

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA 1980

Fecha	Tema	Hora	Profesor
Junio 16	Planeación de Sistemas Hidráulicos	18 a 21 h	Ing. César Herrera Toledo
Junio 18	Planeación de Sistemas Hidráulicos	18 a 19:30 h	" " " "
	Criterios de Calidad	19:30 a 21 h	Ing. Ignacio Castillo Escalante
Junio 20	Hidrología Subterránea	18 a 21 h	Ing. Rubén Chávez Guillen
Junio 23	Hidráulica de Pozos	18 a 21 h	Ing. " " "
Junio 25	Perforación de Pozos	18 a 21 h	Ing. Vicente Vargas Alcántara
Junio 27	Equipos de Bombeo	18 a 19:30 h	" " " "
	Hidráulica de Conductos	19:30 a 21 h	Ing. Francisco Echavarría Alfaro
Junio 30	Hidráulica de Conductos	18 a 19:30 h	" " " "
	Líneas de Conducción	19:30 a 21 h	Ing. Lauro Reynoso Torres
Julio 2	Líneas de Conducción	18 a 21 h	" " " "
Julio 4	Esfuerzos en Conductos. Materiales	18 a 21 h	Ing. Gastón Mendoza Gámez
Julio 7	Estaciones de Bombeo	18 a 21 h	Ing. Gilberto Sotelo Avila
Julio 9	Estaciones de Bombeo	18 a 21 h	" " " "
Julio 11	Redes de Distribución. Diseño	18 a 21 h	Ing. Lauro Reynoso Torres
Julio 14	Redes de Distribución. Análisis Funcional	18 a 21 h	Ing. César Herrera Toledo
Julio 16	Medición y Automatización	18 a 21 h	Ing. Manuel Alvarez Rivas
Julio 18	Operación y Mantenimiento	18 a 21 h	Ing. Juan M. Martínez García

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO PROYECTO DE SISTEMAS
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA 1980.

1. **ING. MANUEL ALVAREZ RIVAS**
Jefe de la Oficina
Coordinación de Automatización y Medición
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
D D F
Sn. Antonio Abad 231-5^o Piso
México 8, D.F.
Tel. 588.78.06
2. **ING. IGNACIO CASTILLO ESCALANTE**
Jefe de la Sección de Control de Calidad del Agua
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
D D F
Sn Antonio Abad No. 231-8^o Piso
México 8, D.F.
Tel. 578.26.74
3. **M. EN I. RUBEN CHAVEZ GUILLEN**
Jefe del Departamento de Hidrología Subterránea
Dr. Atl No. 6-1^o Piso
México 4, D.F.
Tel. 566.24.90
4. **M. EN I. FRANCISCO ECHAVARRÍA ALFARO**
Gerente de Estudios y Proyectos
Consultores, S.A.
Insurgentes Sur 452-403
México, D.F.
Tel. 584.77.88
5. **M. EN I. CESAR HERRERA TOLEDO**
Jefe de la Oficina de Planeación
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
D D F
Sn. Antonio Abad 231-7^o Piso
México 8, D.F.
Tel. 578.32.18
6. **ING. JUAN M. MARTINEZ GARCIA**
Jefe del Sistema de Operación de Agua Potable
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
D D F
Sn. Antonio Abad 231-5^o Piso
México 8, D.F.
Tel. 578.28.94

7. M. EN I. GASTON MENDOZA GAMEZ (COORDINADOR)
Jefe de la Oficina de Desarrollo Tecnológico
Dirección General de Operación Hidráulica
D D F
Sn. Antonio Abad No. 231-8° Piso
México 8, D.F.
Tel. 578.26.74

8. ING. LAURO REYNOSO TORRES
Jefe de la Oficina de Proyectos de Agua Potable
SAHOP
P. de la Reforma No. 77-13 ° Piso
México, D.F.
Tel. 546.39.57

9. ING. FRANCISCO RODRIGUEZ AVILA
Jefe de la Sección de Medición
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
D D F
Sn. Antonio Abad No. 231-5° Piso
México 8, D.F.
Tel. 588.78.06

10. DR. GILBERTO SOTELO AVILA
Director Técnico
Riobóo, S.A.
Patricio Sanz 1747 Desp. 102 B
México 12, D.F.
Tel. 524.03.38

11. ING. VICENTE VARGAS ALCANTARA
Jefe de la Sección de Normas de Ingeniería
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
Sn. Antonio Abad No. 231-7° Piso
México 8, D.F.
Tel. 578.29.68



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

CRITERIOS DE CALIDAD DEL AGUA

ING. IGNACIO CASTILLO ESCALANTE

JUNIO, 1980

Criterios de Calidad del Agua

Contenido

1. Introducción
2. Normas y criterios de calidad de agua potable
3. Importancia de la calidad del agua en los sistemas de abastecimiento
4. Factores que influyen en la calidad del agua por deficiencias en el diseño, operación y mantenimiento.
5. Desinfección
6. Referencias

Ing. Ignacio Castillo Escalante

1. Introducción

El término "Calidad del agua" es una expresión ampliamente empleada que tiene diversas interpretaciones, debido a la variedad de usos a que el agua se destina; en consecuencia; la calidad del agua depende del uso que se le vaya a dar a esta.

En los sistemas de abastecimiento de agua potable es común observar que mientras las amas de casa afirman que el agua tiene muy buena calidad, las industrias de bebidas envasadas opinan lo contrario. Por lo anterior se considera que los usos alternativos del agua están subordinados a las necesidades del hombre en cuanto a que no dañe su salud, es decir, que sea segura para su consumo.

Desde el punto de vista del consumidor el término calidad del agua es empleado para definir sus características físicas, químicas, biológicas y radiológicas, a través de las cuales se evalúa la aceptabilidad del agua.

La calidad de un agua cruda, sea superficial o subterránea, puede o no ser aceptada por el usuario; si no es satisfactoria, puede adecuarse cualitativamente por medio de sistemas de potabilización.

Los criterios de calidad del agua pueden definirse como el conjunto de requerimientos concernientes a niveles máximos de concentración o de intensidad de parámetros básicos, establecidos para el uso que se pretende dar al agua. Por otro lado los estándares de calidad del agua pueden definirse como el conjunto de normas referidas a niveles máximos de concentraciones o de intensidad de parámetros básicos, establecidos por las autoridades respectivas, con el propósito de proteger o acondicionar una fuente de aprovisionamiento para un determinado uso. Una correlación entre criterios de calidad del agua y estándares de calidad del agua se ilustra con el diagrama de barras de la figura 1, en la cual se muestra que hay criterios distintos para tres parámetros de calidad, establecidos para tres diferentes usos del agua que benefician al hombre. Los estándares para los parámetros de calidad 1 y 3 están establecidos a los valores mínimos de los criterios para los mismos parámetros. En el caso del parámetro 2, la norma se establece al máximo valor de un criterio determinado. El oxígeno disuelto es ejemplo de un parámetro de calidad para el cual un estándar se establece al conocer el máximo de los valores mínimos.

Existen cantidad de usos que se le pueden dar al agua; en proyectos de sistemas de abastecimiento de agua a una población los usos mínimos que deben considerarse son:

- Uso doméstico
- Uso recreativo con y sin contacto directo
- Uso industrial

- Uso en comercios y servicios públicos
- Uso en irrigación de áreas verdes

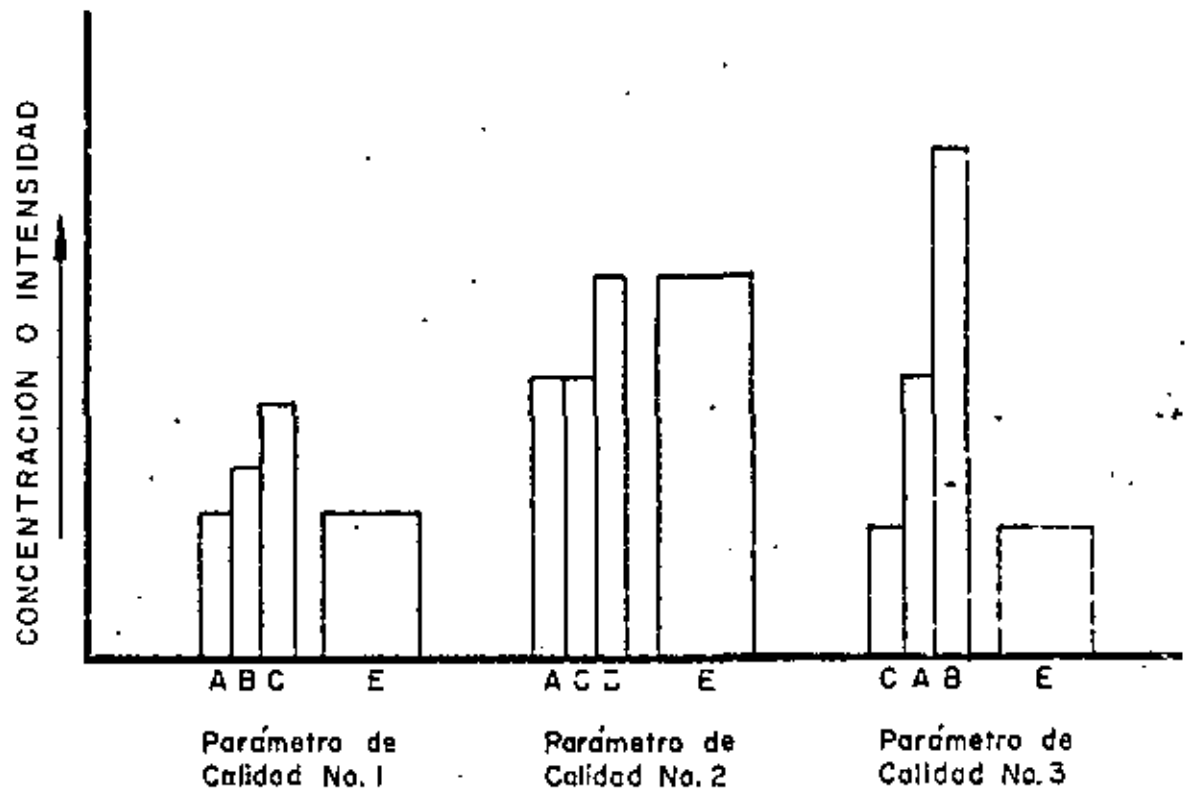


FIGURA 1

Correlación de criterios de calidad de agua A B y C con estándares de calidad de agua E.

2. Normas y criterios de calidad de agua potable

En México la autoridad encargada para la emisión de normas y criterios de calidad de agua para consumo humano es la Secretaría de Salubridad y Asistencia, en coordinación con otras dependencias como las Secretarías de Asentamientos Humanos y Obras Públicas y de Agricultura y Recursos Hidráulicos, entre otras.

2.1 Normas de calidad de agua potable

La calidad del agua para fines domésticos que se suministra en sistemas de agua potable de los centros de población del país, deberá cumplir con las normas que se encuentran contenidas en el Artículo 7o. del Reglamento Federal sobre Obras de Provisión de Agua Potable, en vigor (tabla 1), en el cual se define como agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Asimismo se establecen los caracteres físicos, químicos y bacteriológicos que deberán satisfacer las aguas que se destinen a consumo humano; también se señala la cantidad

de muestras bacteriológicas que deben colectarse mensualmente, de acuerdo a la población servida.

