manzanas en las pequeñas. Es conveniente no cambiar el diámetro demasiado frecuentemente.
2. En general, se establecerá como hipótesis el sentido del movimiento del agua que la haga recorrer el camino más corto.
3. Se deben establecer cotas piezométricas iniciales que garanticen las presiones mínimas, en la red. A partir de estas cotas piezométricas y con la distribución del gasto adoptada se pueden estimar los diámetros de los conductos.

Una vez trazados los conductos y determinado el sentido del movimiento del agua se procede a:

1. La acumulación de los gastos de acuerdo con la distribución de los consumos propios de cada tramo.

2. El cálculo preliminar de los conductos de acuerdo con las cotas piezométricas adoptadas.
3. Los cálculos finales.

Definiciones: En seguida se definen algunas expresiones:

a. Nudo

Es el punto de encuentro de varios conductos. Ejemplos: Los puntos P y P'.

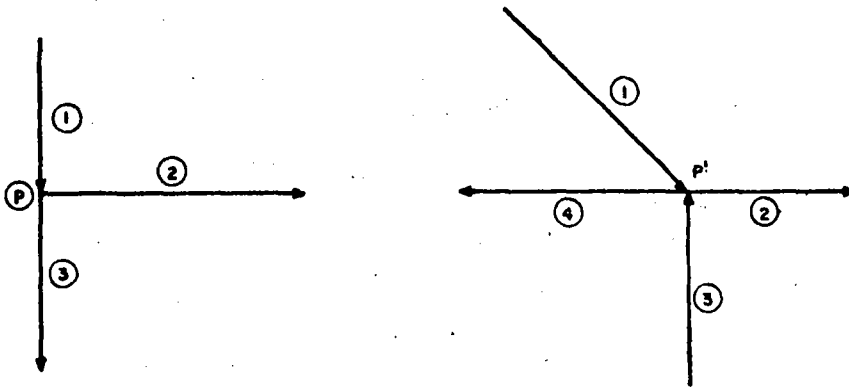


FIGURA 6

b. Punto muerto

Es la extremidad de una ramificación. Ejemplo: los puntos G y H.

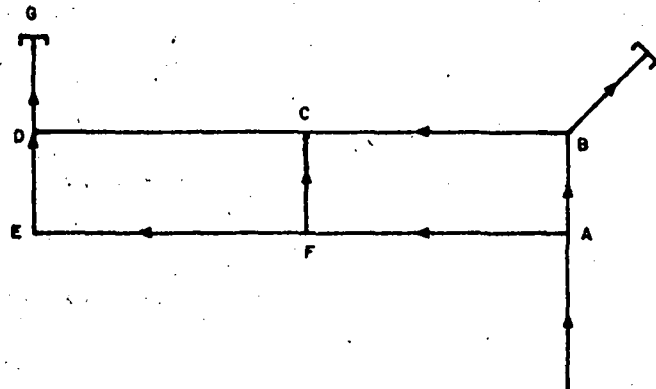


FIGURA 7

c. Tramo

Es la parte de conducto comprendida entre dos nudos sucesivos o entre un nudo y un punto muerto. Ejemplo: el trayecto A-B de la figura 8.

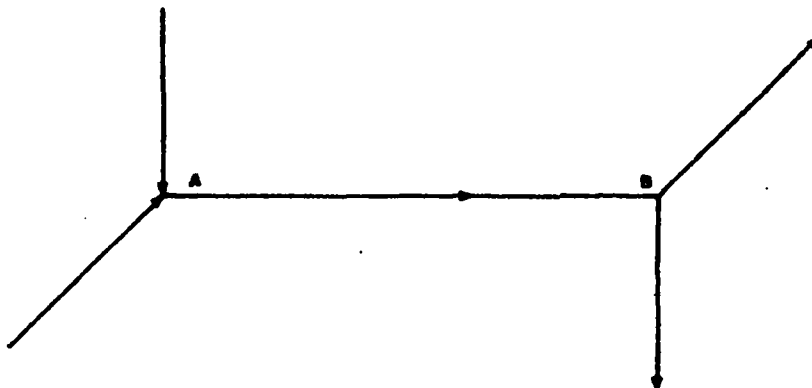


FIGURA 8

Se utilizará la siguiente nomenclatura:

D = el diámetro del conducto.

S = la pérdida unitaria de carga.

h = la pérdida total de carga de un tramo.

Q = el gasto.

V = la velocidad media de una sección determinada.

n = coeficiente hidráulico del flujo.

L = longitud del tramo.

K = constante que depende del diámetro, longitud y rugosidad de la tubería.

Se aplicará la ecuación general.

$$h = KQ^n \quad (1)$$

Para el cálculo de una red generalmente se desprecian las pérdidas menores y sólo se consideran las pérdidas por fricción en la tubería. Las pérdidas menores pueden fácilmente tenerse en cuenta cuando se utiliza el computador.

Una red de distribución se calcula teniendo en cuenta los dos principios siguientes:

- a. En una malla o circuito cerrado tal como el formado por los conductos A B E y A D E (ver figura 11) la suma de las pérdidas de carga en los tramos A B y BE debe ser igual a la suma de las pérdidas de carga en los tramos A D y DE. O, expresando esto en términos más generales, asignándole signo positivo a las pérdidas de carga causadas por caudales que se mueven en un circuito cerrado cualquiera, según las manecillas del reloj y negativo en caso contrario:

$$\sum h = 0 \quad (2)$$

- b. En un nudo la suma de los caudales que llegan debe ser igual a la suma de los caudales que salen.

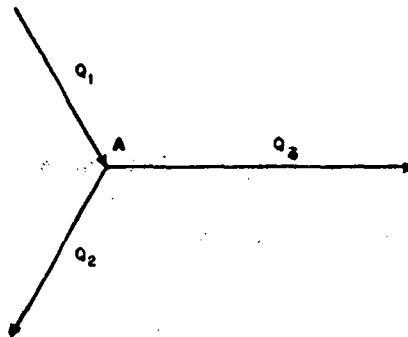


FIGURA 10

Según la figura 10 se tiene:

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 \quad (3)$$

METODO DE HARDY CROSS

En este método publicado en el "University Illinois Bulletin 286" en 1936, se aplican correcciones sistemáticas a un conjunto de flujos supuestos a a un conjunto de cargas supuestas, hasta que la red esté equilibrada hidráulicamente. En el primer caso se tiene el método de equilibrar cargas por medio de correcciones a los flujos y en el segundo, el método de equilibrar flujos por medio de correcciones a las cargas.

1. Método de corrección de caudales

El caudal Q_e que entra a la malla se reparte en dos: Q_1 y Q_2 .

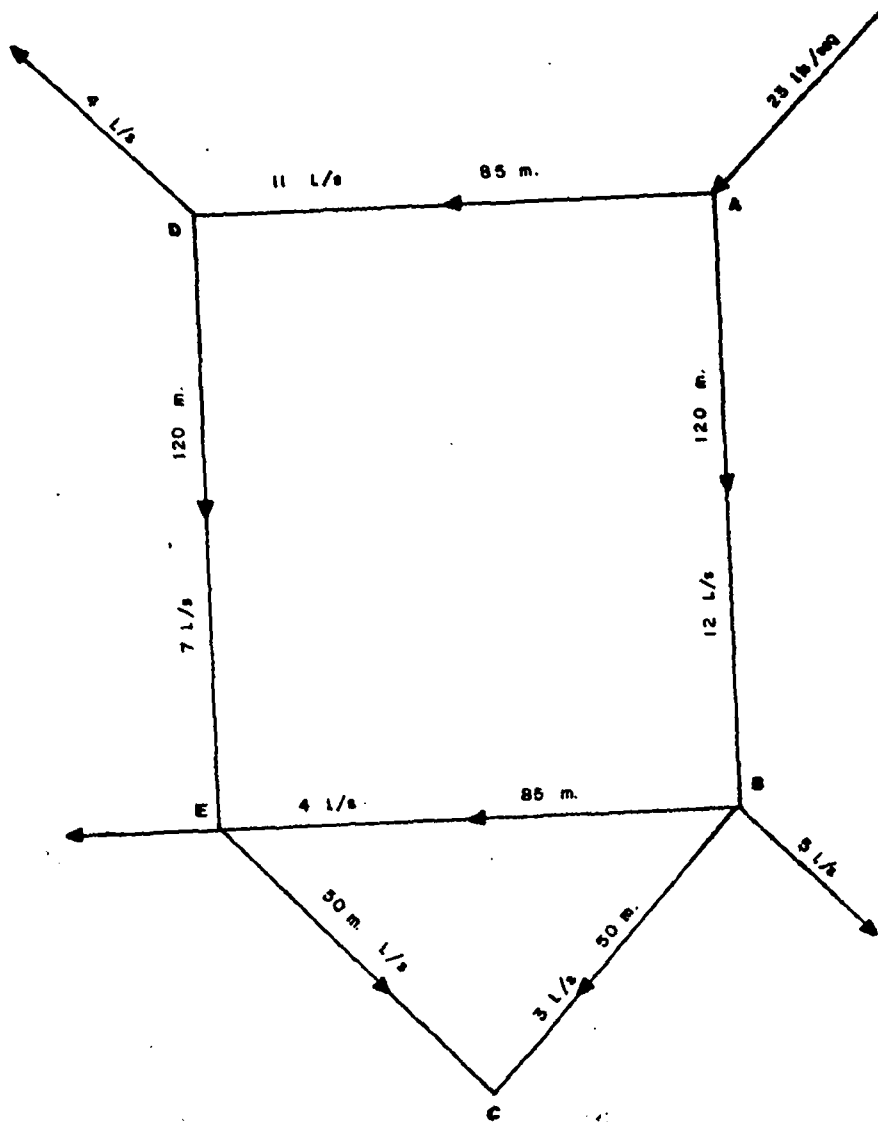


FIGURA 11

Se conviene en dar signo positivo al flujo que tiene el sentido de las agujas del reloj, o sea a Q_1 , y negativo al que tiene sentido contrario, o sea a Q_2 . Con relación al nudo A, se tiene:

$$Q_e = |Q_1| + |Q_2|$$

Cada uno de los caudales Q_1 y Q_2 dan una pérdida de carga h_1 y h_2 que tienen el mismo signo que los flujos correspondientes. Estas pérdidas de carga se calculan por medio de alguna de las fórmulas exponenciales aplicables al flujo de agua en tuberías, fórmulas que tienen la forma general, ya vista:

$$h = K Q^n \quad (1)$$

Si Q_1 y Q_2 han sido escogidos de manera que el sistema esté equilibrado hidráulicamente, entonces:

$$|h_1| = |h_2| \text{ o sea:}$$

$$|h_1| - |h_2| = 0$$

En general esto no ocurre y entonces:

$$|h_1| - |h_2| \neq 0$$

Esto quiere decir que los valores supuestos Q_1 y Q_2 están errados y hay necesidad de corregirlos.

Si se aumenta el caudal Q en una cantidad ΔQ las pérdidas en el tramo aumentarán en una cantidad Δh . Estas dos variables están relacionadas por la ecuación siguiente, obtenida diferenciando la ecuación fundamental $h = KQ^n$:

$$dh = nKQ^{n-1} dQ = \frac{nKQ^n dQ}{Q} = \frac{nh dQ}{Q}$$

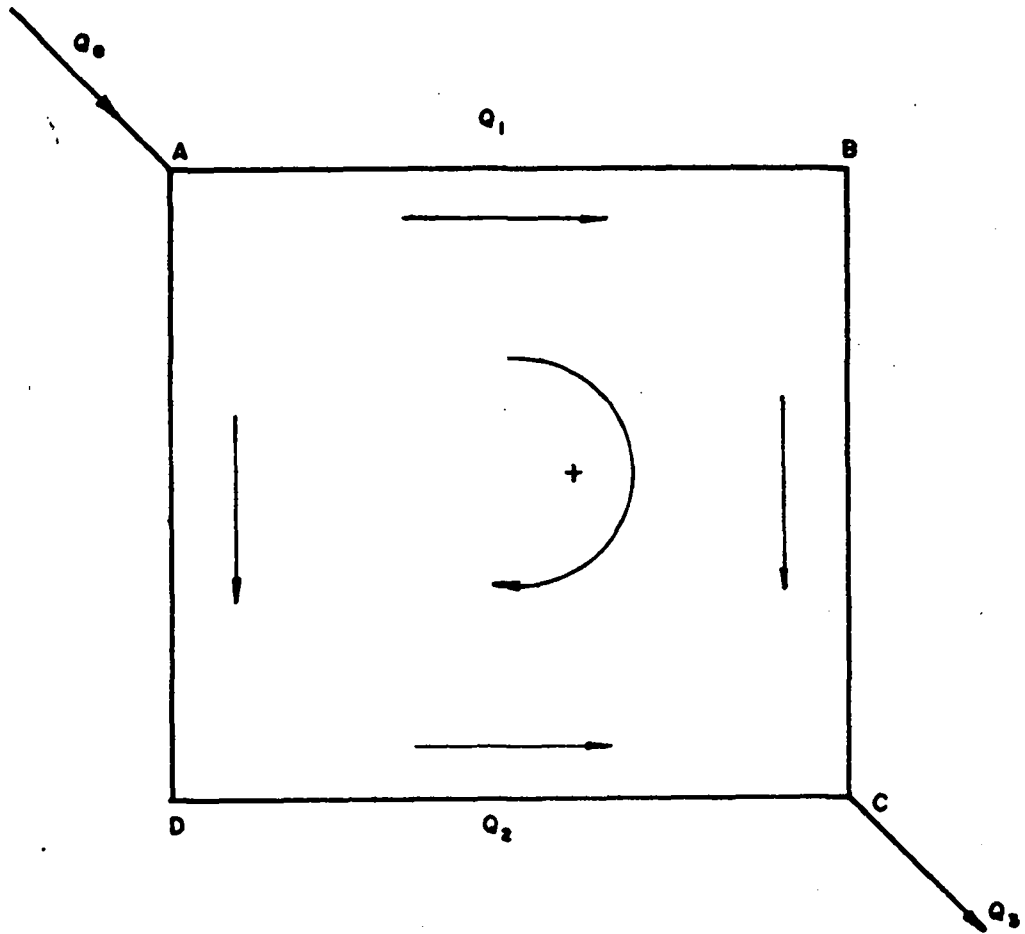
$$dh = \frac{nh dQ}{Q} \quad (5)$$

El caudal Q_e que entra a la malla se divide arbitrariamente en dos caudales así:

$$Q_e = Q_1 + Q_2$$

Los gastos Q_1 y Q_2 necesitan ser corregidos en una cantidad ΔQ .