Algunos organismos internacionales como la Organización Mundial de la Salud emiten normas de calidad de agua para uso potable en forma periódica. Gran cantidad de países formulan sus estándares o criterios de calidad que rigen en sus respectivas jurisdicciones.

Los abastecimientos de agua potable se efectúan, en general, a partir de fuentes naturales como ríos, lagos, lagunas, embalses, manantiales, galerías, filtrantes, pozos someros y profundos; el agua obtenida de cualquiera de esas fuentes debe ser acondicionada para uso potable, por medio de tratamientos de potabilización.

En los cuadros 1 a 5 se presentan los límites recomendados y máximos permisibles establecidos por los siguientes organismos:

- Secretaría de Salubridad y Asistencia. México 1953
- Servicio de Salud Pública de los EUA. EUA. 1962
- Organización Mundial de la Salud 1972
- Asociación Americana de Obras Hidráulicas (AWWA) EUA. 1968

En el cuadro 1 se observa que los requisitos de calidad física de cada organismo, no difieren sensiblemente, aunque cabe señalar que los recomendados por la AWWA son los más estrictos. Los estándares de calidad bacteriológica se presentan en el cuadro 2, apreciándose que las normas nacionales son precarias. La AWWA recomienda que el agua potable no presente organismos coliformes, mientras que los otros organismos condicionan su presencia a ciertos valores y frecuencias. Los requisitos de calidad química se señalan en el cuadro 3; se observa que los límites

recomendados por la AWWA son los más estrictos. El cuadro 4 presenta los requisitos radiológicos que debe cumplir el agua para uso doméstico. México carece de normas al respecto.

Finalmente el cuadro 5 muestra las concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo a los reglamentos de Alemania, Francia, de la OMS en la región europea, de los EUA, de Checoslovaquia y de nuestro país.

2.2 Criterios de calidad del agua

Los usos más importantes a que se destina el agua son: doméstico, irrigación, recreativo, comercios y servicios públicos, industrial y generación de energía.

A continuación se describen algunos criterios referentes a la calidad del agua según su uso.

• Criterios de calidad de agua para irrigación

La calidad del agua para riego afecta no solo el producto final del cultivo sino que también influye en la eficiencia de producción. En algunos países se usan las aguas residuales crudas o tratadas para irrigación, por lo que también deben ser considerados los aspectos de salud por el consumo de productos del agro.

Las aguas de riego deber ser bajas en la concentración de sodio y sales minerales ya que los suelos que contienen altas proporciones de arcilla tienden a adsorber sodio con dispersión de la misma y

reducción en la permeabilidad. Por otro lado la salinidad elevada tiende a floccular el suelo y producir altas tasas de infiltración.

El uso de las aguas residuales tratadas en la agricultura reviste dos problemas básicos a considerar; puede presentarse la contaminación de los suelos por sales, metales pesados y otras sustancias químicas tóxicas, disminuyendo su productividad, o también se tiene el problema sanitario causado por los organismos patógenos de las aguas residuales domésticas. En forma general, los códigos que reglamentan el reúso de las aguas residuales en riego, coinciden en los siguientes puntos:

- a) En el riego de forrajes, jardines, plantas ornamentales y la mayoría de los productos agrícolas para consumo humano que son consumidos crudos, se recomienda el tratamiento primario de las aguas negras antes de su reúso.
- b) En el riego de legumbres y productos agrícolas que se consumen crudos, se recomienda la desinfección previa de las aguas negras.
- c) En el riego de árboles y en sistemas de riego por aspersión, con aguas residuales, se recomienda la suspensión de este por un periodo no menor de 2 meses antes de la cosecha.
- d) Los suelos que se rieguen con aguas residuales, deberán contar con sistemas de drenaje eficientes.
- e) En todos los casos, se recomienda la adopción de programas de educación y adiestramiento de los agricultores, para evitar el

contacto de los productos con suelos contaminantes y programas continuos de inspección y control sanitario tanto de los productos agrícolas como de los agricultores.

Las características más importantes para definir la calidad del agua de riego son:

- a) La concentración total de sales solubles, la cual se mide en términos de conductividad eléctrica, expresada en microsiemens por centímetro a 25°C. Las aguas para riego se clasifican de acuerdo con el diagrama de la figura 2.
- b) La concentración del ion sodio relacionada a la suma de las concentraciones iónicas de Ca^{++} y Mg^{++} , denominada relación de adsorción de sodio (RAS), expresada en me/l. La clasificación de las aguas para riego con respecto a la relación de adsorción de sodio se basa en el efecto que tiene el sodio intercambiable sobre la condición física del suelo. No obstante, las plantas sensibles a este elemento pueden sufrir daños como consecuencia de la acumulación del sodio en sus tejidos, aún cuando los valores de este sean mayores a los necesarios para deteriorar la condición física del suelo. En el cuadro 6 se presenta la clasificación del agua para riego en función de la RAS.
- c) El cuadro 7 muestra los criterios de calidad del agua para riego, considerando el contenido de boro y la sensibilidad de los cultivos a este elemento; en forma adicional, existen límites recomendables para la presencia de otros metales pesados en las aguas de riego, los cuales dependen del tipo de suelo; se resumen en el cuadro 8.

- d) La concentración de organismos coliformes (1 000 NMP / 100 ml) en agua de riego de cultivos de hortalizas y legumbres que serán consumidos crudos como son: lechuga, rábano, coliflor, cebolla, zanahoria, tomate, etc.

Los principales parámetros que establecen la calidad del agua para uso agrícola y sus correspondientes límites recomendables, se presentan en el cuadro 9 y en el 10 se muestran los límites recomendados de salinidad en el agua de riego, de acuerdo a la textura del suelo, la tasa de infiltración y el nivel freático.

• Criterios de calidad para uso recreativo

Los requerimientos de calidad de agua para uso recreativo se presentan en el cuadro 11 y se aprecia que las condiciones que debe reunir el agua usada en contacto directo, son estrictas con el fin de evitar infecciones intestinales, en la piel, ojos, nariz, boca, etc.

Para la navegación y estética, los requisitos de calidad del agua son similares a los de contacto directo, siendo más tolerante en el contenido de detergente, grasas y aceites y turbiedad.

• Criterios de calidad de agua para uso industrial

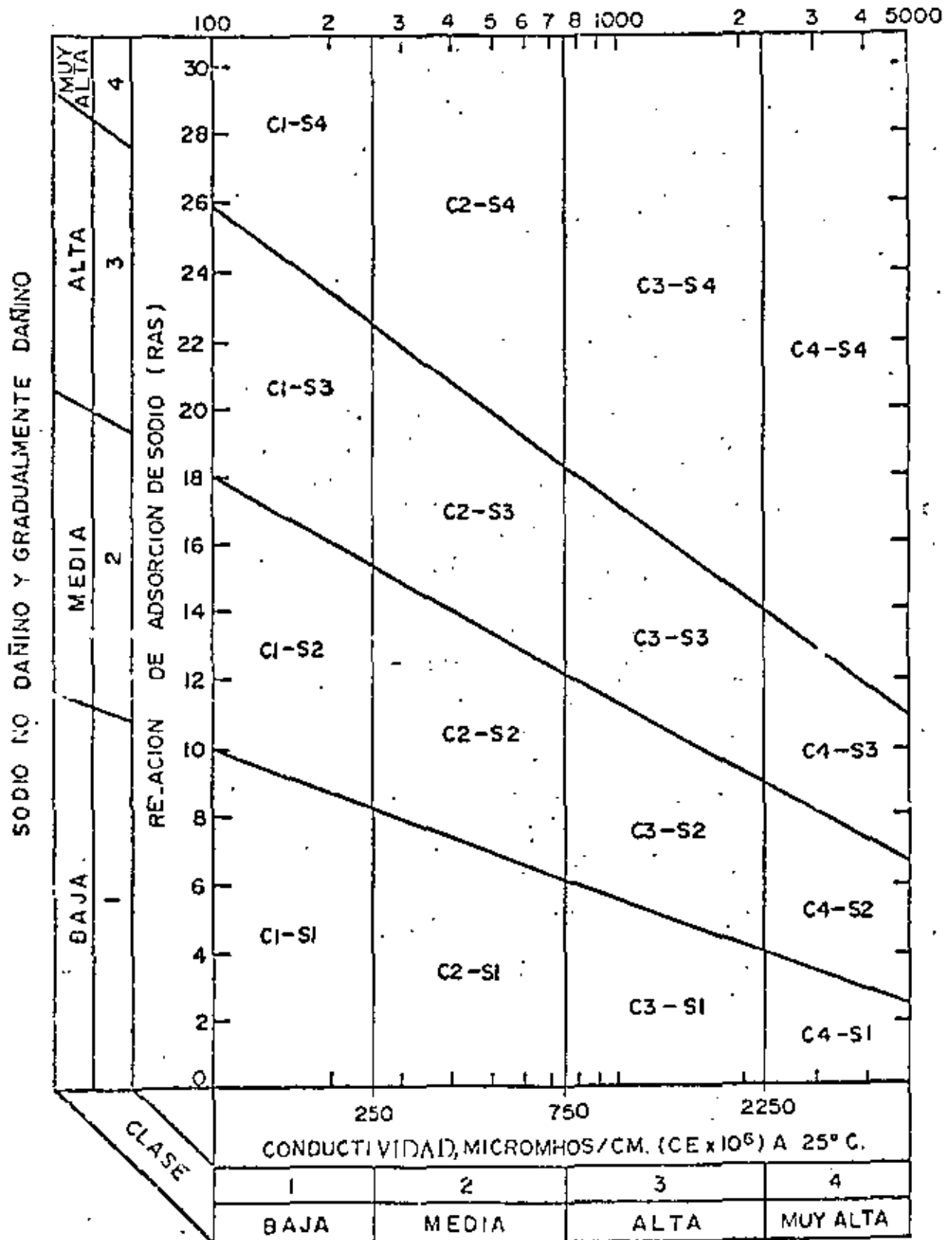
En el área metropolitana de la Ciudad de México, se concentra alrededor del 43.6 por ciento de la producción industrial del sector manufacturero del país; los principales grupos industriales consumidores de agua son: papel y celulosa, productos químicos, alimentos, textiles, hierro y acero y minerales no metálicos, que representan el 71% de la demanda industrial

actual de agua en el Valle de México.

Los principales usos del agua en la industria son: sistemas de generación de vapor, de enfriamiento, proceso, servicios generales, riego de áreas verdes y consumo humano. Gran parte del agua requerida por la industria es utilizada en la generación de vapor y los requisitos de calidad de la misma dependen del tipo de sistema aplicado, ya sea de baja, media ó alta presión, así como servicios eléctricos que requieren de vapor a presiones mayores de 105 kg/cm^2 . Los criterios de calidad aplicables a esta actividad se presentan en el cuadro 12, en el cual aprecia que conforme aumenta la presión de vapor, los requisitos de calidad del agua se tornan más estrictos en cuanto a la cantidad de componentes presentes en el agua. El cuadro 13 resume los requerimientos de calidad del agua utilizada en sistemas de enfriamiento, los cuales varán dependiendo si se trata de agua de un solo paso o es de repuesta para la recirculación, pudiendo ser en ambos casos agua dulce o salmuera, si el contenido de sólidos es superior a $1\ 000 \text{ mg/l}$.

Los requisitos de calidad del agua para proceso son muy variados y dependen del tipo de producto que se genera en una planta industrial; normalmente cuando el agua solo se use como material inerte, es suficiente con que cumpla los requisitos de potabilidad, pero si forma parte integrante de una reacción química, generalmente se requiere agua desmineralizada. La industria farmacéutica y la alimenticia utiliza agua de calidad superior a la potable; en el cuadro 14 se presentan los requisitos de calidad para el agua de proceso de las principales industrias asentadas en el área metropolitana de la Ciudad de México.

Fig. 2 Calidad del agua de riego en función de la relación de adsorción de sodio (RAS).



SALINIDAD NO DAÑINA Y GRADUALMENTE DAÑINA

NORMAS MEXICANAS DE CALIDAD
PARA AGUA POTABLE *

"Se considera agua potable a toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a salud, para la cual deberá llenar los requisitos siguientes:

Caracteres Físicos:

De preferencia, la turbiedad del agua no excederá del número 10 (diez) de la escala de sílice, y su color del número 20 (veinte) de la escala de platino cobalto. El agua será inodora y de sabor y temperatura agradables.

De no poderse cumplir con los requisitos anteriores, se admitirán aquellos caracteres físicos que sean tolerables para los usuarios, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde los puntos de vista bacteriológico y químico.

Caracteres Químicos:

Un pH de 6.0 a 8.0 para aguas naturales no tratadas.
Para aguas tratadas o sometidas a su proceso químico, se aplicarán las normas especiales de la fracción IV.

Un contenido por millón de elementos iónicos y sustancias que a continuación se expresan:

Nitrógeno (N) amoniacal, hasta	0.50
Nitrógeno (N) proteico, hasta	0.10
Nitrógeno (N) de nitritos (con análisis bacteriológico aceptable), hasta	0.05
Nitrógeno (N) de nitrato, hasta	5.00
Oxígeno (O), consumido en medio ácido, hasta	3.00
Oxígeno (O), consumido en medio alcalino, hasta	3.00
Sólidos totales de preferencia hasta 500, pero tolerándose hasta	1,000
Alcalinidad total, expresada en CaCO ₃ , hasta	400
Dureza total, expresada en CaCO ₃ , hasta	300
Dureza permanente o de no carbonatos, expresada en CaCO ₃ , en aguas naturales de preferencia hasta	150
Cloruros expresados en Cl, hasta	250
Sulfatos expresados en SO ₄ , hasta	250
Magnesio, expresado en Mg, hasta	125
Cinc, expresado en Zn, hasta	15.00
Cobre, expresado en Cu, hasta	3.00
Fluoruros, expresados en F, hasta	1.5
Hierro y manganeso, expresados en Fe y Mn, hasta	0.30
Plomo, expresado en Pb, hasta	0.10

Arsénico, expresado en As, hasta	0.0
Selenio, expresado en Se, hasta	0.0
Cromo, hexavalente, expresado en Cr, hasta	0.0
Compuestos fenólicos, expresados en fenol, hasta	0.0
Cloro libre, en aguas cloradas, no menos de	0.2
Cloro libre, en aguas sobre cloradas, no menos de 0.20 ni más de	1.0

I. Caracteres Bacteriológicos:

El agua estará libre de gérmenes patógenos procedentes de contaminación fecal humana.

Se considerará que una agua está libre de esos gérmenes cuando la investigación bacteriológica dé como resultado final:

- Menos de veinte (20) organismos de los grupos coli y coliformes por litro de muestra, definiéndose como organismos de los grupos coli y coliformes todos los bacilos no esporógenos, Gram negativos, que fermenten el caldo lactosado con formación de gas.
- Menos de doscientas (200) colonias bacterianas por centímetro cúbico de muestra, en la placa de agar incubada a 37°C por 24 horas.
- Ausencia de colonias bacterianas licuantes de gelatina, cromógenas o fétidas, en la siembra de un centímetro cúbico de muestra, en gelatina incubada a 20° por 48 horas.

IV. Las aguas tratadas químicamente para clarificación o ablandamiento, satisfarán tres requisitos siguientes:

- La alcalinidad a la fenolftaleína calculada como CaCO₃ será menor de 15 partes por millón, más 0.4 veces la alcalinidad total, con un pH inferior a 10.6.
- La alcalinidad de carbonatos normales será menor de 120 partes por millón, por la cual la alcalinidad total, en función del pH, estará limitada según la escala siguiente:

Valor del pH	Alcalinidad total máxima expresada en CaCO ₃
8.0 a 9.6	400
9.7	340
9.8	300
9.9	260
10.0	230
10.1	210
10.2	190
10.3	180
10.4	170
10.5 a 10.6	160

- La alcalinidad total no excederá a la dureza total en más de 35 mg. por litro o partes por millón, ambas calculadas como CaCO₃.

* Normas de Calidad del Agua Potable de la Secretaría de Salubridad y Asistencia.

CUADRO 1

REQUISITOS DE CALIDAD FISICA DEL AGUA PARA USOS POTABLE

Criterio Parámetro	Secretaría de Salubridad y Asistencia, 1953		Servicio de la Salud Pública de losEUA 1962		Organización Mundial de la Salud, Intern., 1972		Objetivos para el agua de calidad potable recomendados por la AWWA, 1968
	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado	Límite máximo	
Color, unidades Pt Co	20	---	15	---	5	50	<3
Olor, número umbral	Inodora	---	3 Inofensivo	---	Inodora	Inodora	Inodora
Residuo: (Sólidos)							
Filtrable, mg/l	---	---	500	---	---	---	<200
No filtrable, mg/l	---	---	---	---	---	---	Virtualmente exento de suspensiones
Total, mg/l	500	1000	---	---	500	1500	
Sabor	Agradable	---	Inofensivo	---	Ninguno rechazable	---	Ninguno rechazable
Turbiedad, unidades UT	10	---	5	---	5	5	<0.1

CUADRO 7
ESTÁNDARES BACTERIOLÓGICOS MÁXIMOS PERMISIBLES

<p>Escritorio de Salud Pública de los E.U.A., 1962</p> <p>Agua del sistema de distribución</p>	<p>Técnica de dilución</p> <p>3 porciones de 10 ml.</p>	<p>1.- De todas las porciones examinadas cada día, no más del 10 por 100 debe haber la presencia de bacterias coliformes fecales más probable (MP) por 100 ml.</p> <p>2.- De todas las muestras examinadas cada día, no por consecutivos sucesos en el mismo punto, no más del 3 por 100 de las muestras debe haber la presencia de bacterias coliformes en 3 a más de las 3 porciones examinadas.</p>
<p>Secretaría de Salud y Asistencia</p>	<p>Técnica de filtro de membrana basado en el empleo de 20, 100, 200 y 500 ml.</p>	<p>1.- El número medio máximo de bacterias coliformes de todas las muestras de cualquier punto en una cualquiera de las muestras de cualquier día.</p> <p>2.- El número de coliformes por muestra en cada muestra a 3 por 50 ml, 4 por 100 ml, 7 por 200 ml y 13 por 500 ml en dos muestras consecutivas de cualquier muestra en el mismo punto, el número en 100 de todas las muestras examinadas.</p>
<p>Organización Nacional de la Salud, 1973</p>	<p>Técnica de dilución</p> <p>3 porciones de 10 ml.</p>	<p>1.- En el 95% de las muestras de bacterias fecales examinadas, no debe haber más de 100 MP por 100 ml de agua potable. 2.- Ninguna de las muestras debe ser superior a 10. 3.- Ninguna de las muestras examinadas debe tener un número de bacterias fecales más probable (MP) 100 ml de agua potable de 1 a 100. 4.- En el momento en que las muestras son examinadas, no debe haber más de 100 MP de bacterias fecales por 100 ml de agua potable en una muestra individual de cualquier punto.</p>
<p>Agua potable</p>	<p>Técnica de filtro de membrana, 100 ml.</p>	<p>1.- La media aritmética del número de bacterias coliformes de todas las muestras examinadas a lo largo del año no será superior a 1 por 100 ml.</p> <p>2.- El número de coliformes por muestra no será superior a 4 por 100 ml en dos muestras consecutivas examinadas en 10 por 100 de todas las muestras examinadas durante el año.</p>
<p>Agua sin beber</p>	<p>Técnica de dilución</p> <p>3 porciones de 10 ml.</p>	<p>1.- En el 95% de las muestras de agua potable, el número más probable (MP) de coliformes debe ser menor de 10. Ninguna de las muestras debe ser superior a un número probable (MP) 100 ml de agua potable de 30. 3.- Menos del 4% del número de organizaciones coliformes debe ser superior a 10. 4.- No deberá haber más de 2 muestras consecutivas con un agua más probable (MP) 100 ml de coliformes superior de 10. 5.- Si el agua más probable (MP) 100 ml de bacterias coliformes lo que conviene haber más de 30 debe ser completo (a menos que se indique lo contrario) al momento de la muestra. 6.- En el momento en que dos muestras consecutivas presenten resultados de número más probable (MP) 100 ml de coliformes de 10, de todas las muestras una o más muestras tendrán bacterias.</p>
<p>Agua sin beber</p>	<p>Técnica de filtro de membrana, 100 ml.</p>	<p>1.- La media aritmética del número de bacterias coliformes de todas las muestras examinadas a lo largo del año no será superior a 10 por 100 ml.</p> <p>2.- El número de coliformes no será superior a 30 por 100 ml en dos muestras consecutivas examinadas. Coliformes totales. No más del 40 por 100 del índice de coliformes será consecuencia por bacterias coliformes fecales.</p>
<p>Recomendaciones por la ANSA, 1964</p> <p>Agua del sistema de distribución</p>	<p>Técnica de dilución</p> <p>3 porciones de 10 ml.</p>	<p>De organizaciones locales.</p>
<p>Agua del sistema de distribución</p>	<p>Técnica de filtro de membrana, 100 ml.</p>	<p>De organizaciones locales.</p>

En caso de la técnica de filtro de membrana.
Para las normas de salud bacteriológica para agua del sistema de distribución de agua de 1973, cualquier lo siguiente en el curso del año, el 95% de las muestras de bacterias fecales debe ser menor de 100 MP, ninguna muestra de cualquier E. coli en 100 ml, ninguna muestra de bacterias fecales más probable (MP) de 10 por 100 ml de agua potable, ninguna muestra de bacterias fecales más probable (MP) de 10 por 100 ml de agua potable.