Llamamos ΔQ_1 y ΔQ_2 las correcciones a Q_1 y Q_2 respectivamente. Suponemos que Q_1 debe ser corregido disminuyéndolo en ΔQ_1 y que Q_2 debe ser corregido aumentándolo en ΔQ_2 , es decir:



CONVENCION DE SIGNOS

FIG. 12

$$Q_e = Q_1 - \Delta Q_1 + Q_2 + \Delta Q_2 \quad (6)$$

$$\text{Como: } Q_e = Q_1 + Q_2$$

$$0 = -\Delta Q_1 + \Delta Q_2$$

$$\text{y: } \Delta Q_1 = \Delta Q_2 \quad (7)$$

Puede suceder también que el Q_1 deba ser corregido aumentando el caudal. En este caso Q_2 deberá ser corregido disminuyendo el caudal y también se obtendría la ecuación:

$$\Delta Q_1 = \Delta Q_2$$

Sumando las ecuaciones (1) y (5) se tiene:

$$h + dh = KQ^n + \frac{nh}{Q} dQ$$

Pero $(h + dh)$ es la pérdida de carga correcta. Por lo tanto, si suponemos positivas las pérdidas correspondientes a los caudales positivos como ya se había dicho antes, la suma de todas las pérdidas corregidas, en toda la malla, será nula:

$$\sum (h + dh) = \sum K Q^n + n \, dQ \sum \frac{h}{Q} = 0$$

$$\text{o sea: } \sum h + n \, dQ \sum \frac{h}{Q} = 0$$

$$\text{de donde: } dQ = - \frac{\sum h}{n \sum \frac{h}{Q}} \quad (8)$$

El valor de la corrección se aplicará sumando algebraicamente el valor del caudal a la corrección obtenida dQ .

Si los flujos supuestos por el camino ABC son, por ejemplo, mayores que los verdaderos, las pérdidas por fricción serían mayores que por la ruta ADC; $\sum h$ sería positiva, según la convención de signos; $\sum h/Q$; será siempre positivo. Por consiguiente dQ tendrá valor negativo para ambas rutas en la malla. Sumando este valor dQ algebraicamente a los caudales de los tramos se consigue lo que se necesita: rebajar el caudal Q_1 y aumentar el caudal Q_2 . La convención de signos adoptada para los caudales tiene como único objeto permitir efectuar las correcciones de una manera sistemática.

Algunos calculistas acostumbran limitar las velocidades del agua en las tuberías así:

Velocidad mínima: 0.30 m/s
Velocidad máxima: 0.60 + D m/s

en donde D, está dado en metros.

Otros en cambio fijan como velocidad máxima la de 3.0 m/s y no fijan velocidad mínima al considerar que una red de distribución debe llevar agua potable y por lo tanto clara.

Cuando la velocidad es excesiva las variaciones de presión en la red durante la operación del sistema pueden ser grandes. En una red deben tenerse, siempre que sea posible, presiones muy uniformes.

EJEMPLO (a)

En la figura 13 se muestra una red simple formada por una sola malla que ilustra el procedimiento. Los caudales se dan lts. por segundo.

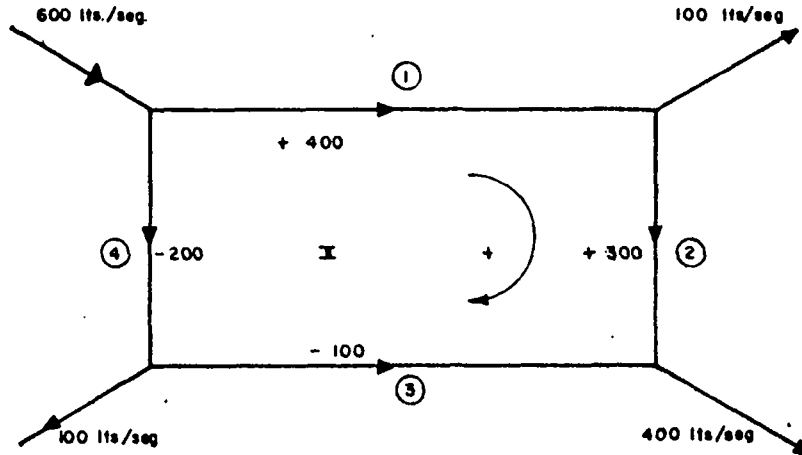


FIGURA 13

$$C = 100$$

RED				CONDICIONES SUPUESTAS					PRIM. CORRECCION			
Malla	Tramo	L (100 m)	D"	Q _o lts/s	S _o	h _o (m)	$\frac{h_o}{Q_o}$	ΔQ_o	Q ₁ l/s	S ₁ %	h ₁ (m)	
I	1	5.00	16	+ 400	3.08	+15.40	0.0385	- 2.6	+397.4	3.04	+15.20	
	2	4.00	14	+ 300	3.46	+13.84	0.0461	- 2.6	+297.4	3.41	+13.65	
	3	20.00	12	- 100	0.96	-19.20	0.1920	- 2.6	-102.6	1.01	-20.20	
	4	10.00	16	- 200	0.85	- 8.50	0.0425	- 2.6	-202.6	0.87	- 8.70	
						Σ	+ 1.54	0.3191			Σ	- 0.05
$\Delta Q_o = - \frac{1.54}{1.85 \times 0.319} = - 2.6$												

EJEMPLO (b)

El ejemplo (b) es más elaborado. Muestra dos mallas consecutivas. Se desarrolla de igual manera que el ejemplo anterior. Debe observarse que hay un tramo común, el tramo (2) y que la corrección de la malla II afecta a este tramo, en la malla I, con signo contrario, lo cual es lógico pues si en la malla I el caudal es positivo, el caudal del tramo común será negativo en la malla II. Lo que se dijo para el tramo 2 en la malla I es válido para este mismo tramo en la malla II. En el ejemplo la primera corrección para el tramo (2) es en definitiva: $\Delta Q = 1.36$ y se aplica con el signo correspondiente según la malla que se esté considerando.

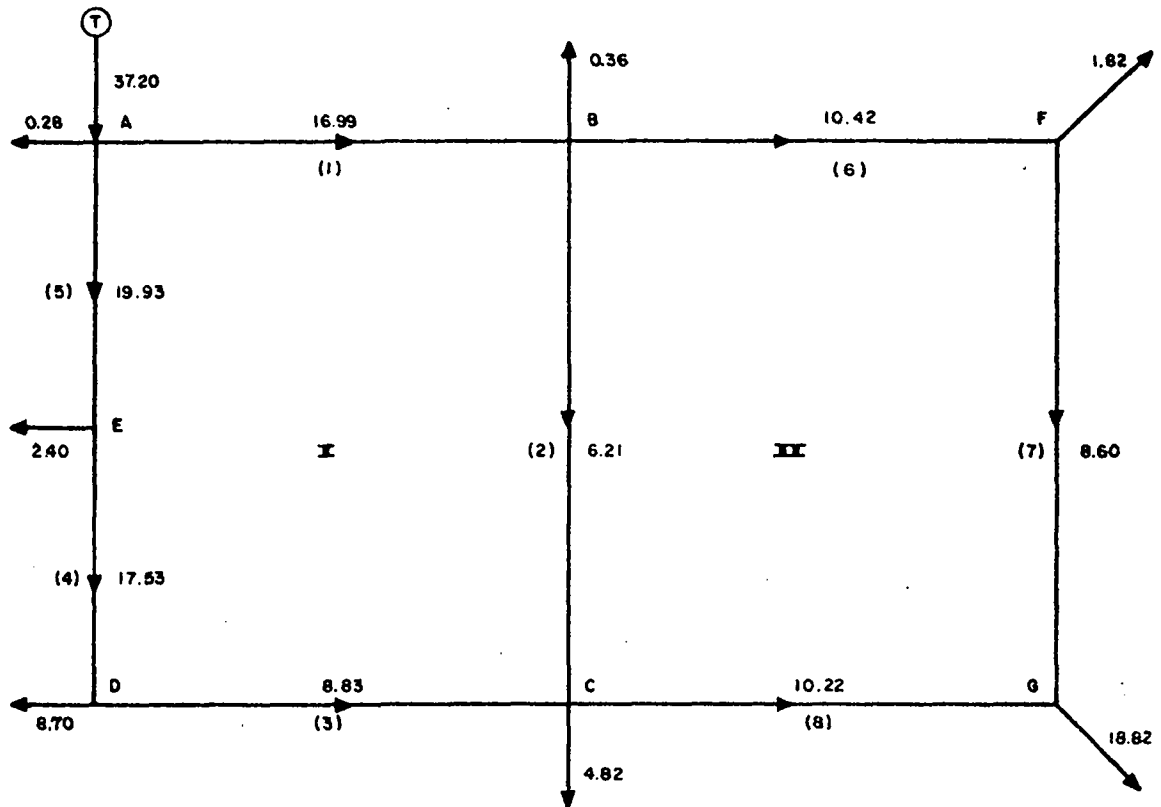


FIGURA 14

RED				CONDICIONES SUPUESTAS					1a. CORRECCION				
Ma lla	tra mo	L 100 m	D"	Q ₀ (l/s)	S ₀ (%)	h ₀ (m)	h ₀ /Q ₀	DQ ₀	Q ₁	S ₁	h ₁	h ₁ /Q ₁	DQ ₁
I	1	2.08	6	+16.99	1.05	+2.18	.13	+0.18	+17.17	1.07	+2.23	.13	+ .79
	2	2.75	4	+ 6.21	1.18	+3.25	.52	+0.18-1.54	+ 4.85	0.75	+2.07	.43	+ .79 - .23
	3	2.20	6	- 8.83	0.32	- .71	.08	+ .18	- 8.65	0.31	- .68	.08	+ .79
	4	2.10	6	-17.53	1.11	-2.33	.13	+ .18	-17.35	1.10	-2.32	.13	+ .79
	5	1.91	6	-19.93	1.42	-2.72	.14	+ .18	-19.75	1.40	-2.68	.14	+ .79
Σ						-0.33	1.00		Σ		-1.38	0.91	
				$\Delta Q = - \frac{- 0.33}{1.85 \times 1.00} = + 0.18$				$\Delta Q = - \frac{- 1.33}{1.85 \times 0.91} = + 0.79$					
II	6	2.54	6	+10.42	0.43	+1.09	.10	+1.54	+11.96	0.55	+1.40	.12	+ .23
	7	2.42	6	+ 8.60	0.30	+0.73	.09	+1.54	+10.14	0.41	+0.99	.10	+ .23
	8	2.00	6	-10.22	0.41	-0.82	.08	+1.54	- 8.68	0.32	-0.64	.07	+ .23
	2	2.75	4	- 6.21	1.18	-3.25	.52	+1.54-0.18	- 4.85	0.75	-2.06	.43	+ .23 - .79
Σ						-2.25	.79		Σ		-0.31	.72	
				$\Delta Q = - \frac{- 2.25}{1.85 \times 0.79} = + 1.54$				$\Delta Q = - \frac{- 0.31}{1.85 \times 0.72} = + 0.23$					

EFFECTO PRODUCIDO EN LA MALLA POR CAMBIO DE FLUJO

Si el caudal total en la malla varía, la distribución de caudales en los conductos cambiará en la misma proporción, siempre que las salidas varíen también en la misma proporción.