CUADRO 3

ESTANDARES QUÍMICOS SOBRE CALIDAD DEL AGUA

S u b s t a n c i a	Secretaría de Salubridad y Asistencia (SSA)		Servicio de Salud Pública de los E. U. A., 1962		Organización Mundial de la Salud (OMS), 1972		Asociación Americana de Obras Hidráulicas (AWWA), 1958
	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado
Potencial hidrógeno	6.0 - 8.0	10.6 ⁽¹⁾	---	---	7.0 - 8.5	6.5 - 9.2	---
Alcalinidad total, mg/l (como CaCO ₃)	---	400	---	---	400	1000	---
Dureza total, mg/l, (como CaCO ₃)	---	300	---	---	100 ⁽²⁾	500	80 - 100
Cloruros, mg/l Cl ⁻	---	250	250	---	200	600	---
Fluoruros, mg/l F ⁻	---	1.5	0.8 - 1.7	1.4 - 2.4	0.8 ⁽³⁾	1.3 ⁽³⁾	---
Sulfatos, mg/l SO ₄ ²⁻	---	250	250	---	200	400	---
Nitratos, mg/l NO ₃ ⁻	---	5.0	45	---	---	45	---
Cl ₂ residual libre, mg/l	0.2	1.0	---	---	---	---	---
Nitrógeno amoniacal, mg/l N	---	0.5	---	---	---	0.5	---
Nitrógeno proteico, mg/l N	---	0.10	---	---	---	---	---
Nitrógeno de nitritos, mg/l, N	---	0.05	---	---	---	---	---
Oxígeno consumido en medio ácido, mg/l O ₂	---	3.0	---	---	---	---	---
Oxígeno consumido en medio alcalino, mg/l O ₂	---	3.0	---	---	---	---	---
Calcio, mg/l Ca	---	---	---	---	75	200	---
Magnesio, mg/l Mg	---	125	---	---	30 ⁽⁴⁾	150	---
Hierro, mg/l Fe	---	0.3	0.3	---	0.10	1.0	< 0.05
Manganeso, mg/l Mn	---	0.3	0.05	---	0.05	0.5	< 0.01
Cobre, mg/l Cu	---	3.0	1.0	---	0.05	1.5	< 0.2
Aluminio, mg/l Al	---	---	---	---	---	---	< 0.05
Plata, mg/l Ag	---	---	---	0.05	---	---	---
Cinc, mg/l Zn	---	15.0	5.0	---	5.0	15.0	1.0
Plomo, mg/l Pb	---	0.10	---	0.05	---	0.1	---
Arsénico, mg/l As	---	0.05	0.01	0.05	---	0.05	---
Selenio, mg/l Se	---	0.05	---	0.01	---	0.01	---
Cromohexav., mg/l Cr	---	0.05	---	0.05	---	0.05	---
Cianuro, mg/l CN	---	---	0.01	0.2	---	0.05	---
Cadmio, mg/l Cd	---	---	---	0.01	---	0.01	---
Bario, mg/l Ba	---	---	---	1.0	---	1.0	---
SAAM (Detergentes) mg/l	---	---	0.5	---	0.2	1.0	0.2
Extracto de carbono con cloroformo, mg/l CCE	---	---	0.2	---	0.2	0.5	0.04
Fenoles, mg/l	---	0.001	0.001	---	0.001	0.002	---

(1) Depende del valor de alcalinidad.

(2) Si la dureza es muy inferior, el agua puede tener otros inconvenientes como por ejemplo, la disolución de metales pesados de las tuberías. 1 meq/l de ión productor de dureza = 50 mg CaCO₃/l = 5.0 grados franceses de dureza = 2.8 (aprox.) grados alemanes de dureza = 3.5 (aprox.) grados ingleses de dureza.

(3) Para un promedio anual de temperatura máxima del aire de 14.7 a 17.6° C.

(4) O menos si hay 250 mg/l de sulfato; si la concentración de sulfato es inferior puede permitirse hasta 150 mg/l.

CUADRO 4

ESTANDARES RADIOLOGICOS DE LA CALIDAD DEL AGUA

S u b s t a n c i a	U.S. Public Health Service, 1962 Límites recomendados <i>μμ c/l</i>	Organización Mundial de la Salud, Intern., 1972 Límites propuestos provisionalmente <i>PCi/l</i>	Objetivos para el agua de calidad potable recomendados por la AWWA, 1968 <i>μμ c/l</i>
Radio 226 (Ra ²²⁶)	3	3	---
Estroncio 90 (Sr ⁹⁰)	10	30	---
Actividad beta total	1000	30	< 100

Nota: *μμ c/l* = Micro-microcuries por litro.

PCi/l = Picocuries por litro.

Concentraciones máximas permitibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán¹ de normas para agua potable, al reglamento francés², al reglamento de la OMS³ europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos⁴ y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia⁵.

BSA	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)							Generalidades				
		F.W.V (1) (1975)		F.R (2) (1971)		W.H.O (3) (1972)		U.S.P.H.S (4) (1962)		CSN (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. ^(a)	Esp. ^(b)	Adm.	Res. ^(c)	Adm.	Rec.	Permi. ^(d)	Permisible				
0.10	Substancias tóxicas Plomo	0.04	-	0.1	-	0.1	-	0.05	0.1	Aguas sin circulación en tanques y condensas. Pre-misa para solubilidad: baja acidez, presencia de oxígeno y dureza de nitratos baja.	Veneno acumulativo. Ataca los huesos. Peligro de anemia en grandes concentraciones.	En algunos Edo. de Alemania están prohibidas las tuberías de plomo (Mutterbergtelissen, Niedersachsen).	
0.05	Asbúlico	0.04	-	0.05	-	0.05	0.01	0.05	0.05	Aguas naturales estancadas, aguas servidas de industrias de fibras, insecticidas, celulosa (Presente en peces)	Substancias cancerígenas; 0.12g. son mortales. Apretamiento en manos y pies, pigmentación de la piel limitación... alta tensión nerviosa y disturbios circulatorios	El asbúlico no es absorbido por el intestino. La estomacal muestra intoxicaciones crónicas.	
0.05 0.05	Selenio Como hexavalente	0.004 0.05	-	0.05	-	0.01	-	0.01 0.05	0.05 inadmisible	Industria siderúrgica, de celulosa, desperdicios del curtido de piel.	Ingr. imparte sabor, color. En grandes concentraciones daña los riñones y los intestinos.		

Concentraciones máximas permitibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán¹ de normas para agua potable, al reglamento francés², al reglamento de la OMS³ europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos⁴ y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia⁵.

SSA	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)							Generalidades				
		F.W.V (1) (1975)		F.R (2) (1971)		W.H.O (3) (1972)		U.S.P.H.S (4) (1962)		CSN (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. ^(a)	Esp. ^(b)	Adm.	Res. ^(c)	Adm.	Rec.	Permi. ^(d)	Permisible				
---	Mercurio	0.004	-	0.001	-	0.001	-	-	-				
---	Plata	-	-	-	-	-	-	0.05	-				
---	Cianuro	0.05	-	-	-	0.05	0.01	0.2	Inadmisible	Industria siderúrgica (Galvanocrecimiento) formación de HCN.	250 mg/l tales piraciones intracelular por 1mg HCN/kg de peso del cuerpo; 0.001 mg/l límite tolerable de clor		
---	Cadmio	0.005	-	-	-	0.01	-	0.01	Inadmisible	Industria siderúrgica (Galvanocrecimiento) industria de celulosa y de fotografía	Se acumula en el cuerpo, provoca vómitos	Están prohibidos los recipientes con cadmio en la industria de alimentos	
---	Bario	-	-	-	-	-	-	1.0	Inadmisible				
---	Substancias dañinas a la salud y que afectan el sabor	-	-	-	-	-	-	-	-				
---	Sólidos totales	-	-	-	-	-	500	-	-				

Continuación cuadro 3.

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán ¹ de normas para agua potable, al reglamento francés ² , al reglamento de la OMS ³ europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos ⁴ y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia ⁵ .														
S.S.A.	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)							Generalidades					
		TWA (1) (1975)		FR (2) (1971)		WHO (3) (1972)		U.S.P.H.S.D. (1963)		CNS (5) (1964)		Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. ^(a)	Esp. ^(b)	Adm.	Rec. ^(c)	Adm.	Rec.	Adm. ^(d)	Permisible					
0.30	Hierro	-	-	0,2	-	0,1	0,05	-	-	0,3	Aguas subterráneas, aguas residuales, tuberías.	No hay daños graves al organismo. Imparte sabor, coloración de pozos y filtros. Daños a la industria de fabricación de papel e industria lechera.	Concentraciones mayores de 0,1 mg/l producen incrustaciones e tuberías en presencia de bicarbonatos si hay formación de sustancias tóxicas solubles en sustancias in solubles de hierro hidrogenado.	
	Manganeso	-	-	0,01	0,01	0,05	0,01	-	-	0,1	Aguas subterráneas, aguas residuales.	Imparte sabor, color, daños a la industria del vidrio y celulosa.	Menor que 0,05 mg/l.	
3.00	Cobre	-	-	1,0	-	0,05	0,05	-	-	3,0	Planta de tratamiento de aguas residuales. Según informaciones geológicas existentes. pH: ligeramente soluble.	Sin problemas graves para la salud. 3 mg día como máximo en los riñones (trastorno en la formación de la sangre) 5-7 mg/l límite para el sabor, 1 mg/l CuSO ₄ combate la formación de algas en albercas.		

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán¹ de normas para agua potable, al reglamento francés², al reglamento de la OMS³ europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos⁴ y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia⁵.

S. S. A.	Parámetros	Concentraciones límites (mg/l)								Generalidades			
		T. W. V. (1) (1975)		F. R. (2) (1971)		W. H. O. (3) (1971)		U. S. P. H. S. (4) (1962)		C. N. S. (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. ³	Exp. ³	Adm.	Rec. ³	Adm.	Rec. ³	Adm.	Rec. ³	Permisible			
15.0	Cinc	2,0	-	5,0	-	5,0	1,0	-	5,0	Más de cinc (hasta 50 mg/l) tolerables en las industrias farmacéuticas e insecticidas. Raras veces en aguas superficiales, ya que se adhiere a los lodos.	Ligero envenenamiento para 675-2000 mg/l. Menor que 30 mg/l, coloración de las aguas al calentarlas. Cambia el sabor entre 0 y 20 mg/l, se forma una película ligera a partir de 5 mg/l.	De comprobarse que es sustancia cancerígena deberá restringirse su uso.	
---	Calcio	-	-	-	-	75	-	-	-				
125.0	Magnesio	-	-	125	-	30	-	-	125		Influye en el sabor y la dureza.		
0.001	Fenoles	-	-	-	-	0,001	0,001	-	-	Productos de la industria del gas, petróleo y desinfectantes, hospitales.	Para 0,05 mg/l se daña el sabor. A partir de 0,002 mg/l produce olores fétidos. Provoca molestias al estómago e intestinos.	La concentración límite no puede fijarse con exactitud, ya que en los análisis se usan sustancias fenólicas.	
250.0	Sulfatos	240	-	250	-	200	250	-	80 - 250				
---	Magnesio en sulfato de sodio	-	-	-	-	-	-	-	-				

Continuación cuadro 5

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán¹ de normas para agua potable, al reglamento francés², al reglamento de la OMS³ europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos⁴ y al reglamento de la oficina de normas de Ginebra⁵.

S S A	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)								Generalidades			
		T W V (1) (1975)		F R I Z (1971)		W H O (3) (1972)		U. S. P. H. S (4) (1962)		C N S (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. ²	Exp. ¹⁰	Adm.	Red. ⁷	Adm.	Rec. ⁸	Permisible	Permisible				
250.0	Cloruros	-	-	250	-	200	-	250	50		Límite para sabor 250 mg/l. 350 mg/l. provocada por reas, corrosión en tuberías de agua caliente.	No ha sido definida su obsolescencia para el intercambio iónico.	
1.5	Fluoruros	2,5	-	-	-	1,5	0,8 - 1,7(3)	1,6 - 3,4(3)	1,0	CaF ₂ - industria siderúrgica, del vidrio y obtención de aluminio. CaF ₂ - fluorita AlF ₃ . 3NaF - kriolita. CaF ₂ . 3Ca ₃ (PO ₄) ₂ - apatita.	Fluoruros > 400 mg/l. venenoso 4g son mortales. Mezclado con calcio es incrustante. Daña los dientes, la cara y las uñas. Para ingestión de 10-15 mg l produce osteosclerosis.	Parajóvenes es suficiente 1,5 mg/l para combatir la caries. Dependiente de la temperatura.	
0.5	Amoníaco	-	-	-	-	0,5	-	-	0,5	Formaciones geológicas con capas de fodo orgánico descompuesto.	Crecimiento de organismos, corrosión, problemas en la cloración.	Para concentraciones fluctuantes indicador de contaminación.	
5.0	Nitratos	90	-	-	-	-	45	-	50(4)	Formaciones geológicas.	Formación de metemoglobina en niños de 1 a 3 meses. Evitar alimentos con feldocitrato.	Concentración máxima en la alimentación de bebés 15 mg/l	

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán¹ de normas para agua potable, al reglamento francés², al reglamento de la OMS³ europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos⁴ y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia⁵.

S.S.A.	Parámetro	Concentraciones Límite (mg/l)							Generalidades				
		F.W.V. (1) (1975)		F.R. (2) (1971)		W.H.O. (3) (1972)		U.S.P.H.S. (4) (1962)		C.N.S. (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. ^(a)	Esp. ^(b)	Adm.	Rec. ^(c)	Adm.	Rec.	Max. ^(d)	Permisible				
---	Fosfatos	-	-	-	-	-	-	-	1	Aguas negras (anfitoxas).	Fosfatos condensados no aceptables en aguas potables. Abandonan el cuerpo por la orina.	Fosfatos condensados en el agua potable no son absorbidos por el cuerpo.	
---	Acido sulfúrico	-	-	-	-	-	-	-	Inadmisible	Descomposiciones orgánicas, fábricas de azúcar.	Actúa igual que el cloruro. Bloquea las células respiratorias.		
---	CO ₂ libre	-	-	-	-	-	-	-	-		Corrosión, soluble en metales.		
---	Oxígeno	-	-	-	-	-	-	-	-			Mayor que 6 mg/l protección contra la incrustación.	
---	Dureza de carbonatos (calcio, magnesio, compuestos hidrogenados)	-	-	-	-	-	-	-	-	A través de carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio.		Necesaria una protección contra incrustación. Durezas temporales y permanentes.	
---	Dureza de no carbonatos.	-	-	-	-	-	-	-	-	A través de sulfatos, cloruros, nitratos, fosfatos, silicatos de calcio y magnesio.			

Concentraciones máximas permitidas de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán¹ de normas para agua potable, al reglamento francés², al reglamento de la OMS³ europea, al reglamento del Servicio de Salud Pública de los Estados Unidos⁴ y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia⁵.

S.S.A.	Parámetro	Concentraciones (mg/l)							Generalidades				
		F.W.V. (1) (1975)		F.R. (2) (1971)		W.H.O. (3) (1972)		U.S.P.H.S. (4) (1962)		C.N.S. (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. ^(a)	Esp. ^(b)	Adm.	Rec. ^(c)	Adm.	Rec.	Perm. ^(d)	Permisible				
300.0	Dureza total	-	-	30 ^(e)	-	100 ⁽⁵⁾	-	-	-	Adición de durezas	Incrustación de tuberías, consumo excesivo de jabones y jabonaduras.	Referido a CaCO ₃ óptimo 100 mg/l CaCO ₃ , óptimo 8-12; 2.9-4.3 mval/l límite 2-40 ⁷ 0.7-14.3 mval/l	
---	Detergentes	-	-	-	-	-	0.5	-	-	Jabones y desinfectantes.	Predomina la tensoactividad catiónica (también como desinfectante de sustancias tóxicas como aniones.	Descomposición tensoactiva ligera en gran parte en el suelo.	
---	Aromáticos, polifenólicos y ácidos carbónicos.	0.00025	-	-	-	-	-	-	-	1) Fluorantes 2) 3-4 Benz fluorantes. 3) 1,1,2 Benz fluorantes. 4) 3, 4 Benz pirenos. 5) 1, 1,2 Benz peripirenos. 6) Indeno (1, 2, 3) pirenos.	Productores de cáncer.		
---	Pesticidas. a) Insecticidas	-	-	-	-	-	-	-	-	Organos clorados	Daños directos al contacto.		

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán¹ de normas para agua potable, al reglamento francés², al reglamento de la OMS³ europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos⁴, y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia⁵.

S.S.A.	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)							Generalidades				
		T.W.V.(1) (1975)		F.R.G. (1971)		W.H.O.(2) (1972)		U.S.P.H.S.(4) (1962)		C.N.S.(5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. ^(a)	Esper. ^(b)	Adm.	Rec. ^(c)	Adm.	Rec.	Máximo Perm. ^(d)	Permisible				
---	b) Insecticidas stremáticos.	-	-	-	-	-	-	-	-	Uniones orgánicas fosfóricas	Daños por intoxicación de insecticidas en las plantas.		
---	c) Herbicidas	-	-	-	-	-	0,2	-	-	Derivados de ácidos fenólicos halogenados.			
---	d) Carbamatos	-	-	-	-	-	-	-	-	Insecticidas y fungicidas.			

- (a) Admisible.
- (b) Esperado.
- (c) Recomendado.
- (d) Máximo permisible.

CUADRO 6

CLASIFICACION DE LAS AGUAS PARA RIEGO POR EL CONTENIDO DE SALINIDAD Y SODIO

Clasificación	A p l i c a c i ó n
Salinidad baja (C1)	Puede usarse para riego de la mayor parte de los cultivos y en casi cualquier tipo de suelo con muy poca probabilidad de que se desarrollen problemas de salinidad. Si el suelo necesitara algún lavado, éste se logra en condiciones normales de riego, excepto cuando se trata de suelos de muy baja permeabilidad.
Salinidad media (C2)	Puede usarse siempre y cuando haya un grado moderado de su uso. En casi todos los casos y sin necesidad de prácticas especiales de control de salinidad, se pueden desarrollar las plantas moderadamente tolerantes a las sales.
Salinidad alta (C3)	No puede usarse en suelos cuyo drenaje sea deficiente. Aún con drenaje adecuado se pueden necesitar prácticas especiales de control de la salinidad, debiendo por lo tanto, seleccionar únicamente aquellas especies vegetales muy tolerantes a las sales.
Salinidad muy alta (C4)	No es propia para riego bajo condiciones ordinarias, pero puede usarse ocasionalmente en circunstancias muy especiales. Los suelos deben ser permeables y el drenaje adecuado, debiendo aplicarse un exceso de agua para lograr un buen lavado; en este caso se deben seleccionar cultivos altamente tolerantes a las sales.
Agua baja en sodio (S1)	Puede usarse para riego en la mayoría de los suelos con poca probabilidad de alcanzar niveles peligrosos de sodio intercambiable. No obstante, los cultivos sensibles como algunos frutales y aguacates, pueden acumular cantidades perjudiciales de sodio.
Agua media en sodio (S2)	En suelos de textura fina el sodio representa un peligro considerable, más aún si dichos suelos poseen una alta capacidad de intercambio de cationes, especialmente bajo condiciones de lavado deficiente, a menos que el suelo contenga yeso. Estas aguas solo pueden usarse en suelos de textura gruesa o en suelos orgánicos de buena permeabilidad.
Agua alta en sodio (S3)	Puede producir niveles tóxicos de sodio intercambiables en la mayor parte de los suelos, por lo que estos necesitarán prácticas especiales de manejo (buen drenaje, fácil lavado y adiciones de materia orgánica).

Ref.: Reñiso del agua en la agricultura, la industria, los municipios y en la recarga de acuíferos. Subsecretaría de Planeación, SRH, Enero de 1975.

CUADRO 7

REQUISITOS DE CALIDAD DE AGUA PARA RIEGO EN FUNCION DEL
CONTENIDO DE BORO

Clases de agua para riego	Contenido de boro, mg/l		
	Tipo de suelo		
	Sensible (frutales, nueces, frijol, etc.)	Semitolerante (cereales, vegetales, algodón, etc.)	Tolerante (alfalfa, remolacha, esparrago, etc.)
Excelente	0.33	0.67	1.0
Buena	0.33 - 0.67	0.67 - 1.33	1.0 - 2.0
Permisible	0.67 - 1.0	1.33 - 2.0	2.0 - 3.0
Dudosa	1.0 - 1.25	2.0 - 2.5	3.0 - 3.75
Inadecuada	> 1.25	> 2.5	> 3.75

Ref. : Uso Agrícola de las Aguas Negras, Publicación Septiembre de 1970 de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, S.R.H.

CUADRO 8

REQUISITOS DE CALIDAD DE AGUA PARA RIEGO EN FUNCION
DE DIVERSOS METALES

Elemento	Uso continuo en todo tipo de suelo (mg/l)	Uso en suelo de textura fina (mg/l)
Aluminio	1.0	---
Arsénico	1.0	10.0
Berilio	0.5	1.0
Boro	0.5	2.0
Cadmio	0.05	0.05
Cromo	5.0	20.0
Cobalto	0.2	10.0
Cobre	0.2	5.0
Litio	5.0	5.0
Manganeso	2.0	---
Molibdeno	0.005	0.05
Níquel	0.5	2.0
Plomo	5.0	20.0
Selenio	0.05	0.05
Vanadio	10.0	10.0
Cinc	5.0	10.0

Ref.: Reúso del agua en la agricultura, la industria, los municipios y en la recarga de acuíferos. Subsecretaría de Planeación, SRH, Enero de 1975.

CUADRO 9.

REQUISITOS DE CALIDAD DE AGUA PARA USO AGRICOLA EN FUNCION
DE LA SALINIDAD

Condición del suelo	Salinidad potencial, meq/l		
	Recomendable	Poco recomendable	No recomendable
Textura pesada, baja velocidad de infiltración (0.5 cm/hr), nivel freático.	< 3.0	3.0 - 5.0	> 5.0
Textura media, velocidad de infiltración (2 cm/hr), nivel freático poco profundo.	< 5.0	5.0 - 10.0	> 10.0
Textura ligera, velocidad de infiltración alta (>2 cm/hr), nivel freático profundo.	< 7.0	7.0 - 15.0	> 15.0

Ref.: Instructivo para el muestreo, registro de datos e interpretación de la calidad del agua para riego agrícola, Colegio de Posgraduados ENA, Oscar Palacios V. y Everardo Aceves N.

CUADRO 10

REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA PARA USO AGRICOLA

Parámetro	Calidad del agua		
	Recomendable	Poco recomendable	No recomendable
Conductividad específica, mhos/cm.	250	250 - 750	>750
Salinidad potencial, meq/l	<3.0	3.0 - 15.0	>15.0
Carbonato de sodio residual, meq/l.	<1.25	1.25 - 2.5	>2.5
Boro, mg/l	<0.3	0.3 - 4.0	>4.0
Cloruros, meq/l	<1.0	1.0 - 5.0	>5.0
Relación de adsorción de sodio (RAS).	<10	10 - 18	>18

Ref.: Reúso del agua en la agricultura, la industria, los municipios y en la recarga de acuíferos.
 Subsecretaría de Planeación, SRH, Enero de 1975.