Para demostrar esto supongamos que efectivamente los nuevos caudales varían en la misma proporción. Se tiene entonces, haciendo uso de la figura 12, y señalando con el índice "prima" las nuevas condiciones:

$$Q_1 = rQ_1 ; Q'_1 = rQ_1 ; Q'_2 = rQ_2 ; Q'_3 = rQ_3 ; Q'_e = rQ_e$$

Existe, por una parte, equilibrio de caudales, pues, por ejemplo se cumple:

$$rQ_e = rQ_1 + rQ_2 , \text{ porque } Q_e = Q_1 + Q_2$$

o sea que:

$$Q'_e = Q'_1 + Q'_2$$

y lo mismo se puede hacer con los demás nudos.

Las nuevas pérdidas de carga serán:

$$h'_1 = K_1 (rQ_1)^n$$

$$h'_1 = r^n h_1$$

O sea que las pérdidas de carga iniciales deben multiplicarse por un factor constante, r^n , para encontrar las nuevas pérdidas.

Esto indica que para las nuevas condiciones habrá equilibrio de cargas:

$$h'_1 = h'_2$$

ya que se parte de la base de que la malla estaba equilibrada con las condiciones iniciales.

Si hay equilibrio de flujos y equilibrio de cargas la solución supuesta es la solución, pues no hay más que una solución.

Las relaciones anteriores nos permiten conocer fácilmente cómo variarán las presiones en el futuro si los consumos aumentan en la población en estudio. Si el consumo se duplicara, por ejemplo, las nuevas pérdidas de carga en cada tramo serán iguales a las iniciales multiplicadas por 2^{1.85}, o sea, por 3.6.

Otro problema que podría resolverse sería el de encontrar qué población adicional puede servir una red que ya ha sido calculada, suponiendo una reducción de presión exigida en el punto más desfavorable de la red.

METODO DE CORRECCION DE LAS CARGAS. (Alturas piezométricas supuestas).

En el método de equilibrar caudales no se conocen de antemano las cotas piezométricas resultantes. Pero, si por alguna razón fuere necesario fijar de antemano algunas alturas piezométricas, o lo que es lo mismo, fijar algunas presiones en ciertos puntos, entonces tendríamos que aplicar el método de equilibrar caudales por medio de correcciones en las cargas, que también se le debe a Cross.

Las cargas en los nudos y, por lo tanto, las pérdidas por fricción en los tramos son supuestas inicialmente para ser corregidas durante el proceso.

Si para cada nudo se *asigna el signo más* para los flujos que se acercan al nudo y signo (-) para los que se alejan de él, se tendrá que, para cualquier nudo, se debe cumplir $\sum Q = 0$, al final del proceso.

Al caudal positivo (Q_1) le hacemos corresponder una pérdida de carga positiva. A los caudales negativos (Q_2) y (Q_3) les corresponderán, entonces, pérdidas de carga negativas.

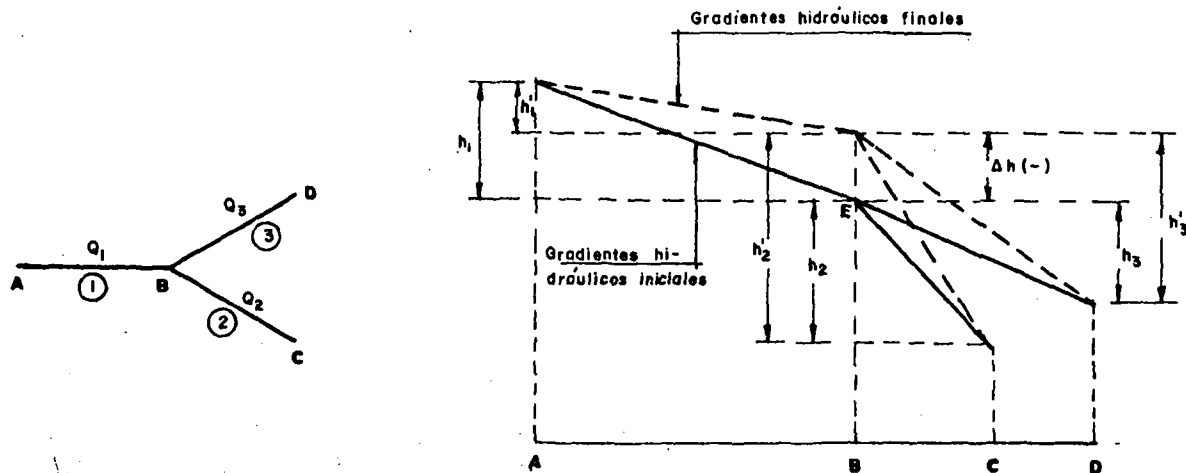


FIGURA 15

E = cota piezométrica en B supuesta inicialmente.

En la figura 15 se muestra el nudo B donde se unen 3 conductos (1), (2) y (3). Los caudales son Q_1 , Q_2 , y Q_3 . Se deberá tener, al final del proceso :

$$Q_1 = Q_2 + Q_3$$

Para la explicación se dan como conocidas las alturas piezométricas en A, C y D. Dadas estas alturas se supone la correspondiente al punto B. Así quedan definidas las pérdidas de carga en los tramos (1), (2) y (3). Con estas pérdidas se calculan los caudales en los tramos y se inicia el proceso iterativo.

Al iniciarse el proceso se tiene:

$$Q_1 \neq Q_2 + Q_3$$

En B apliquemos la corrección Δh según se indica en la figura 15. Para el tramo (1) se disminuye el gradiente hidráulico y por consiguiente la pérdida de carga (h_1); en cambio, para los tramos (2) y (3) se aumentan los gradientes y también las pérdidas de carga (h_2) y (h_3) que llegan a ser (h_2') y (h_3').

Al incremento Δh que hemos aplicado según lo indicado en el dibujo le corresponde, entonces, un signo negativo, (Figura 15) en relación con las pérdidas de carga en los tramos. Si se corrige la cota piezométrica este Δh sería positivo.

Por consiguiente, si la corrección Δh tuviera signo +, ésta hará aumentar a Q_1 y disminuir a Q_2 y Q_3 ; en la figura 15 Δh estaría dibujada hacia abajo.

De la figura se deduce que Δh es igual para todos los tramos que concurren al mismo nudo si se suponen fijas las cotas piezométricas en A, C y D, como ya se había mencionado antes.

Ahora se deduce la expresión matemática para Δh .

Sea la ecuación : $h = K' Q^n$ en donde K' es una constante que depende del material y longitud de la tubería. Entonces:

$$Q = Kh^{\left(\frac{1}{n}\right)}, \quad (9)$$

diferenciando:

$$dQ = K \frac{1}{n} h^{\frac{1}{n}-1} dh$$

$$dQ = \frac{K h^{\frac{1}{n}}}{n h} dh \quad (10)$$

Sumando las dos ecuaciones (9) y (10):

$$Q + dQ = K h^{\frac{1}{n}} + \frac{K h^{\frac{1}{n}}}{n h} dh$$

Como $Q + dQ$ es el verdadero caudal, la suma algebraica de todos los caudales para un nudo debe ser igual a cero; luego:

$$\sum (Q + dQ) = 0 = \sum K h^{\frac{1}{n}} + \sum \frac{K h^{\frac{1}{n}}}{h n} dh$$

Pero $\sum K h^{\frac{1}{n}} = \sum Q$

Y:

$$\sum \frac{K h^{\frac{1}{n}}}{h n} dh = \sum \frac{Q}{h} \frac{dh}{n} = \frac{dh}{n} \sum \frac{Q}{h}$$

Entonces: $0 = \sum Q + \frac{dh}{n} \sum \frac{Q}{h}$

$$dh = - \frac{\sum Q}{\sum \frac{Q}{h}}$$

EJEMPLO DEL CALCULO (Ver figura 16)

Se muestra a continuación un cuadro de cálculo para el método de correcciones a las cargas. Los cálculos se pueden continuar hasta obtener que $\sum Q$ en cada nudo sea tan pequeño como se quiera. Las cotas piezométricas en A, C y F son fijas. Las pérdidas de carga supuestas deben ser compatibles con estas cotas; por ejemplo:

$$\text{cota en F} = \text{cota A} - h_1 - h_2 - h_7 \text{ o sea}$$

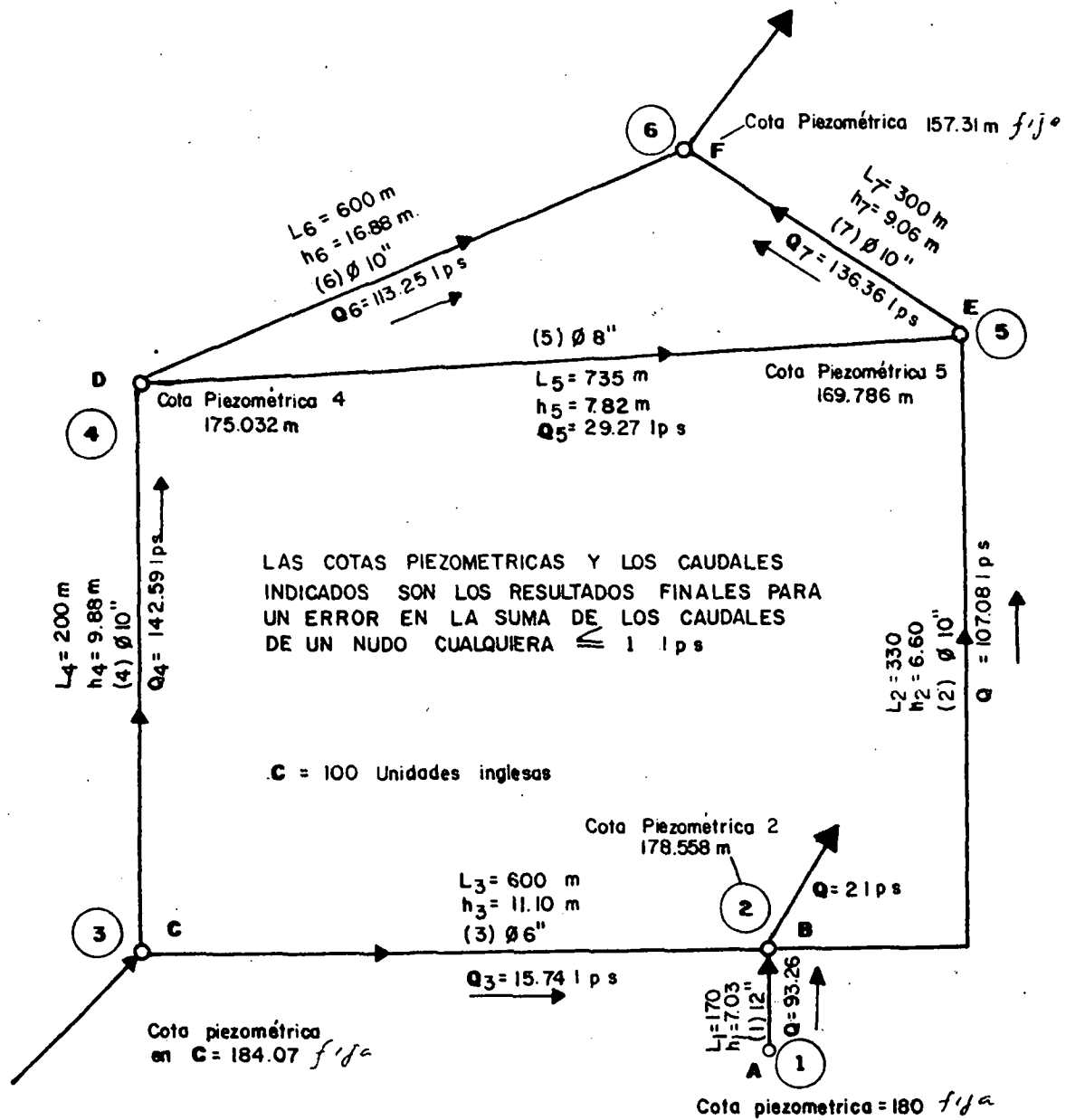
$$157.31 = 180.00 - 7.03 - 6.60 - 9.06$$

Obsérvese que en el punto B se ha querido mantener fija una salida de agua de 2.0 lts/seg, para un desarrollo futuro de la comunidad. En el cuadro de cálculos, para el nudo B, aparece consecutivamente esta cantidad afectando el valor de la sumatoria $\sum Q$.

El método de equilibrar caudales por medio de correcciones a las cargas también se puede utilizar para el diseño de nuevas redes, aunque se acostumbra más para el análisis de redes existentes.

Se le conoce también con el nombre de método de alturas piezométricas supuestas.

En el ejemplo C = 100 (unidades inglesas)



LAS PERDIDAS DE CARGA, h , INDICADAS SON LAS PERDIDAS INICIALMENTE SUPUESTAS.