CUADRO 11

REQUISITOS DE CALIDAD PARA USO RECREATIVO

Determinación	Contacto directo		Navegación y estética	
	Umbral apreciable	Umbral limitante	Umbral apreciable	Umbral limitante
Coliformes, NMP/100 ml	1 000 (1)	(2)	---	---
Sólidos visibles originarios de aguas negras.	Ninguno	Ninguno	Ninguno	Ninguno
SAAM (Detergente), mg/l	1 (1)	2	1 (1)	5
Sólidos suspendidos, mg/l	20 (1)	100	20 (1)	100
Aceite y grasa flotante, mg/l	0 (1)	5	0	10
Grasa y aceites emulsionados, mg/l	10 (1)	20	20 (1)	50
Turbiedad (unidades en la escala de sílice)	10 (1)	50	20 (1)	(3)
Color (unidades platino cobalto)	15 (1)	100	15 (1)	100
Número de olor incipiente	32 (1)	256	32 (1)	256
Ambito de pH.	6.5 - 9.0	6.0 - 10.0	6.5 - 9.0	6.0 - 10.0
Temperatura máxima, °C	30	50	30	50
Transparencia (disco de Secchi), m.			6 (1)	(3)

- (1) Este valor no debe exceder de 20% en una serie de 20 muestras consecutivas o en ninguna de tres muestras consecutivas.
- (2) No se puede especificar concentración límite cuando se trate de evidencia epidemiológica, considerando que no es evidente contaminación fecal. "Umbral apreciable" representa el nivel al cual la gente empieza a notarlo o a quejarse. "Umbral limitante" es el nivel al cual el uso recreativo se prohíbe o se afecta seriamente.
- (3) Ninguna concentración que probablemente se encuentre en las aguas superficiales, impedirá su uso.

Referencia: Tomado del U.S. Department of Interior Federal Water Pollution Control Administration. Robert S. Kerr Research Center ADA, Oklahoma.

REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA PARA USO EN LA GENERACION DE VAPOR

Componente mg/l ó unidad indicada)	Agua de alimentación a caldera, calidad de agua interior a la adición de sustancias para acondicionamiento interno			
	I n d u s t r i a l			Servicios eléctricos 1500-5000 Psig
	Baja presión 0-150 Psig	Presión intermedia 150-700 Psig	Alta presión 700-1500 Psig	
Sílice (SiO ₂)	30	10	0.7	0.01
Aluminio (Al)	5	0.1	0.01	0.01
Hierro (Fe)	1	0.3	0.05	0.03
Manganeso (Mn)	0.3	0.1	0.01	(3)
Calcio (Ca)	(1)	(2)	(2)	(3)
Magnesio (Mg)	(1)	(2)	(2)	(3)
Amoníaco (NH ₄)	0.1	0.1	0.1	0.7
Bicarbonato (HCO ₃)	170	120	48	(3)
Sulfato (SO ₄)	(1)	(1)	(1)	(3)
Cloruro (Cl)	(1)	(1)	(1)	(3)
Sólidos disueltos	700	500	200	0.5
Cobre (Cu)	0.5	0.05	0.05	0.01
Cinc (Zn)	(1)	(2)	(2)	(3)
Dureza (CaCO ₃)	20	(2)	(2)	(2)
Acidez mineral libre (CaCO ₃)	(2)	(2)	(2)	(2)
Alcalinidad	140	100	40	(2)
pH unidades	8.0-10.0	8.2-10.0	8.2-9.0	8.8-9.2
Color unidades	(1)	(1)	(1)	(1)
Orgánicas:				
Sustancias activas al azul de metileno	1	1	0.5	(2)
Extracto de carbón en tetracloruro	1	1	0.5	(2)
Demanda química de oxígeno (O ₂)	5	5	0.5	(2)
Oxígeno disuelto (O ₂)	2.5	0.007	0.007	0.007
Temperatura (°F)	(1)	(1)	(1)	(1)
Sólidos suspendidos	10	5	(2)	(2)

(1) Aceptado como se recibe (si reúne las condiciones de sólidos totales, u otros valores límites) que nunca se han tenido problemas en concentraciones.

(2) Cero, no detectable para la planta.

(3) Controlado por tratamiento por otros constituyentes.

Nota: Aplicación de valores que deben ser basados sobre la parte 23 ASTM.

APHA, Métodos Estándar para el Examen de Aguas y Aguas de Desecho.

Ref.: Eloy Urroz J., Calidad de agua para diversos usos, recopilación bibliográfica, Secretaría de Recursos Hidráulicos.

3A

CUADRO 13

REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA PARA USO EN ENFRIAMIENTO

C o m p o n e n t e (mg/l ó unidad indicada)	Agua de un solo paso		Repuesto de agua para recirculación	
	Dulce	Salmuera*	Dulce	Salmuera*
Sílice (SiO ₂)	50	25	50	25
Aluminio (Al)	(1)	(1)	0.1	0.1
Hierro (Fe)	(1)	(1)	0.5	0.5
Manganeso (Mn)	(1)	(1)	0.5	0.02
Calcio (Ca)	200	420	50	420
Magnesio (Mg)	(1)	(1)	(1)	(1)
Amoníaco (NH ₄)	(1)	(1)	(1)	(1)
Bicarbonato (HCO ₃)	600	140	24	140
Sulfato (SO ₄)	680	2700	200	2700
Cloruro (Cl)	600	19000	500	19000
Sólidos disueltos	1000	35000	500	35000
Cobre (Cu)	(1)	(1)	(1)	(1)
Cinc (Zn)	(1)	(1)	(1)	(1)
Dureza (CaCO ₃)	850	6250	130	6250
Acidez mineral libre (CaCO ₃)	(2)	(2)	(2)	(2)
Alcalinidad (CaCO ₃)	500	115	20	115
Potencial hidrógeno, unidades	5.0 - 8.3	6.0 - 8.3	(1)	(1)
Color, unidades	(1)	(1)	(1)	(1)
Orgánicas:				
Sustancias activas al azul de metileno.	(1)	(1)	1	1
Extracto de carbón de tetracloruro	(3)	(3)	1	2
Demanda química de oxígeno (O ₂)	75	75	75	75
Oxígeno disuelto (O ₂)	(1)	(1)	(1)	(1)
Temperatura, °F	(1)	(1)	(1)	(1)
Sólidos suspendidos	5000	2500	100	100

* Salmuera, contiene más de 1000 mg/l de sólidos por definición del Censo de Manufacturas, 1963.

(1) Aceptado como se recibe, si reúne las condiciones de sólidos totales u otros valores límites y que nunca se han tenido problemas en concentraciones.

(2) Cero, no detectable para la prueba.

(3) Aceite no flotante.

Ref: Eloy Urroz J. Calidad de agua para diversos usos, recopilación bibliográfica Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1973.

CUADRO 1.4

REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA DE PROCESO DE LAS PRINCIPALES INDUSTRIAS
DEL VALLE DE MEXICO

Tipo de Industria	Turbiedad	Color	Dureza	Alcalinidad	pH	Sólidos disueltos totales	Fe y Mn
Papel y celulosa:							
Madera	50	20	180	--	--	---	1.0
Kraft	25	15	100	--	--	300	0.2
Sulfito	15	10	100	--	--	200	0.1
Papel liviano	5	5	50	--	--	200	0.1
Alimentos:							
General	10	--	---	--	--	---	0.2
Legumbres	10	--	25-75	--	--	---	0.2
Dulcerías	--	--	50	--	--	100	0.2
Panadería	10	10	---	--	--	---	0.5
Refrescos	2	10	250	50	--	850	0.3
Cervecería							
Clara	10	--	---	75	6.5-7	500	0.1
Obscura	10	--	---	150	7.0	1000	0.1
Hielo	1-5	5	---	30-50	--	300	0.2
Textiles:							
General	5	20	20				
Tinturas	5	5-20	20	--	--	---	0.25
Lavado de lana		70	20	--	--	---	1.0
Rayón:							
Producción	5	5	8	50	--	---	0.05
Fabricación	0.3	--	55	--	7.8-8.3	---	0.1
Plásticos transparentes	2	2	--	--	--	200	0.02
Lavanderías	--	--	50	--	--	---	0.2
Tenerías	20	10-100	50-185	133	8.0	---	0.2

Ref.: Eloy Urroz J. Calidad de agua para diversos usos, recopilación bibliográfica, Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1973.

3. Importancia de la calidad en los sistemas de abastecimiento

La elaboración de proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable debe considerar la calidad del agua ya que en ocasiones puede ser corrosiva o incrustante.

Se dice que una agua es estable químicamente cuando no se disuelve o deposita carbonato de calcio (CaCO_3) ^{1/}; así para que un agua sea estable, el carbonato de calcio en solución debe estar en equilibrio con la concentración de iones hidrógeno (pH). El equilibrio del ion carbonato (figura 3) es usualmente de interés cuando se manejan aguas naturales o tratadas para uso potable. En la figura se observa que los equilibrios están interrelacionados y que la actividad del ion hidrógeno está involucrada directamente en tres equilibrios e indirectamente en los otros dos.

^{1/} El carbonato de calcio es un indicador de la acidez, alcalinidad y dureza presentes en el agua.

El valor del pH al cual el agua alcanzará el equilibrio con los iones carbonato, bicarbonato y con el dióxido de carbono en solución, se conoce como pH de saturación. El agua a este valor de pH, no disolverá o depositará carbonato de calcio en la tubería, es decir no habrá corrosión o incrustación en la misma.

La diferencia entre el valor de pH medido en el agua y el valor de pH de saturación determinado, se denomina Índice de Saturación:

$$I_s = pH - pH_s$$

donde I_s = Índice de saturación

pH = Valor de pH medido en el agua

pH_s = Valor del pH de saturación

Un valor positivo del I_s es una indicación de que el agua se encuentra sobresaturada con $CaCO_3$ y lo depositará en la tubería, incrustándola, mientras que un valor negativo indica que el agua está insaturada y tenderá a disolver el $CaCO_3$ provocando corrosión en las líneas de conducción; en consecuencia si el valor de $I_s = 0$, indica que el agua estará en equilibrio con el $CaCO_3$ y será estable químicamente.

Las normas de calidad del agua potable de la República de Brasil, establecen que el índice de saturación puede tener valores de ± 1.0 como límites permisibles; por el contrario las recomendaciones de la Comunidad Europea de Naciones señalan que el índice debe ser cero. En la literatura técnica se recomiendan valores de I_s de ± 0.5 .

Existen otros parámetros de calidad que es importante su consideración como es el caso de sólidos sedimentables y suspendidos ya que pueden ocasionar azolves en las líneas de conducción y distribución de agua.

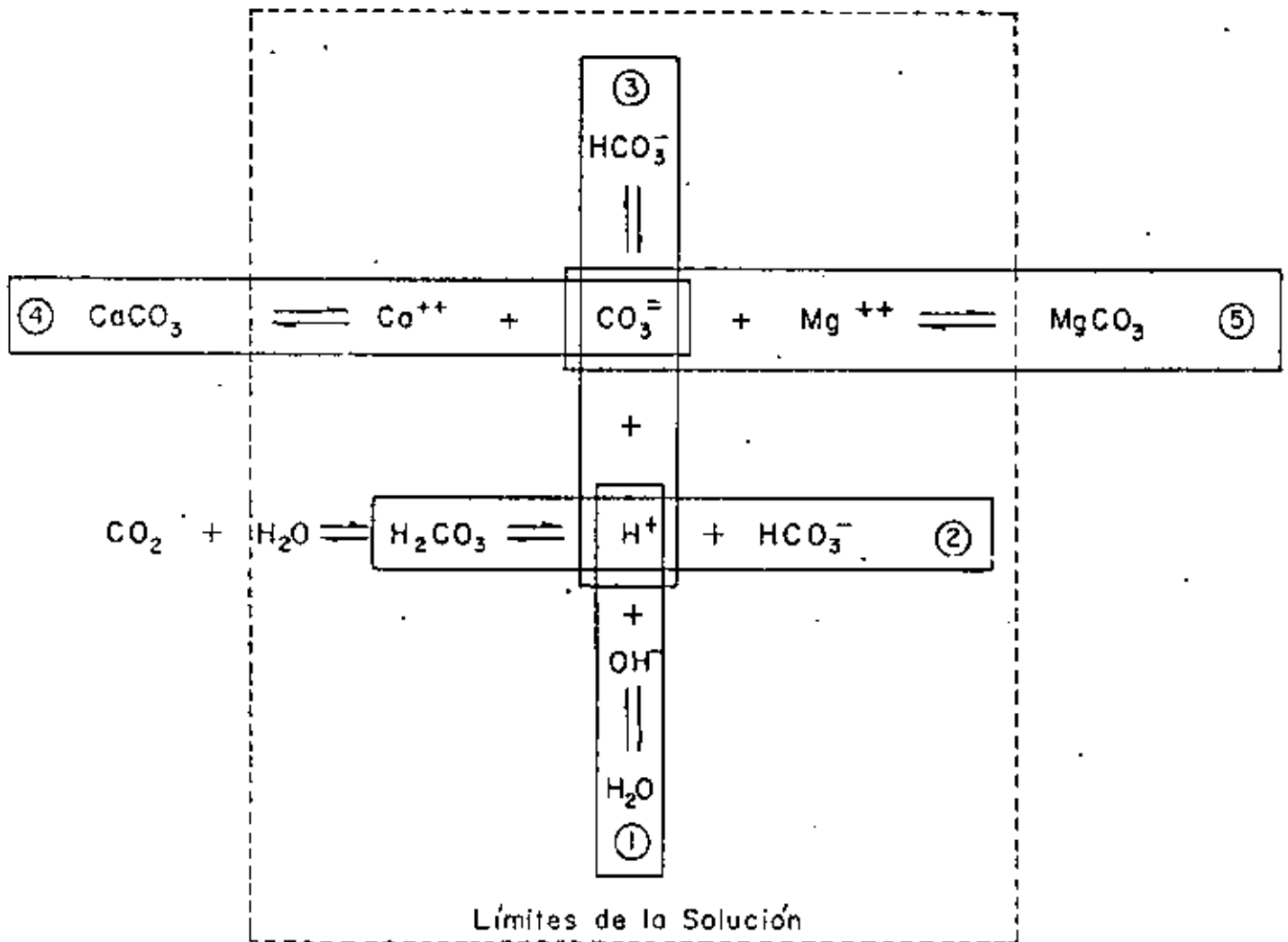


FIGURA 3

Equilibrio del ion carbonato en el agua saturada con CaCO_3 , MgCO_3 y CO_2 .

4. Factores que influyen en la calidad del agua por deficiencias en el diseño, operación y mantenimiento.

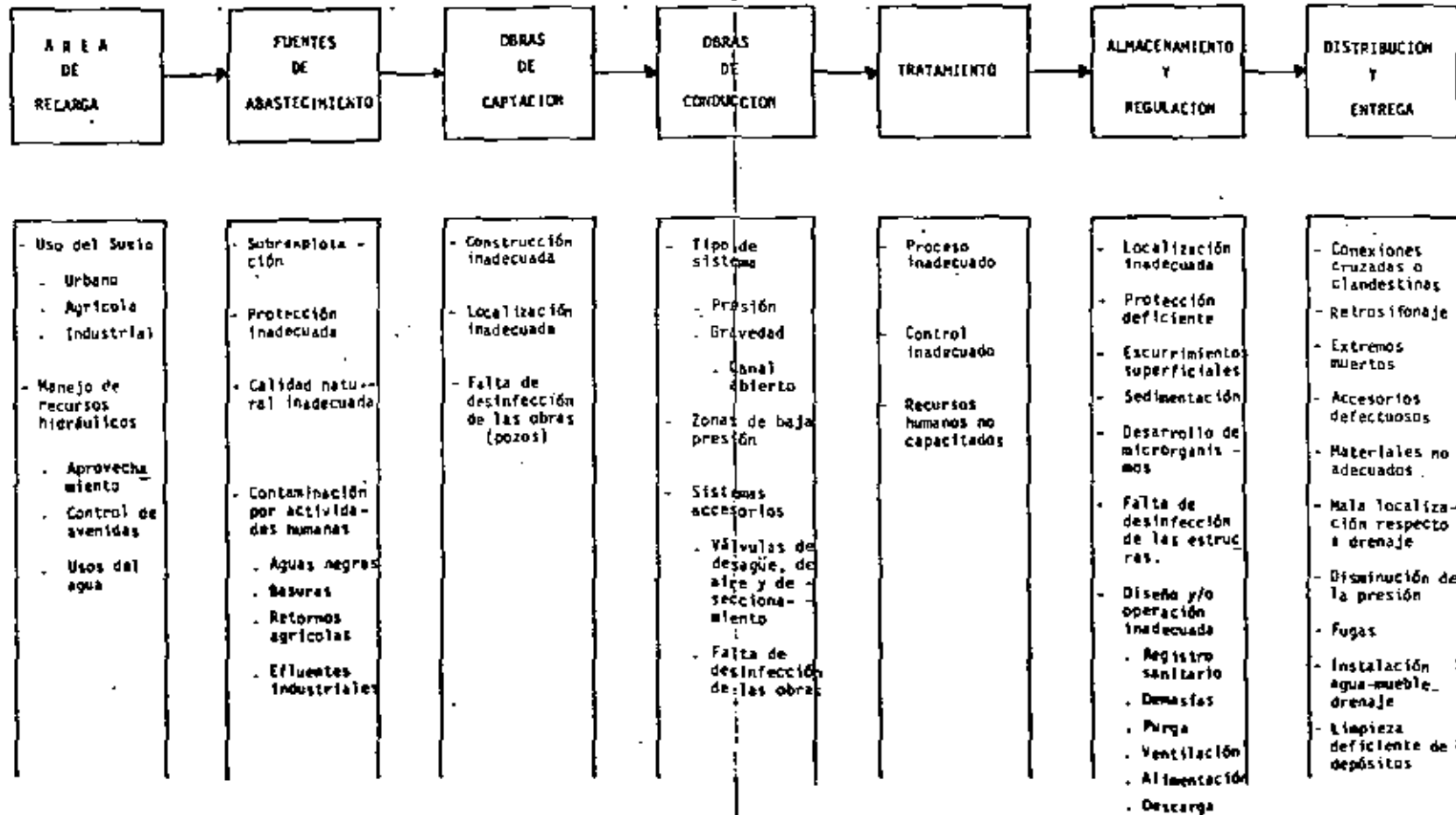
Existen gran cantidad de factores que pueden afectar la calidad del agua, desde la captación hasta la entrega, los cuales se pueden relacionar con tres tipos de actividades:

- . Diseño
- . Operación
- . Mantenimiento

En la figura 4 muestran los factores adversos que tienen influencia sobre la calidad del agua en los siguientes puntos de un sistema de abastecimiento de agua potable:

- . Area de recarga
- . Fuentes de abastecimiento
- . Obras de captación
- . Obras de conducción
- . Sistemas de tratamiento
- . Almacenamiento y regulación
- . Distribución y entrega

FIGURA 4



FACTORES QUE AFECTAN LA CALIDAD DEL AGUA POR DISEÑO, OPERACION Y MANTENIMIENTO DEFICIENTE.

5. Desinfección

La desinfección del agua, probablemente, ha sido practicada por milenios, no obstante que al principio no se entendían claramente los principios involucrados en ella. (Se tienen datos históricos que muestran que se ha venido recomendando hervir el agua, al menos desde 500. D.C.)

El uso de agentes químicos (como el cloro) para la desinfección del agua se efectuó en 1890, para experimentos relacionados con estudios de filtración en Louisville, Ky, EUA. En el año de 1897 el suministro de agua contaminada de Maidstone, Inglaterra, se trató con cal clorada como una medida temporal de control; el agua contaminada ocasionó una epidemia de fiebre tifoidea.

La primera vez que se usaron estos productos en forma continua, fue en Bélgica a principios de 1902, con el doble propósito de ayudar a la coagulación química y de convertir el agua en bacteriológicamente "segura"

En los Estados Unidos la primera aplicación continua de desinfectantes químicos fue en el suministro de agua potable de la ciudad de Jersey, N.J. en 1908. Este sistema de potabilización fue revisado integralmente aún por la Corte de Justicia de ese estado y se demostró, mediante el testimonio de expertos, que el tratamiento no era nocivo para la potabilidad del agua, para el sistema de distribución y para la salud de los usuarios siendo aceptado por su eficacia y seguridad:

En los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable es conveniente considerar la limpieza y desinfección de las líneas de conducción y distribución, con objeto de asegurar que la calidad original del agua no se vea afectada durante la operación del mismo:

Los requisitos sanitarios para la limpieza y desinfección de tuberías de sistemas de distribución son:

- . Cantidad suficiente de agua y presión adecuada
- . Conservar la calidad del agua
- . Circulación efectiva del agua. Ausencia de extremos muertos
- . Sistema estanco. Evitar fugas y presiones bajas
- . Tendido de tuberías que no afecten aguas de diferente calidad a la potable
- . Cuidado con cruces de líneas de agua potable y de alcantarillado
- . Evitar desagües de accesorios a cajas o líneas que conduzcan aguas residuales o pluviales
- . Evitar las "conexiones cruzadas"
- . Realizar un número mínimo de análisis bacteriológicos (Recomendaciones de la OMS)

Desinfección de tuberías

Se apoya en el estándar C601-68 de la American Water Works Association (AWWA) de los EUA.

Aplicación:

Líneas nuevas y líneas existentes que se hayan reparado por instalación de tramos nuevos.

Contaminación de tubos. En el almacenamiento, durante la manipulación y en las zanjas.

Medidas preventivas durante la construcción

Formas del cloro para la desinfección

Métodos de aplicación del cloro

Pruebas bacteriológicas

Repetición de procedimientos

Procedimientos después de reparaciones de líneas de conducción de agua existentes

Limpieza de tubos. En el caso de requerirse, se llevan y friegan las superficies interiores con agua o con soluciones bactericidas como son las soluciones de cloro, hipoclorito de sodio o de calcio.

Lavado inicial. Antes de la desinfección, se hace correr el agua a una velocidad no menor de 0.8 m/s y con la presión disponible. Con este procedimiento se remueven las partículas no adheridas con firmeza. Se realiza después de las pruebas de presión hidrostática.

Desinfección. Se aplica cloro en las formas siguientes, por orden de preferencia:

- . Gas cloro en solución acuosa
- . Soluciones de hipoclorito de sodio
- . Soluciones de hipoclorito de calcio de alta concentración
 - Perclorón
 - HTH , etc.
- . Soluciones de cal clorada

Dosis. Las dosis varían de 25 a 100 mg/l. La inferior se emplea cuando los tiempos de retención son del orden de 24 horas, la superior cuando los tiempos de retención son menores. El tiempo mínimo de desinfección debe ser una hora..

El análisis de cloro libre residual después de 24 horas, o del tiempo mínimo de retención deberá señalar concentraciones mayores o iguales a 10.mg/l.

Puntos de aplicación

- . Principio de la tubería
- . En una sección donde se localice una válvula de compuerta . Se emplee una llave de inserción localizada cerca de la válvula
- . En los sistemas nuevos, se aplica el desinfectante en las estaciones de bombeo o desde los tanques de regulación o almacenamiento.
- . Estructuras de almacenamiento o regulación, cuando éstas son nuevas.