Tramo	L (100m)	D"	h_o	s%	Q_o	$\frac{Q_o}{h_o}$	Δh_o	h_1	s_1	Q_1
A - B (1)	1.70	12	+ 7.03	4.13	+ 220.0	31.30	- 5.82	+ 1.21	0.71	+ 85.0
B - E (2)	3.30	10	- 6.60	2.00	- 92.0	13.95	- 5.82+0.77	-11.65	3.53	- 125.0
C - B (3)	6.00	6	+11.10	1.85	+ 23.0	2.07	- 5.82	+ 5.28	0.88	+ 15.5
<hr/>										
$\Delta h = -$	$\frac{1.85 (+149.0)}{47.32}$			$=-5.32$	$\frac{-2.0}{\Sigma+ 149.0}$	$\frac{0.00}{47.32}$				$\frac{- 2.0}{\Sigma - 26.5}$
<hr/>										
C - D (4)	2.00	10	+ 9.88	4.94	+ 150.0	15.20	- 0.21	+ 9.67	4.83	+ 148.2
D - E (5)	7.35	8	- 7.82	1.06	- 36.0	4.60	- 0.21+0.77	- 7.26	0.99	- 35.0
D - F (6)	6.00	10	-16.88	2.81	- 111.0	6.57	- 0.21	-17.09	2.85	- 112.0
<hr/>										
$\Delta h = -$	$\frac{1.85 (+3.0)}{26.37}$			$= - 0.21$	$\Sigma + 3.0$	26.37				$\Sigma + 1.2$
<hr/>										
B - E (2)	3.30	10	+ 6.60	2.00	+ 92.0	13.95	- 0.77+5.82	+11.65	3.53	+ 125.0
D - E (5)	7.35	8	+ 7.82	1.06	+ 36.0	4.60	- 0.77+0.21	+ 7.26	0.99	+ 35.0
E - F (7)	3.00	10	- 9.06	3.02	- 115.0	12.70	- 0.77	- 9.83	3.28	- 120.0
<hr/>										
$\Delta h = -$	$\frac{1.85 (+13.)}{31.25}$			$= -0.77$	$\Sigma + 13.0$	31.25				$\Sigma + 40.0$

El método de Cross es fácil y flexible y se presta con mucha propiedad al cálculo manual tanto como por computador. Tiene la desventaja de que para pequeños flujos o tuberías demasiado largas pueden existir problemas de convergencia que hacen que se alcance la solución deseada en un tiempo demasiado largo, o que diverja.

Una solución que se adapta muy adecuadamente al computador digital resulta de plantear las ecuaciones hidráulicas para cada nudo, resolviéndolas por los procedimientos del álgebra matricial. En los párrafos siguientes se muestran las bases de dicho método.

Las ecuaciones que se plantean se derivan de las conocidas leyes de Kirchoff que se expresan de la manera siguiente:

1. En cada nudo de la red, la suma de los caudales es nula.

Para esto es necesario asignar a los caudales un signo, según que estos se acerquen o se alejen del nudo. En este estudio se suponen positivos los caudales que se acercan al nudo y negativos los que se alejan de él.

2. Para cada circuito o malla, la suma de las pérdidas de carga en los tramos que forman el circuito es nula.

Para esto es necesario, también, asignar un signo a las pérdidas de carga. Se suponen positivas las pérdidas de carga que corresponden a flujos que se mueven en el sentido de las agujas del reloj y negativas las que corresponden a flujos de sentido contrario.

3. El flujo y su correspondiente pérdida de carga están relacionados por medio de una expresión matemática definida.

Para la solución del problema se escoge partir de la primera ley, planteando para cada nudo la ecuación correspondiente al equilibrio de flujos. Se darán, para cada nudo, unas cotas piezométricas iniciales las cuales aseguran de manera automática el cumplimiento de la segunda ley, y se llegará a la solución final por medio de aproximaciones sucesivas utilizando el método de Newton-Raphson. Este enfoque del problema permite analizar redes de distribución con cotas piezométricas fijas dentro de la red, con lo cual se puede analizar fácilmente la presencia de tanques de almacenamiento o sistemas de bombeo.

De acuerdo con lo anterior tenemos, para el nudo (j)

$$\sum Q_{ji} + C_j = 0 \quad (11)$$

En donde:

Q_{ji} = caudal del tramo ji , siendo j e i los nudos correspondientes de ese tramo.

C_j = consumo o aporte exigido o suministrado a la red en el nudo j . Si es consumo tendrá signo negativo y si es aporte será positivo.

La ecuación (11) se plantea para cada nudo, de manera que si hay N nudos se tendrán N ecuaciones con N incógnitas. Las incógnitas pueden ser cotas piezométricas, consumos o aportes y los diámetros de las tuberías.

Como se parte de cotas piezométricas iniciales supuestas, que no corresponden a la solución del problema, la sumatoria de caudales en cada nudo no es nula y por lo tanto la ecuación (11) se transforma, para las condiciones iniciales, en:

$$F_j = \sum Q_{ji} + C_j \quad (12)$$

Se admitirá que se ha llegado a la solución del problema cuando F_j para un nudo cualquiera, o la sumatoria de los F_j para todos los nudos hayan alcanzado un valor aceptablemente pequeño.

De acuerdo con la tercera ley de Kirchoff existirá una relación matemática entre el caudal y la pérdida de carga en el tramo correspondiente, así:

$$Q_{ji} = Q_{ji}(H_i - H_j, D_{ji}) \quad (13)$$

En donde:

H_i = cota piezométrica en el nudo (i).

D_{ji} = diámetro de la tubería que une a los nudos (i) y (j).

Obsérvese que se ha puesto Q_{ji} como una función de $H_i - H_j$ y no de $H_j - H_i$. Esto tiene por objeto obtener el signo del caudal automáticamente pues si el caudal es negativo cuando se aleja del nudo, el valor de H_i será menor que el de H_j y la diferencia $H_i - H_j$ será negativa.

La ecuación (13) implica que se den como conocidas otras características de las tuberías como son los coeficientes de fricción de las mismas y sus longitudes.

Entonces la ecuación (12) se convierte en:

$$F_j = \sum_1^N Q_{ji} (H_i - H_j, D_{ji}) + C_j \quad (14)$$

Se puede escoger un sistema de numeración de los nudos de manera que no sea necesario hacer una búsqueda exhaustiva de todos los tramos de la red por medio del computador, para encontrar en cada nudo el valor de F_j , pero por claridad, se empleará la sumatoria desde 1 hasta N, por el momento:

Las ecuaciones (14) para todos los nudos se resolverán de la manera siguiente:

1. Se suponen valores iniciales de las incógnitas. Una incógnita por cada nudo. Los valores iniciales son valores arbitrarios, pero razonables, para asegurar una convergencia lo más rápido posible.
2. Se calcularán los incrementos que deben dárseles a las incógnitas para acercarse a la solución. Se adoptará para esto el método de aproximaciones sucesivas de Newton-Raphson.
3. Se calcularán los nuevos valores de las incógnitas y se inicia un nuevo ciclo hasta lograr una precisión aceptable.

METODO DE NEWTON-RAPHSON

Si se tiene una ecuación de la forma:

$$\phi(x) = 0$$

esta ecuación puede resolverse haciendo $y = \phi(x)$, dibujando el gráfico correspondiente y determinando el punto de intersección de la curva $y = \phi(x)$ con el eje de las X.

Numéricamente puede procederse de la siguiente manera (véase figura 17) según Newton:

1. Se escoge un punto P de abscisas x_0 , y_0 . Estos son los valores iniciales de la función cuyo valor final queremos que sea nulo.
2. Se traza la tangente por el punto P a la curva $y = \phi(x)$ y se determina el valor de Δx como:

$$\Delta x = - \frac{y_0}{\phi'(x_0)} = - \frac{\phi(x_0)}{\phi'(x_0)} \quad (15)$$

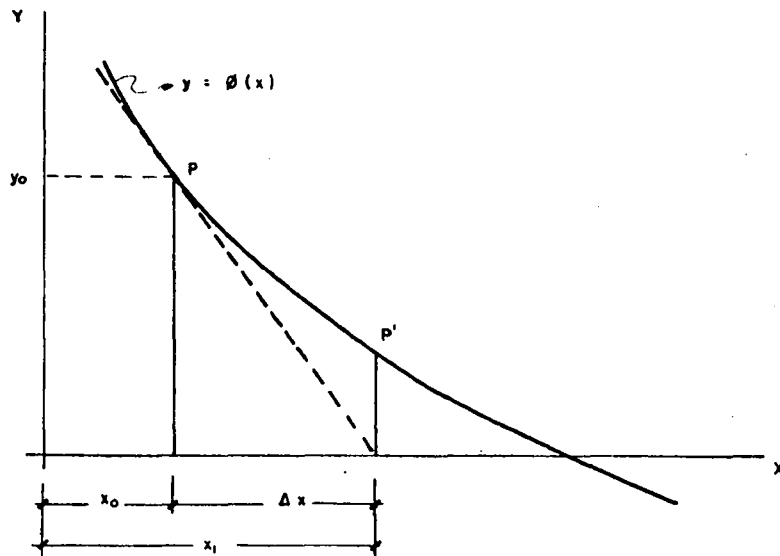


FIGURA 17

3. Se calcula el nuevo valor de la incógnita x_1 así:

$$x_1 = x_0 + \Delta x$$

O sea:

$$x_1 = x_0 - \frac{\phi(x_0)}{\phi'(x_0)} \quad (16)$$

La ecuación (15) puede también expresarse así:

$$\phi(x_0) + \phi'(x_0) \Delta x = 0 \quad (17)$$

Raphson extendió el método a la solución de varias ecuaciones con varias incógnitas. Si se tienen:

$$\phi_1(x, y) = 0 \quad (18)$$

$$\phi_2(x, y) = 0 \quad (19)$$

Entonces las ecuaciones (18) y (19) conducen a:

$$\phi_1(x_0, y_0) + \frac{\partial \phi_1(x_0, y_0) \Delta x}{\partial x} + \frac{\partial \phi_1(x_0, y_0) \Delta y}{\partial y} = 0 \quad (20)$$

$$\phi_2(x_0, y_0) + \frac{\partial \phi_2(x_0, y_0) \Delta x}{\partial x} + \frac{\partial \phi_2(x_0, y_0) \Delta y}{\partial y} = 0 \quad (21)$$

De manera que:

$$x_1 = x_0 + \Delta x \quad (22)$$

$$y_1 = y_0 + \Delta y \quad (23)$$

Por medio de (20) y (21) ecuaciones que no son lineales pueden convertirse en lineales pudiéndose utilizar entonces el álgebra matricial en su solución. Las incógnitas serían los valores de Δx y Δy , en este caso; supongamos que el nudo (2) está conectado a los nudos (1) y (3) como se muestra en la figura 18, y que las incógnitas son H_1 , H_2 y H_3 .

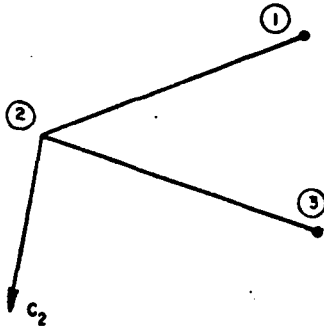


FIGURA 18

La ecuación para el perfecto equilibrio de caudales para el nudo (2) sería:

$$Q_{21}(H_1 - H_2, D_{21}) + Q_{23}(H_3 - H_2, D_{23}) + C_2 = 0 = F_2 \quad (24)$$

Como para las condiciones inicialmente supuestas no hay equilibrio de caudales F_2 es diferente de cero, así:

$$F_2 + Q_{21}(H_1 - H_2, D_{21}) + Q_{23}(H_3 - H_2, D_{23}) + C_2 \quad (25)$$

La ecuación (20) para el nudo (2) sería:

$$F_2 + \frac{\partial F_2}{\partial H_1} \Delta H_1 + \frac{\partial F_2}{\partial H_2} \Delta H_2 + \frac{\partial F_2}{\partial H_3} \Delta H_3 = 0 \quad (26)$$

En donde:

$$\frac{\partial F_2}{\partial H_1} \Delta H_1 = \frac{\partial Q_{21}(H_1 - H_2, D_{21})}{\partial H_1} \Delta H_1 \quad (27)$$

$$\frac{\partial F_2}{\partial H_2} \Delta H_2 = \sum_{i=1}^N \frac{\partial Q_{2i}(H_i - H_2, D_{2i})}{\partial H_2} \Delta H_2 \quad (28)$$

$$\frac{\partial F_2}{\partial H_3} \Delta H_3 = \frac{\partial Q_{23}(H_3 - H_2, D_{23})}{\partial H_3} \Delta H_3 \quad (29)$$

La tercera ley de Kirchoff exige una relación definida entre el caudal y la pérdida de carga en los tramos de tubería.

Esta relación puede plantearse por cualquiera de las fórmulas hidráulicas como las de Darcy-Weisbach o Hazen-Williams. Si adoptamos esta última se tiene:

$$Q = 0.0178CD^{2.63} \left(\frac{H_f}{L} \right)^{0.54} \quad (30)$$

En donde:

Q = caudal en el tramo en l/s.

C = coeficiente de Hazen-Williams en el sistema inglés.
Por ejemplo, C = 140 para asbesto-cemento.

D = Diámetro de la tubería en pulgadas.

H_f = Pérdida de carga por fricción en el tramo, en metros.

L = Longitud del tramo en metros.

Si se define la resistencia de la tubería como:

$$R = 0.0178 C/L^{0.54} \quad (31)$$

Entonces:

$$Q = R D^{2.63} H_f^{0.54} \quad (32)$$

Si H_j es la cota piezométrica en el nudo (j) y H_i la del nudo (i) entonces:

$$Q_{ji} = R_{ji} D_{ji}^{2.63} |H_i - H_j|^{0.54} \quad (33)$$

y para que el caudal se obtenga con su signo directamente:

$$Q_{ji} = \frac{R_{ji} D_{ji}^{2.63} (H_i - H_j)}{|H_i - H_j|^{0.46}} \quad (34)$$

La derivada parcial de Q_{ji} con respecto a H_j será:

$$\frac{\partial Q_{ji}}{\partial H_j} = - \frac{0.54 R_{ji} D_{ji}^{2.63}}{|H_i - H_j|^{0.46}} \quad (35)$$

Expresión que tiene en cuenta el signo de la derivada.

También con respecto a H_i :

$$\frac{\partial Q_{ji}}{\partial H_i} = + \frac{0.54 R_{ji} D_{ji}^{2.63}}{|H_i - H_j|^{0.46}} \quad (36)$$

Se presenta a continuación un ejemplo sencillo:

Se tienen los datos de la figura 19. Aplíquese el método de Newton-Raphson para la solución del problema. Se preguntan los caudales en los tramos 1 y 2, si el coeficiente C de Williams-Hazen es igual a 100.

No hay salida en el punto (2): $C_2 = 0$.

○ = Nudo
 [] = Tramo

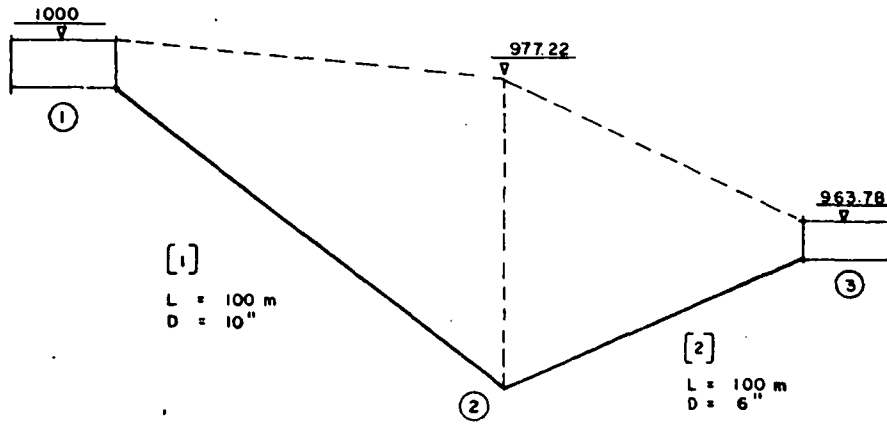


FIGURA 19

La respuesta a este problema es como sigue:

$$Q_1 = 110 \text{ l/s}; \quad Q_2 = 110 \text{ l/s}; \quad H_2 = 997.22$$

Para resolverlo, supóngase que escogemos una cota piezométrica inicial.

$$H_2 = 999.22 \text{ m}$$

Entonces, empleando la fórmula de Hazen-Williams:

$$Q_{21} = 0.0178 \times 100 \times 10^{2.63} \times \left(\frac{0.780}{100}\right)^{0.54} = + 55.0 \text{ l/s}$$

$$Q_{23} = 0.0178 \times 100 \times 6^{2.63} \left(\frac{35.44}{100}\right)^{0.54} = - 113.5 \text{ l/s}$$

$$F_2 = 55.0 - 113.5 = - 58.5 \text{ l/s}$$

En el caso más general, para este problema las incógnitas son C_1 , H_2 y C_3 para tres nudos. Pero se puede simplificar porque sabemos de antemano que $C_1 = Q_1$ (entrada) y $C_3 = - Q_2$

(salida), por la ecuación de continuidad. Entonces sólo estableceremos la ecuación del nudo (2) que corresponde a la ecuación (16). Como las H_i son constantes sus derivadas parciales se anulan y la ecuación (16) queda así:

$$F_2 + \frac{\partial F_2 \Delta H_2}{\partial H_2} = 0$$

$$H_2 = - \frac{F_2}{\frac{\partial F_2}{\partial H_2}}$$

En donde:

$$\frac{\partial F_2 \Delta H_2}{\partial H_2} = \sum_{i=1}^2 - \frac{0.54 R_{ji} D_{ji}^{2.63} \Delta H_2}{|H_i - H_j|^{0.46}}$$

y:

$$R_{ji} = \frac{0.0178 C}{L^{0.54}}$$

Por lo tanto:

$$\frac{\partial F_2 \Delta H_2}{\partial H_2} = - \frac{0.54 \times 0.0178 \times 100 \times 10^{2.63} \times \Delta H_2}{100^{0.54} \times 0.78^{0.46}} - \frac{0.54 \times 0.0178 \times 100 \times 6^{2.63} \times \Delta H_2}{100^{0.54} \times 35.44^{0.46}} = - 37.0$$

$$\Delta H_2 = - \frac{- 58.5}{- 37.0} = - 1.60$$

y de esta manera nos vamos acercando a la solución. La nueva iteración se hará con una cota piezométrica

$$H_2 = 999.22 - 1.60 = 997.62 \text{ m.}$$

METODO DEL ELEMENTO FINITO

El método del elemento finito que se explica a continuación adquiere cada día una creciente aceptación en todos los campos de la ingeniería. Su facilidad de aplicación y la rapidez de su convergencia hacen de este método una herramienta poderosa para la solución de problemas en estructuras, suelos, electricidad e hidráulica, por medio del computador, aplicando el álgebra matricial.

En el caso de una red de distribución de agua se requiere linearizar la ecuación del flujo en la forma siguiente:

La ecuación general ya vista para la pérdida de carga en un tramo i es:

$$h_i = K_i Q_i^{1.85} \quad (1)$$

la cual se transforma en:

$$Q_i = c_i h_i \quad (37)$$

c_i es un coeficiente variable, función del caudal en el tramo considerado y que permite linearizar la ecuación (1) para una primera aproximación en un primer ciclo de cómputo.

Con la ayuda de la figura (20) se explicará el método.

Se plantea la ecuación de continuidad para cada nudo j , llamando $QE_{(j)}$ al caudal externo en dicho nudo y Q_i el caudal en el tramo i .

$$QE_1 = Q_1 \quad (38.1)$$

$$QE_2 = Q_1 + Q_2 + Q_4 + Q_6 \quad (38.2)$$

$$QE_3 = Q_2 + Q_3 \quad (38.3)$$

$$QE_4 = Q_4 + Q_5 \quad (38.4)$$

$$QE_5 = Q_3 + Q_5 + Q_6 \quad (38.5)$$

Se plantean en seguida los caudales en cada tramo según la ecuación (37), llamando $H_{(j)}$ a la cota piezométrica en el nudo j .

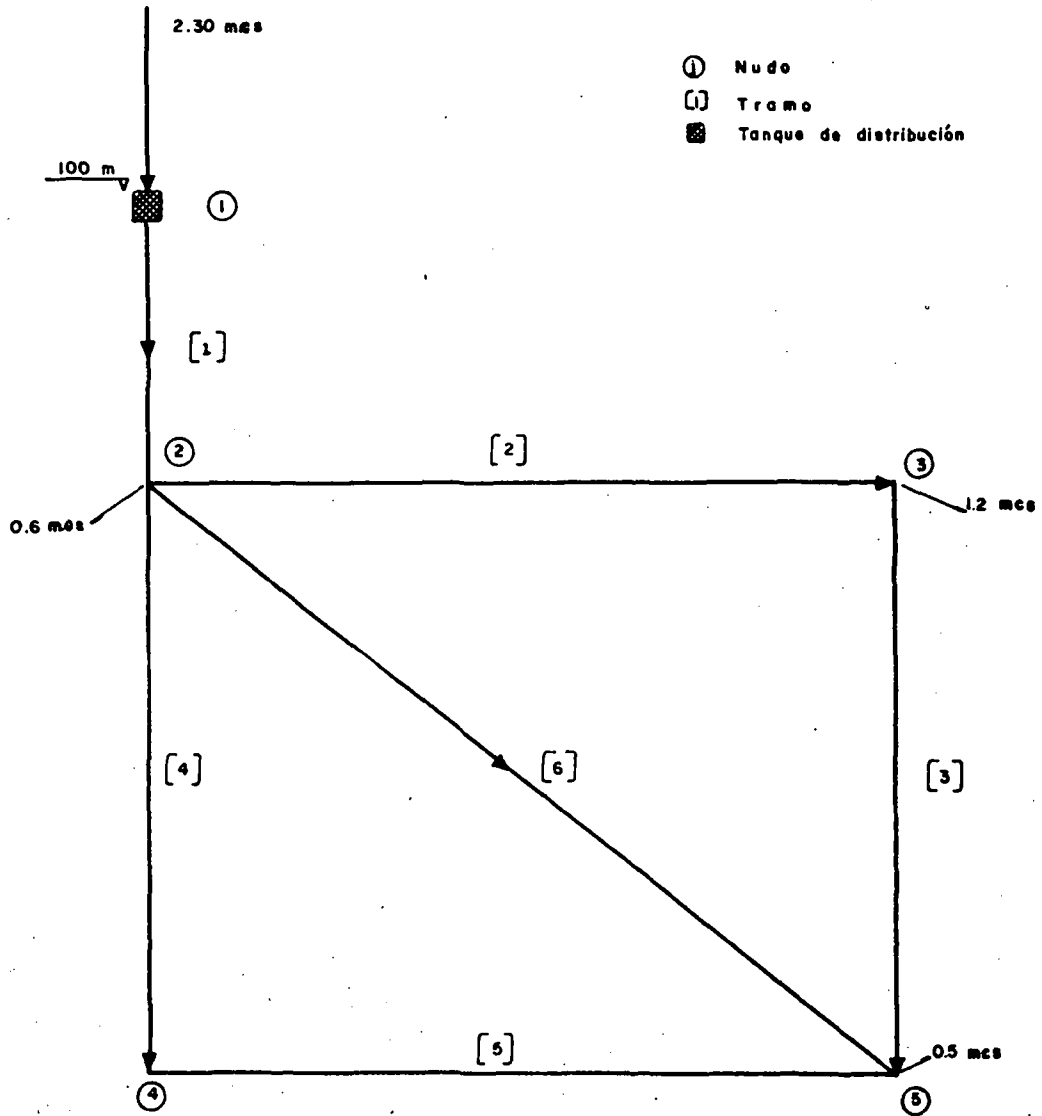


FIGURA 20

Esquema de una red de distribución de agua

$$Q_1 = \pm c_1 (H_1 - H_2) \quad (39.1)$$

$$Q_2 = \pm c_2 (H_2 - H_3) \quad (39.2)$$

$$Q_3 = \pm c_3 (H_3 - H_5) \quad (39.3)$$

$$Q_4 = \pm c_4 (H_2 - H_4) \quad (39.4)$$

$$Q_5 = \pm c_5 (H_4 - H_5) \quad (39.5)$$

$$Q_6 = \pm c_6 (H_2 - H_5) \quad (39.6)$$

Las ecuaciones (39) se reemplazan en las ecuaciones (38), de los nudos, para dar el siguiente sistema de ecuaciones simultáneas, teniendo en cuenta la siguiente convención de signos: los caudales que entran al nudo son positivos; los que salen, negativos:

$$QE_1 = c_1 (H_1 - H_2) \quad (40.1)$$

$$QE_2 = c_1 (H_2 - H_1) + c_2 (H_2 - H_3) + c_4 (H_2 - H_4) + c_6 (H_2 - H_5) \quad (40.2)$$

$$QE_3 = c_2 (H_3 - H_2) + c_3 (H_3 - H_5) \quad (40.3)$$

$$QE_4 = c_4 (H_4 - H_2) + c_5 (H_4 - H_5) \quad (40.4)$$

$$QE_5 = c_3 (H_5 - H_3) + c_5 (H_5 - H_4) + c_6 (H_5 - H_2) \quad (40.5)$$

Obsérvese muy bien cómo funciona la convención de signos: en el tramo [1] el caudal Q_1 es negativo cuando sale del nudo (1). Pero ese mismo caudal es positivo cuando entra al nudo (2). Esto explica que se haya usado el signo \pm en las ecuaciones (39).

Las ecuaciones (40) se expresan matricialmente así:

$$\begin{bmatrix} QE_j \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} C \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} H_j \end{bmatrix} \quad (40)$$

En el cuadro siguiente se muestran las ecuaciones simultáneas en una ordenación tipo matricial.

		1	2	3	4	5
1	$QE_1 =$	c_1 * H_1	$-c_1$ * H_2	0 * H_3	0 * H_4	0 * H_5
2	$QE_2 =$	$-c_1$ * H_1	$c_1+c_2+c_4+c_6$ * H_2	$-c_2$ * H_3	$-c_4$ * H_4	$-c_6$ * H_5
3	$QE_3 =$	0 * H_1	$-c_2$ * H_2	c_2+c_3 * H_3	0 * H_4	$-c_3$ * H_5
4	$QE_4 =$	0 * H_1	$-c_4$ * H_2	0 * H_3	c_4+c_5 * H_4	$-c_5$ * H_5
5	$QE_5 =$	0 * H_1	$-c_6$ * H_2	$-c_3$ * H_3	$-c_5$ * H_4	$c_3+c_5+c_6$ * H_5

En el cuadro se pueden observar las siguientes características:

- * 1. Los elementos que pertenecen a la diagonal principal están precedidos de un signo positivo. Aparecen aquí la suma de los coeficientes c de los tramos que convergen a ese nudo, indicado en la diagonal.
- * 2. Los coeficientes de los elementos que no pertenecen a la diagonal están precedidos de un signo negativo y hay un solo coeficiente.

El elemento C_{ij} corresponde al coeficiente del tramo i j cuando $i \neq j$.

- * 3. La matriz es simétrica.
- * 4. Los elementos de la matriz que representan a nudos que no están unidos entre si son nulos. Por ejemplo el elemento 5,1 es nulo porque los nudos 5 y 1 no están unidos por un tramo. El elemento C_{ij} corresponde al coeficiente del tramo i j cuando $i \neq j$.

Las características anteriores son importantes en el algoritmo de computador que permite la formación del Jacobiano.

Para mayor claridad se representa la ecuación 40 en una forma menos compacta, pero también en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} QE_1 \\ QE_2 \\ QE_3 \\ QE_4 \\ QE_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & 0 & 0 & 0 \\ -c_1 & (c_1+c_2+c_4+c_6) & -c_2 & -c_4 & -c_6 \\ 0 & -c_2 & (c_2+c_3) & 0 & -c_3 \\ 0 & -c_4 & 0 & (c_4+c_5) & -c_5 \\ 0 & -c_6 & -c_3 & -c_5 & c_3+c_5+c_6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ H_5 \end{bmatrix}$$

(40)

El procedimiento de cálculo es como sigue:

- * 1. Se suponen los caudales en los tramos. Una suposición inicial se hace en base a la ecuación del número de Reynolds al cual se asigna un valor igual a 200000, que es un valor más o menos representativo en flujos de régimen turbulento. Con este número de Reynolds se obtiene una velocidad en el tramo y con ésta un caudal:

$$Q = VA = \frac{200000 \nu}{D} \quad (41)$$

en la cual:

V = velocidad en el tramo en m/seg.

A = área del conducto en m^2 .

D = diámetro del conducto en m.

ν = viscosidad cinemática en m^2 /seg.

- * 2. Con el caudal anteriormente calculado y conocida la resistencia de la tubería se calculan las pérdidas de carga h_{ij} en el tramo ij .

Aplicando la ecuación de Hazen-Williams, por ejemplo, se tiene:

$$h_{ij} = \phi_{ij} Q_{ij}^{1.85} \quad (42)$$

- * 3. El coeficiente del tramo ij para aplicar las ecuaciones (40) se calcula entonces como:

$$c_{ij} = \frac{Q_{ij}}{h_{ij}} \quad (37)$$

- * 4. Calculados los coeficientes c , por medio de un algoritmo de computador se forma el Jacobiano y se calculan las cotas piezométricas en los diferentes nudos, resolviendo el sistema de ecuaciones simultáneas, planteado.
- * 5. Conocidas las cotas piezométricas según el punto * 4 se calculan nuevos caudales con la ecuación (42) ya que se conoce las resistencias ϕ de las tuberías.
- * 6. Se recalculan los valores de c_{ij} por la ecuación (37) en un segundo ciclo y se continúa el proceso, iterativamente.

Es probable que se obtenga una mejor convergencia del método si para cada nuevo ciclo se obtiene un valor promedio del coeficiente c a partir del valor calculado en el ciclo precedente.

- * 7. El proceso termina cuando se haya alcanzado el error permisible.
- * 8. Se debe hacer una consideración adicional sobre los nudos cuya cota piezométrica es fija. Como los diámetros son conocidos la incógnita en este caso es el caudal externo Q_E . Esta incógnita ocupa el vector que ocuparía el valor de H_i si la cota piezométrica del nudo i fuera el valor desconocido. Además, el coeficiente de dicha incógnita es la unidad y el elemento $C_{ii} = 1$ se encuentra evidentemente en la diagonal.

Los elementos que no pertenezcan a la diagonal en este vector son nulos. (No existe un caudal en un nudo que pueda pertenecer al mismo tiempo a un nudo diferente)

5

6

7



8

9

10

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE FLUIDOS Y CIENCIAS TERMICAS

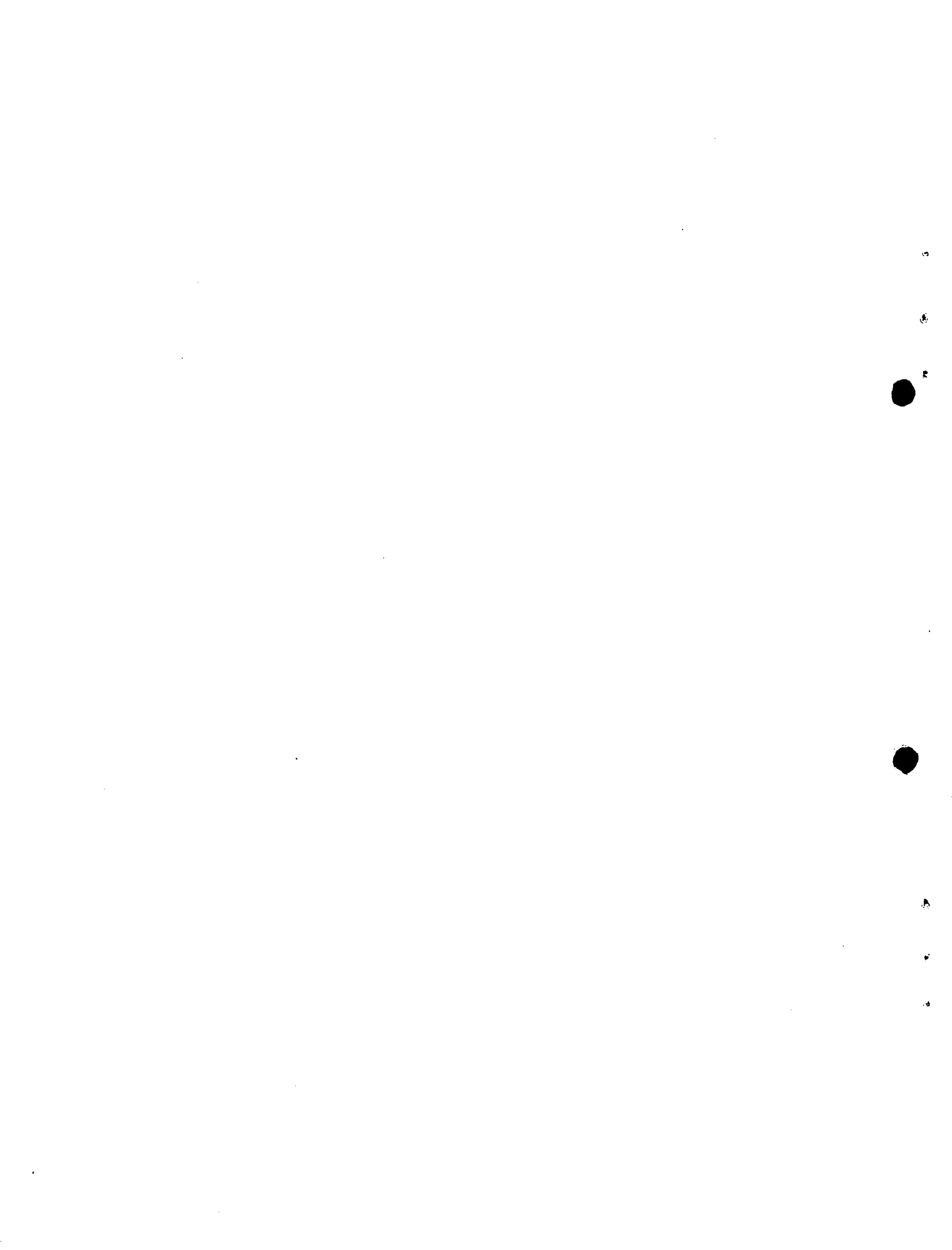
CURSO DE

ABASTO DE AGUA PARA POBLACIONES

CAPITULO XI

PROGRAMAS PARA EL CALCULO DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA

MANUALES DEL USUARIO



PROGRAMAS PARA EL CALCULO DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA.
MANUALES DEL USUARIO.

Introducción:

Se describen a continuación y se ofrecen al usuario los programas para el cálculo de redes de distribución de agua.

Para cada programa se hace primero una descripción de las variables usadas y después se explica la forma como se introduce la información. Los programas tienen su correspondiente diagrama de flujo que corresponde a las explicaciones teóricas dadas en otros capítulos. El lenguaje utilizado es el Fortran IV pero los diagramas permiten su rápida conversión a otros lenguajes, como el Basic, por ejemplo. Los programas que utilizan métodos matriciales son más rápidos que los que se basan en los métodos tradicionales debidos al profesor H. Cross.

Los resultados se muestran en forma clara y práctica, de manera que el usuario puede estudiarlos fácilmente para obtener las conclusiones sobre diseño y operación de las redes de distribución de agua que considere oportunas.

PROGRAMA SEGUN EL PROCEDIMIENTO DE H. CROSS DE CORRECCION DE CARGAS

Este programa se llama A C U E D. Puede manejar, en una máquina relativamente pequeña, una red de mil nudos y mil tramos. Las variables son:

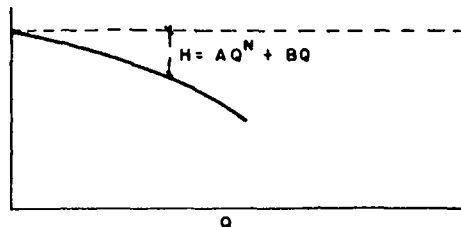
- NN = número de nudos.
- NTB = número de tubos o tramos.
- NCI = número de ciclos permisible.
- EPS = error permisible en lps.
- IND = indicador: si es igual a 1 diseña. Es decir determina los diámetros de la red para salidas $Q(I)$ de agua previamente calculadas en los nudos. Si es igual a cero comprueba la operación de la red para las salidas $Q(I)$ previamente calculadas en los nudos y para diámetros dados.
- NT = número del tramo. En su debido momento, el número del nudo.
- LEXT 1 (I) = número de uno de los extremos del tramo I.
- LEXT 2 (I) = número del extremo opuesto del tramo I.
- D = diámetro del tramo o tubo, en pulgadas.
- SL = longitud de cada tramo, en m. En su momento, también la presión en un nudo, o caudal en un tramo.
- C = coeficiente de fricción en la ecuación de Hazen-Williams, en el sistema inglés. Por ejemplo, $C = 140$ para tuberías lisas de asbesto cemento.
- CN = exponente hidráulico igual a 1.85 para la ecuación de Hazen-Williams.
- VMIN, VMAX = Velocidades mínima y máxima en mps cuando el programa diseña.
- DQB = un valor máximo de ΔH para evitar falta de convergencia, usualmente igual a 1.5 m.
- DHMAX = DQB, para efectuar una operación de asignación de un signo, dentro del programa.

K = número de bombas, si las hay, pero en algunos casos se emplea sin contradicción dentro del programa como número de un tramo.

CTERR (I) = cota piezométrica en la bomba si la hay. Es igual al nivel del agua en el pozo de succión más la altura dinámica total de la bomba en cuestión, en m.

AK (I) = coeficiente A en la ecuación general de la curva característica de la bomba:

$H = A Q^N + B Q$ en la cual H y Q son respectivamente la ordenadas en m y el caudal (abscisa) en lps según se observa en la figura.



PN (I) = exponente hidráulico N en la ecuación de la bomba.

P (I) = coeficiente B en la ecuación de la bomba.

H = ordenada en la ecuación de la bomba. También, en su momento, la cota del terreno o pérdida de carga en un tramo.

H BOMB = valor de H en la ecuación de la bomba.

H BMAX = valor semejante a DQB y del mismo orden, pero para la bomba, para evitar divergencia, en m.

AR (I) = área de la sección transversal del tramo de diámetro D.

R (I) = un factor para facilitar los cálculos, según la fórmula de Hazen-Williams así:

$$Q = 0.0178 CD^{2.63} \times \left(\frac{H}{L} \right)^{0.54} = R(I) \times H^{0.54}$$

Q (I) = caudal de salida en cada nudo en lps.

CP (I) = cota piezométrica en cada nudo, en m.

- MOD (I) = un indicador. Si es cero se modifica la cota piezométrica del nudo. Si es igual a 1 no se modifica dicha cota. Si es mayor que 1 el nudo es una bomba.
- SUMDQ = acumulador algebraico de la suma de todos los errores del caudal en cada nudo para evaluar o estimar la precisión alcanzada, en lps.
- DQMAX = el error máximo DQ obtenido después de verificar el proceso de cómputo en alguno de los nudos de la red.
- DIFMX = valor semejante a DQMAX pero para la cota piezométrica en la bomba. Es el máximo dH en la cota piezométrica de la bomba, en m, obtenido en el cómputo.
- SDQ = sumatoria de los valores absolutos de DQ para ayudar a evaluar la precisión alcanzada. La sumatoria algebraica de todos los errores del caudal puede ser igual a cero y sin embargo algún valor individual de DQ puede ser muy grande y por lo tanto inadmisibile.
- SUMQH = sumatoria de todos los valores de Q/H que corresponden a los tramos que convergen a un nudo.
- SUMQ = sumatoria de todos los caudales de los tramos que entran o salen de cada nudo. No incluye el caudal de entrada; cuando hay una bomba en un nudo cualquiera, este SUMQ da el valor del caudal en la tubería de impulsión de la bomba.
- B = velocidad del agua en un tramo en m/s.

DESCRIPCION DE LAS TARJETAS

Primera tarjeta.

Se define en esta tarjeta el indicador IND, entero, en la columna 1. Las velocidades mínima y máxima en modo flotante en las columnas de la 2 a la 11 y de la 12 a la 21 respectivamente. El título se escribe desde la columna 22 hasta la 80. FORMAT (I1, 2F10.0, 14A4, A3).

Segunda tarjeta.

Lee el número (entero) de nudos, de la columna 1 a la 5.
El número de tubos (entero) de la columna 6 a la 10.
El número de ciclos permisible (entero) de la columna 11 a la 15.
El error permisible, flotante, de la columna 16 a la 25.
El valor máximo permitido en la corrección de la cota piezométrica (DQB, flotante) de la columna 26 a la 35.
El número de bombas, si las hay, (K, entero) de la columna 36 a la 40. FORMAT (3I5, 2F10.0, I5/(10F8.0))

Tercera tarjeta y siguientes.

De acuerdo con el formato anterior (10F8.0), de la segunda tarjeta se escriben en estas tarjetas los datos de las bombas: CTERR (I), AK(I), PN(I), P(I), HBMAX(I). Cada dato utiliza 8 columnas y se colocan los datos de hasta dos bombas por tarjeta, en modo flotante. Si no hay bombas la tercera tarjeta debe ir en blanco. El programa admite hasta 10 bombas.

Tarjetas de datos de los tramos.

Siguen a las tarjetas de las bombas las tarjetas de información sobre los tubos. Se escriben, en su orden: el número del tramo (entero) de la columna 1 a la 5. El extremo 1 (entero) de la columna 6 a la 10. El extremo 2 (entero) de la columna 11 a la 15. El diámetro en pulgadas, la longitud en m, el coeficiente C de Hazen-Williams en el sistema inglés, flotantes y correspondientemente de la columna 16 a la 25, de la columna 26 a la 35 y de la columna 36 a la 45. FORMAT (3I5, 3F10.0)

Tarjetas de datos de los nudos.

Siguen las tarjetas de información de los datos de los nudos: el caudal de salida $Q(I)$ en cada nudo, en lps, positivo si entra y negativo si sale, de la columna 1 a la 9. Las cotas piezométricas $CP(I)$ supuestas y las fijas, en m, de la columna 10 a la 18. El indicador de modificación de la cota piezométrica (entero) en las columnas 19 y 20 así: 0, si es modificable; 1, si es cota piezométrica fija; mayor que 1 si se trata de una bomba. Por cada tarjeta se colocan en orden ascendente de numeración de los nudos la información de 4 nudos. FORMAT (4 (2F9.0,I2)).

Tarjetas de datos de cotas de terreno.

Finalmente, siguen en su orden las tarjetas de información de las cotas de terreno en m, en cada nudo. El número del nudo (entero) ocupa las columnas de la 1 a la 4. La cota del terreno (flotante) ocupa de la 5 a la 11. FORMAT (I 4, F7.0). Puede utilizarse otro formato según la conveniencia del usuario.

INDICACIONES GENERALES

- * 1. No se requiere una gran precisión en la sumatoria DQ de los caudales en cada nudo para llegar a valores muy precisos de las cotas piezométricas en los nudos. Un 5% del caudal total de la red podría ser un valor razonable para el error permisible EPS. Cada usuario estudiará su caso particular.
- * 2. Si se desea una salida inmediata debe activarse el swiche 9 y si se desea más de un cálculo debe activarse el swiche 10.
- * 3. Si no se desea que aparezca en los resultados la información sobre las tuberías se activa el swiche 5.
- * 4. Si se desea conocer el error de cierre se activa el swiche 8. El error de cierre aparece en la consola o se escribe, según el tipo o marca de computador. El error de cierre que aparece es el obtenido en el ciclo anterior. Si se desea conocer el error de cierre del ciclo correspondiente a los resultados debe hacerse DQB y DHMAX iguales a cero, dejar correr un ciclo, y después dar la orden de parar activando el swiche 9.

- * 5. A veces se presentan problemas de convergencia. En estos casos puede disminuirse el valor máximo de la corrección DQB. Esto se puede hacer también durante el proceso activando el swiche 6.
- * 6. El programa es muy ineficiente para procesos de diseño, es decir, para determinar el valor de los diámetros. Esta opción puede utilizarse ventajosamente sólo en redes pequeñas. Si durante el diseño se desea una salida inmediata se debe activar el swiche 11.
- * 7. Es importante el orden de las tarjetas de información de los datos de los tramos. Las tarjetas se deben poner en la secuencia indicada por la numeración de los tubos. Si esto no se hace se detiene el programa mientras se hace la corrección. La numeración de los nudos es leída implícitamente según el orden de colocación de la información en las tarjetas de los nudos. Cuando se lee la información de las cotas del terreno las tarjetas deben estar, también, debidamente ordenadas de acuerdo con la numeración de los nudos; de lo contrario el programa se detiene.
- * 8. Las cotas piezométricas supuestas deben ser razonables, de acuerdo con las alturas de los tanques de distribución y las curvas de las bombas, si las hay.
- * 9. Si en un nudo se da un valor de una salida $Q(I)$ diferente de cero, la cota piezométrica debe ser modificable. Si ésta es fija, el valor de $Q(I)$ en ese nudo debe ser nulo.
- *10. Cuando hay bombas en un nudo se entiende que varias bombas en paralelo son una sola bomba y la ecuación de la curva correspondiente debe ser la curva característica del sistema en paralelo. Cada sistema se debe numerar de 01, 02, etc., hasta 10. El programa no admite bombas "booster" o sea bombas en un tramo para elevar la presión en el mismo. Sólo admite bombas en nudos y en este caso la tubería de impulsión es el tramo desde ese nudo donde está la bomba hasta el próximo nudo en la red.
- *11. Si en un punto donde hay bomba se define el caudal de entrada $Q(I)$ no se debe indicar que hay una bomba en dicho punto ni se debe dar su curva característica. Se trata el nudo entonces como un nudo corriente, modificable, y en el cuadro de resultados lo que aparece es la cota piezométrica que debe existir allí para que pueda entrar al sistema el caudal de entrada $Q(I)$.

En este caso, la bomba que se instale en dicho punto debe ser capaz de bombear un caudal $Q(I)$ a la cota piezométrica obtenida.

En los párrafos siguientes se muestran el diagrama de flujo y el programa.

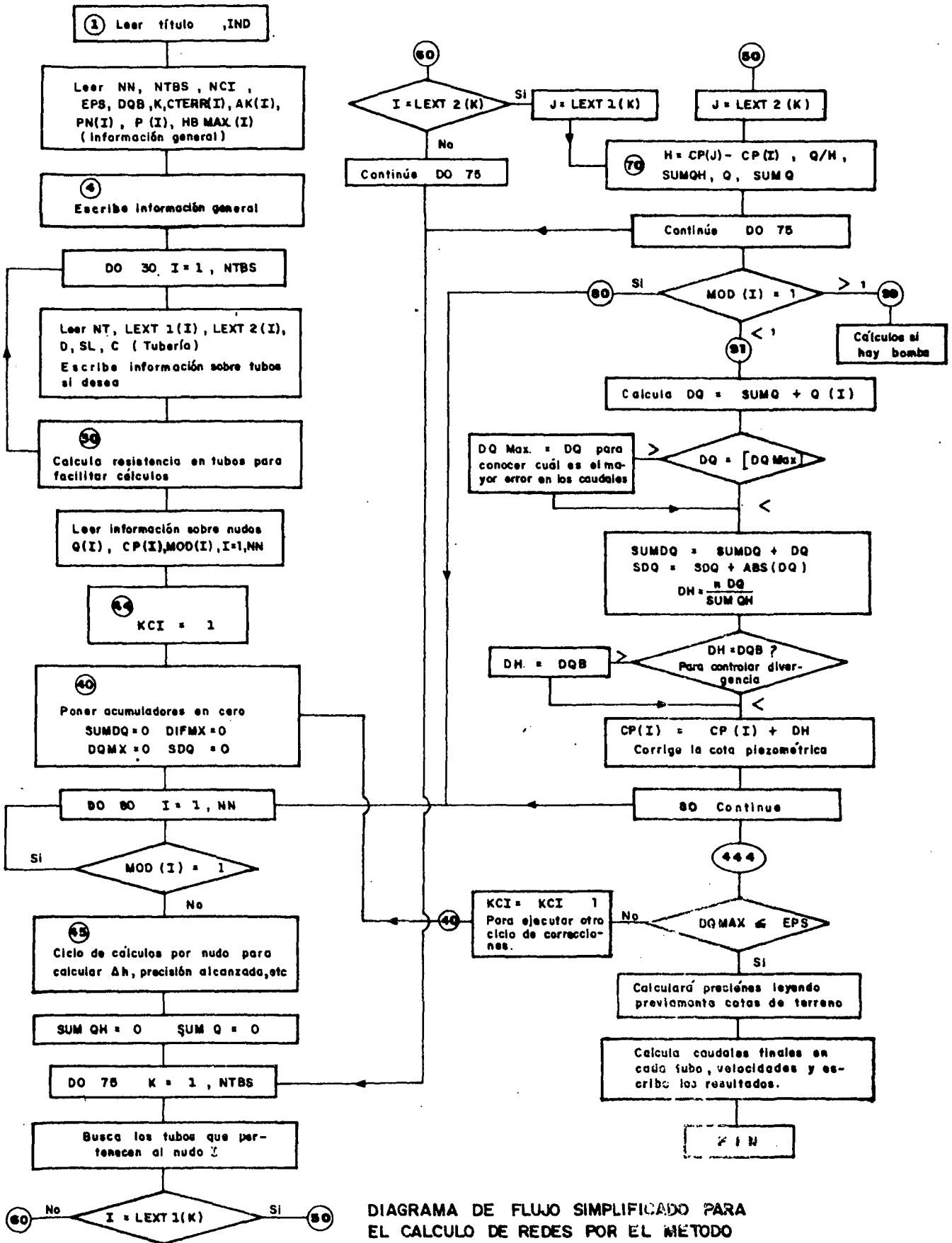


DIAGRAMA DE FLUJO SIMPLIFICADO PARA EL CALCULO DE REDES POR EL METODO DE H. CROSS , CORRECCION DE CARGAS.

// JOB

777E

// FOR CHEQUEO-DISENO DE ACUEDUCTOS CENTRO DE CALCULO - UNIVALLE 30-VIII-7

*LIST SOURCE PROGRAM

*NO LIST

LL4 TSIL

*IOCS(2501 READER,1403 PRINTER,DISK,TYPEWRITER,KEYBOARD)

*TRANSFER TRACE

*ARITHMETIC TRACE

*ONE WORD INTEGERS

// DUP

*DELETE ACUED

*STORE WS UA ACUED 777E

// XEQ ACUED

DIMENSION LEXT1(1000),LEXT2(1000),MO9(1000),R(1000),Q(1000),CP(1000),AR(1000),DI(27),DIS(2),CHE(2),TIT(15),AK(10),CTERR(10),PN(10),P2(10),HBMAX(10)

DEFINE FILE 10(1000,4,U,NR)

DATA DI/2.0,3.0,4.0,6.0,8.0,10.0,12.,14.,16.,18.,20.,24.,30.,36.,40.,44.,46.,48.,50.,52.,54.,56.,58.,60.,62.,64.,200./

DATA DIS/ 'DIS','ENC'//, CHE/ 'CHEQ','UEO '//

C*****

C NN = NRO. NODOS

C NTB = NRO. TUBOS

C NCI = NRO. MAXIMO DE CICLOS

C EPS = ERROR PERMISIBLE.

C IND = INDICADOR. SI IND=1 DISENA. SI IND =0 CHEQUEO

C NT = NRO. DEL TURO

C LEXT1 Y LEXT2 = NROS. DE LOS EXTREMOS DEL TURO

C D = DIAMETRO

C SL = LONGITUD DE CADA TRAMO

C C = COEFICIENTE DE FRICCION

C CN=1.85

1 READ(3,153) IND,VMIN,VMAX,TIT

READ(P,100)NN,NTB,NCI,EPS,DQB,K,(CTERR(I),AK(I),PN(I),P(I),HBMAX(I

```

0      1),I=1,K)
0      IF(IND) 3,2,3
0      2 WRITE (5,102) CHE
0      GO TO 4
0      3 WRITE(5,103) DIS
0      4 WRITE(5,101) NN,NTB,NCI,EPS
0      DO 30 I=1,NTB
0      5 READ(8,110) NT,LEXT1(I),LEXT2(I),D,SL,C
0      IF(I-NT) 10,20,10
0      10 PAUSE 15
0      GO TO 5
0      20 WRITE(5,120) NT,LEXT1(I),LEXT2(I),D,SL,C
0      IF(IND)33,34,33
0      33 WRITE(10,I)SL,C

```

C
C CALCULO DE AREAS Y CARACTERISTICA R DEL TUBO.
C

```

0      34 AR(I)= 0.78540*D*D
0      35 R(I) = 0.0173*C*D**2.63/SL**(1/CN)

```

C
C LECTURA DE CAUDAL, COTA PIEZOMETRICA E INDICADOR MODIFICACION POR CADA NUDO
C

```

10     READ(3,130) (Q(I),CP(I),MOD(I),I=1,NN)

```

```

10     44 KCI=1

```

C
C CICLO DE CALCULOS POR NUDO, AJUSTE DE COTAS PIEZOMETRICAS.
C

```

10     40 SUMDQ=0.
0      DIEMX=0
0      PQMAX=0.0
10     SQQ=0.

```

```

10     DO 80 I=1,NN
10     IF(MOD(I)-1)45,80,45

```

```

10     45 SUMQH=0.
0      SUMQ =0.

```

C
C CICLO DE CALCULOS POR TUBO.
C

```

10     DO 75 K=1,NTB
10     IF(I-LEXT1(K)) 60,50,60
0      50 J=LEXT2(K)
0      GO TO 70

```

00 60 IF(I-LEXT2(K)) 75,65,75

00 65 J=LEXT1(K)

00 C

00 CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN EL TRAMO Q/H Y CAUDAL.

00 C

00 70 H=CP(J) - CP(I)

00 A=R(K)*ABS(H)**(-0.46)

00 SUMQH=SUMQH+A

00 A=A*H

00 SUMQ=SUMQ+A

00 75 CONTINUE

00 IF(MOD(I)-1) 91,80,99

00 99 IF(SUMQ) 500,500,501

00 500 HBQMB=AK(I)*ABS(SUMQ)**PN(I)+P(I)*ABS(SUMQ)

00 CPI=CFERR(I)-HBQMB

00 DIF=CPI-CP(I)

00 IF(ABS(DIF)-ABS(DIFMX)) 506,506,507

00 507 DIFMX=DIF

00 506 IF(ABS(DIF)-HBMAX(I)) 502,502,503

00 502 CP(I)=(CP(I)+CPI)/2.

00 GO TO 80

00 503 IF(DIF) 504,504,505

00 504 CP(I)=CP(I)-HBMAX(I)

00 GO TO 80

00 505 CP(I)=CP(I)+HBMAX(I)

00 GO TO 80

00 501 CP(I)=CP(I)+HBMAX(I)

00 GO TO 80

00 91 DQ=SUMQ+Q(I)

00 IF(ABS(DQ)-ABS(DQMAX)) 578,578,576

00 576 DQMAX=DQ

00 578 CONTINUE

00 SUMDQ=SUMDQ+DQ

00 SDQ=SDQ+ABS(DQ)

00 DH=CN*DQ/SUMQH

00 DHMAX=DQB

00 IF(ABS(DH)-DHMAX) 79,79,78

00 78 DHMAX=SIGN(DHMAX,DH)

00 DH=DHMAX

00 79 CONTINUE

00 CP(I)=CP(I)+DH

00 80 CONTINUE


```

10      C SI DESEA CORREGIR EL VALOR DE DQB COLOQUE SW6 ON
10          CALL DATSW(6,L00)
10          GO TO (291,292),L00
10      291 READ(6,115)DQB
10          READ(6,118)N
10          DQ 117 KK=1,N
10          READ(6,113)I
10      117 READ(6,115)H3MAX(I)
10      118 FORMAT(I2)
10      292 CONTINUE
10      115 FORMAT(F10,0)
10      C SI DESEA SABER EL ERROR DE CIERRE SUBA EL SW 8
10          CALL DATSW(8,L0)
10          GO TO (300,301),L0
10      300 WRITE(1,310)KCI,SDG,SUMDQ,DQMAX,DIFMX
10      310 FORMAT(IX,15,5X,4E14.5)
10      C SI DESEA SALIDA INMEDIATA, SUBA EL SW 9
10      301 CALL DATSW(9,L)
10          GO TO (274,444),L
00      444 IF(ABS(DQMAX)-EPS)86,86,84
00      84 KCI=KCI+1
00          IF(KCI-NCI)40,274,274
00      86 IF(IND)73,274,73
00      C
00      C CALCULOS DE DISENO
00      C
00      73 DO 74 K=1,NT3
00          I=LXT1(K)
00          J=LXT2(K)
00          H=CP(J)-CP(I)
00          D=SQRT(AR(K)/0.73540)
00          SL=R(K)*H*ABS(H)**(-0.46)
00          B=ABS(SL/AR(K))*10.0/2.54**2.
00          IF(B*VMIN)6,74,11
00      6 ISW=10
00          DO 5 J=1,27
00      C
00      C REDUCE EL DIAMETRO
00      C
00          IF(D=DI(J))288,288,8
00      288 IF(J=1)280,280,7
00      280 WRITE(1,197)D,K

```

```
00 READ(6,195)D
00 GO TO 16
00 7 D=DI(J-1)
00 GO TO 16
00 8 CONTINUE
00 11 IF(B-VMAX)74,74,12
00 12 ISW=10
00 DO 15 J=1,27
00 IF(D-DI(J))13,13,15
00 C
00 C AUMENTA DIAMETRO
00 C
00 13 D=DI(J+1)
00 GO TO 16
00 15 CONTINUE
00 WRITE(1,181)D,K
00 READ(6,195) D
00 16 AR(K)=0.78540*D*D
00 READ(10,K)SL,C
00 R(K)=0.0178*C*D**2.63/SL**(1/CN)
00 24 CONTINUE
00 C
00 C SI DESEA SALIDA INMEDIATA, SUBA EL SW 11.
00 C
00 CALL DATSW(11,I)
00 GO TO(274,260),I
00 260 IF(ISW=10)274,44,274
00 274 WRITE(5,150) KCI ,TIT
00 WRITE(5,170)
00 C
00 C LECTURA DE COTAS DE TERRENO POR CADA NUDO.
00 C
00 DO 90 K#1,NN
00 88 READ(8,160) NT,H
00 IF(K-NT)89,87,89
00 C
00 C CONTROL DE SECUENCIA. TOMA LA ULTIMA TARJETA LEIDA Y SUCESIVAS,
00 C ORDENELAS POR NO. DE NUDO Y REALIMENTELAS A LA LECTORA . PRESS START.
00 C
00 89 PAUSE 1
00 GO TO 88
00 C
```

00 C CALCULO DE PRESION

00 C

00 87 SL = CP(K)-H

00 90 WRITE(5,165) K,Q(K),CP(K),H,SL,MOD(K)

00 WRITE(5,175)

00 DO95 K=1,NTB

00 I=LEXT1(K)

00 J=LEXT2(K)

00 H= CP(I)-CP(I)

00 SL= R(K)*H*ABS(H)**(-0.46)

00 C

00 CALCULO DE VELOCIDAD

00 C

00 B= ABS(SL/AR(K))* 10.0/2.54**2.

00 D=SQRT(AR(K) /0.78540) +0.0001

00 95 WRITE (5,180) K,I,J,SL,B,D

00 C

00 COLOQUE EL SW TO ARRIBA SI DESEA OTRO PROCESO.

00 C

00 CALL DATSW(10,K)

00 IF(K=2) 1,200,200

00 100 FORMAT(3I5,2F10.0,15/(10F8.0))

00 101 FORMAT('0 NUDOS TUBOS C',

00 TICLOS ERROR PERMISIBLE'//3I7,E18.6'/'OTUBO EXTREMO 1 EXTREMO

00 22 DIAMETRO LONGITUD COEF.FRICCION'//)

00 102 FORMAT('1' T41,2A6 ' RED DE ACUEDUCTOS'// T41,27('*')//)

00 103 FORMAT('1' T41,2A3 ' RED DE ACUEDUCTOS'//T40, 27('*')//)

00 110 FORMAT(3I5,3F10.0)

00 120 FORMAT(I5,2I10,F16.3,F13.3,F12.3//)

00 130 FORMAT(,4(2F9.0,12))

00 150 FORMAT('1',T50,14('*')/T50'*',T63'*'/T50'* RESULTADOS *'/T50'*',T

00 163'*'/T50,T4('*')'/'/'OSE HICIERON'14' ITERACIONES'//IX,14A4,A3//)

00 160 FORMAT(I4,F7.0)

00 165 FORMAT(I5,F12.3,3F16.3,I8//)

00 170 FORMAT('0NUDO SALIDA COTA PIEZOM. COTA TERRENO

00 TPRESION MODIFICABLE'//)

00 175 FORMAT('///'OTUBO NO. EXTR. 1 EXTR. 2 CAUDAL VELOCIDAD

00 1 DIAMETRO FINAL'//)

00 180 FORAAT(/ 3I8,2F14.3,F16.3)

00 181 FORMAT('OSE NECESITA DIAMETRO COMERCIAL MAYOR QUE'F10.4 'PULGADAS'

00 *' PARA EL TUBO NO. 'I3)

00 183 FORMAT(I1,2F10.0,14A4,A3)

00 : 195 FORMAT(F10.0)

00 197 FORMAT('SE NECESITA DIAMETRO MENOR QUE'F10.3 ' PARA TUBO NO.'I4)

00 200 CALL EXIT

00 END

00

BIBLIOGRAFIA GENERAL

1. Water Supply and Waste Water disposal
C.M. Fair and J.C. Geyer. Edition Wiley 1961
2. Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras
H.E. Babbit y E.R. Baumxn. Edición CECSA 1961
3. Descripción del Proyecto, Programas de trabajo, Modelo de Propuesta de construcción e instrucciones a los proponentes de obras de alcantarillado de Cali.
R. J. Tipton y Asoc. de Colombia EE. PP. MM. 1956
4. Abastecimiento de aguas; Captación, Conducción, Depuración y Distribución de Aguas. A. D. Fleinn, R. S. Weston y C.L. Rogert.
5. Manual de Ingeniería Sanitaria, Chicago, Gillette Pub. 1950
6. Abastecimiento de agua y alcantarillado. E. W. Steel
7. Desarrollo de los sistemas urbanos de abastecimiento de agua y alcantarillado en América Latina. H. Oliveros H.
8. Sewrage and Sewage Treatment. W. A. Hardenberg
9. Water Supply and Treatment. Charles P. Hoover
10. Elements of W. Supply and W.W. Disposal
G. M. Geyer and J. C. Fair. Ed. Wiley 1961
11. Etudes Théoriques et Pratiques Sur le Mouvement des Eaux, Paris, 1863, 2a. Ed.
12. Hydro-Electric Hadbook. Creager and Justin. Ed. Wiley 1950
13. Open-Channel Hydraulics. Ven Te Chow. Ed. Mc Graw Hill. 1959
14. Hadbook of Applied Hydraulics. Davis. Ed. Mc Graw Hill, 1942
15. Manual de Hidráulica, H. King y E. Brater. Ed. 1962

16. "Symposium on Pnestocks" ASCE, marzo 1961
17. Welded Steel Penstocke - Design and construction por P. J. Bier. Engineering Monograph No. 3, del Bureau of Reclamation - Julio 1949.
18. Revista "L'Energía Elettrica" No. 19 - 1961
Organo de la Associazione Nazionale Imprese Produtrina e Disttributricco di Energía Elettrica (Anidel), Italia.
19. Valves, Gates and Steel Conduits, Design Standards No.7 Bureau of Reclamation.
20. "Strength of Materials" por Chase-Chilver. Ed. Edward Arnold Ltd. Londo.
21. Primer Congreso Nacional de Ingeniería, Medellín 1964
22. Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, ASCE, 1960
23. Operaciones Unitarias. Lisnvil G. Rich la. Edición CECSA 1963.
24. Sewerage and Sewage Disposal. A text book. Metcalf and Eddy. Mc Graw Hill, 1930
25. Sewage Treatment Plant Design, ASCE 1959
26. Sewage Treatment. Imhoff - Fair, Wiley, 1940
27. Design. Elwyn E. Seelye. Wiley, 1951
28. Water Treatment Plant Design - ASCE, 1940
29. Public Water Supplies. Tumeaure and Russell. Wiley 1946.
30. Water Supply Engineering. Babbitt and Doland. Mc Graw Hill. Última edición, 1959
31. Disposal of Sewage and Other Water -Born Wastes - Imhoff-Muller-Thistleth wayte. London Butterworthe Scientific Publicatione. 1956
32. Water Supply and Sewerage. International Student Edition. 4a. Ed. Ernest W. Steel
33. Tratamiento de aguas negras y desechos industriales. Ed. Uthea. 1a. Ed. en español. G. Barnes.
34. "Hidráulica" de F.J.Dominguez, Ed.universitaria, Santiago de Chile