Desinfección de válvulas e hidrantes. Mientras las tuberías

se llenan con la solución de cloro, las válvulas e hidrantes se operan para que también se desinfecten.

Levado final y pruebas. Después de la desinfección, toda el agua clorada se descargará hasta que el agua que la reemplace sea cristalina, no tenga olor perceptible a cloro, y sea de calidad satisfactoria según análisis bacteriológicos. Se debe comprobar la calidad del agua bajo condiciones normales de operación y uso (3 o 4 días después de la desinfección).

Si los análisis indican que el agua no es segura, se repetirá la desinfección para obtener resultados satisfactorios. Si esto persistiese se investigará cuidadosamente cuales son las causas de la contaminación del agua, para aplicar las medidas correctivas pertinentes.

Procedimientos.

Aplicación de gas cloro

La aplicación en solución es el mejor método de desinfección. Se requiere un clorador portátil con manguera, llave de inserción y un tubo difusor de plata. En la tabla 5 aparecen las velocidades de aplicación del gas cloro con diferentes gastos de agua para lograr una clorificación de 50 mg/l

Se controlará que el agua en la tubería corra lentamente durante la aplicación del cloro.

- a) Se instala en la tubería la llave de inserción con un difusor de cloro
- b) Se hace el lavado inicial
- c) Se abre la válvula e hidrante aguas abajo del tramo por desinfectar, hasta que el agua descargue con un gusto seleccionado. Al clorador se le proporciona una presión de por lo menos tres veces la de la tubería.
- d) Se toman muestras en la descarga, y se continúa el tratamiento hasta que se obtenga un agua fuertemente clorada
- e) Se suspenda la entrada de agua y de cloro
- f) Se deja actuar el agua clorada por un periodo de preferencia de 12 o 24 h
- g) Al final de ese periodo, se procede al lavado final, hasta que corra agua cristalina y sin olor perceptible a cloro

Aplicación de sales de cloro

Se pueden preparar soluciones concentradas, disolviendo hipocloritos de calcio o cal clorada en volúmenes determinados de agua, no aplican con hipocloradores comerciales.

El gasto de descarga de la tubería se selecciona considerando el diámetro y la longitud para reducir el tiempo de introducción de la solución desinfectante.

Los hipocloradores no funcionan bien con soluciones muy concentradas y que lleven material sin disolver, ver tablas 6 y 7 para preparar y aplicar soluciones

DESINFECTACION DE TUBERIAS
=====

T A B L A 5

Velocidades de aplicación de gas cloro en la desinfección de tuberías, para proporcionar una dosis de 50 ppm con diferentes gastos de agua.

<u>Gasto de descarga</u> (l/min)	<u>Gas cloro</u> (kg/24 h)
40	2.88
80	5.76
140	10.08
200	14.4
300	21.6
400	28.8
1000	72.0

DESINFECCION DE TUBERIAS

T A B L A 6 .

Cantidades requeridas de HTH, Perclorón o cal clorada para preparar --
10 litros de Solución concentrada para la desinfección de tuberías, --
de manera de dosificar 50 ppm de cloro con diferentes gastos de agua.

<u>Gasto de descarga</u> (l/min)	<u>Gramos de HTH o Perclorón</u> (70% de cloro equivalen- te.)	<u>Gramos de cal clorada</u> (25% de cloro equiva- lente).
40	195	525
80	390	1050
140	683	1837
200	975	2625
300	1463	3937
400	1950	5250

N O T A: Se tomó como gasto de aplicación de la solución el corres-
pondiente a un hipoclorador comercial (0.16 litros por mi-
nuto).

DESINFECCION DE TUBERIAS

T A B L A 7

Tiempos requeridos en minutos para llenar con agua clorada 30 metros de tubería.

Gasto de descarga (l/min)	D i a m e t r o , m e t r o s .					
	2	4	6	8	10	12
40	2	6	14	24	30	50
80	-	3	7	12	19	27
140	-	2	4	7	11	16
200	-	-	3	5	8	11
300	-	-	2	3	5	7
400	-	-	-	2	4	6

6. Referencias

- AWWA "Water Quality and Treatment", Mc Graw Hill Book Co., New York, 1973
- Rich L.G. "Unit Process of Sanitary Engineering" John Wiley and Sons, New York, 1963
- Rich L.G. "Environmental Engineering Systems", Mc Graw Hill Book Co, New York, 1971
- Castagnino W.A, "Criterios de Calidad de Aguas ". CEPIS, Lima Perú 1977
- Mc Kee and Wolf "Water Quality Criteria". California Water Pollution Control Board. Sacramento, California 1963
- Salvato J.A, Jr., "Environmental Engineering and Sanitation", John Wiley & Sons, Nueva York (1978)
- Clark, K.W, Viessman, W., y Hammer M. J. "Water Supply and Pollution control", Harper & Row Publ Nueva York, (1977)
- AWWA Especificación C601-68, Journal of the American Water Works Association, Sep 1968
- Baobitt H. E., Doland, J. J. Cleasby J. L. "Water Supply y Engineering", Mc. Graw Hill, Nueva York, 7a. edición. 50





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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESTANDAR DE LA AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION PARA
LA DESINFECCION DE LINEAS DE PRODUCCION DE AGUA

*COMPRENDE TUBERIAS DE REDES PRIMARIA Y SECUNDARIA

ING. IGNACIO CASTILLO ESCALANTE

JULIO, 1980

P R E F A C I O

Este prefacio es sólo para información y no forma parte del estándar.

El primer estándar de la AWWA para la desinfección de Líneas de Conducción de Agua se aprobó por el Consejo de Directores en 1947 y se publicó como " 7 D.2 - 1946 - Procedimiento para Desinfección de Líneas de Conducción de Agua ". Se revisó y aprobó un procedimiento por el Consejo en 1953, y se publicó como " C 601 - 54 ".

Este estándar incorpora un número importante de cambios. Primero, el método establecido de " Flujo continuo " para análisis de cloro se ha complementado con otros dos, el de la tableta y el de bloque. El primero emplea tabletas de hipoclorito de sodio y se ha venido usando ampliamente en años recientes, en particular en servicios pequeños. El método es simple y por lo tanto atractivo para pequeños sistemas. Ofrece una oportunidad no prevista por otros métodos para tratar el espacio anular en las conexiones y no requiere equipo especial. La principal desventaja es que no es posible lavar la línea antes de la desinfección. Además, el método no es adecuado cuando la temperatura del agua es menor de 50°C debido a que disminuye la rapidez de disolución de las tabletas.

Segundo, la dosificación de cloro en el método de flujo continuo se ha incrementado en términos de la concentración requerida durante la aplicación y del residual requerido después de 24 h. de contacto. La mayor efectividad resultante, contrarresta el incremento en costo del método.

Tercero, se ha simplificado el procedimiento para la desinfección de líneas de conducción que se han reparado. Se proponen dos procedimientos: Cloración en bloque, y limpieza con solución de hipoclorito y enjuague. El método de bloque es el mismo que para tuberías recién colocadas, excepto que pueden emplearse concentraciones más altas de cloro y un tiempo de contacto reducido.

Cuarto, se proporciona un apéndice, en donde se describe el método de dilución por goteo para la determinación de cloro residual.

En relación con el tercer punto antes citado, generalmente es más fácil lograr una desinfección satisfactoria en el curso de la construcción de una línea de conducción que en una reparación. Las condiciones puntuales que se crean cuando una línea de conducción se rompe o se agrieta son probablemente más difíciles de controlar. Se agrega al problema la necesidad de acelerar los trabajos. No puede esperarse que el público tolere retrasos en la restauración del servicio después de la reparación de una línea de conducción como cuando se requiere desinfectar líneas recién instaladas. Los procedimientos que se presentan en este estándar se consideran los más efectivos y prácticos de que dispone la tecnología actual.

Cuadrillas: La desinfección adecuada requiere destreza del personal, no necesariamente dirigido por cuadrillas de construcción competentes; en algunos sistemas se prefiere desinfectar las líneas de conducción de agua empleando cuadrillas entrenadas especialmente. Por otro lado, la efectividad de la desinfección depende en gran medida del control de la contaminación durante la construcción, de tal manera que hay ventajas obvias en contar con una cuadrilla de construcción que tenga a su cargo

responsabilidad para la desinfección. En cualquier caso, se recomienda ampliamente el entrenamiento de cuadrillas para que se tome en cuenta el control de la contaminación. Cuando el trabajo se hace bajo contrato, el superintendente responsable también debe recibir entrenamiento.

Los riesgos potenciales de salud como resultado de averías en líneas de conducción ya existentes, son generalmente mayores que aquellas que se presentan en nuevas instalaciones. Los procedimientos para desinfectar líneas reparadas no son tan confiables como aquellos para nuevas líneas de conducción. Las cuadrillas responsables de la reparación de líneas deben estar conscientes de estos aspectos. Algunos sistemas incorporan este tipo de instrucción en sus programas de seguridad.

Delimitación. Normalmente, el sistema no está obligado a desinfectar líneas en propiedad privada. Esto es importante porque la red de tuberías en grandes edificios o en grupos de edificios puede ser equivalente a un sistema de distribución pequeño.

Manejo y Almacenamiento del Hipoclorito: Los hipocloritos son oxidantes poderosos y reaccionan rápidamente con sustancias extrañas. Deben manejarse y almacenarse de acuerdo con las estrictas instrucciones del fabricante. Con los hipocloritos de calcio en forma sólida, los implementos usados deben estar limpios y secos; si están contaminados por grasas y aceites o por otras sustancias,

puede producirse una combustión peligrosa. Los hipocloritos en forma líquida - incluyendo los hipocloritos de calcio en solución acuosa - son corrosivos. Debe tenerse cuidado para evitar salpicaduras en general y contacto con la piel o la ropa en particular. El hipoclorito de sodio es más susceptible a degradarse que el compuesto seco de calcio y debe almacenarse en un lugar oscuro y fresco.

C O N T E N I D O

<u>T. E M A</u>	<u>SECCION</u>
Generalidades	1
Procedimiento básico	2
Información complementaria que debe proporcionar el interesado	3
Medidas preventivas durante la construcción	4
Lavado preliminar	5
Formas del cloro para la desinfección	6
Métodos de aplicación del cloro	7
Lavado final	8
Pruebas bacteriológicas	9
Repetición del procedimiento	10
Procedimientos después de reparaciones de líneas de conducción de agua existentes	11

A P E N D I C E

Cloro residual - Método de dilución por gotas

Estándar para la Desinfección de Líneas de Conducción de Agua.

Sec. 1. Generalidades

En éste estándar se presentan los procedimientos básicos para desinfectar líneas nuevas y reparadas de conducción de agua.

Sec. 2. Procedimiento básico

El procedimiento básico comprende:

2.1. Evitar la entrada de materiales contaminantes en las líneas durante la construcción o reparación, y la eliminación, por medio de lavado, de materiales que puedan haber entrado en las líneas.

2.2 Desinfectar cualquier residuo contaminante que pueda permanecer.

2.3 Determinar la calidad bacteriológica por pruebas de laboratorio después de la desinfección.

Sec. 3 Información complementaria que debe proporcionar el interesado.

Cuando la desinfección de líneas se va a hacer con un contrato particular, o como parte de un contrato para la instalación de líneas

de conducción*, el interesado proporcionará los siguientes datos en sus especificaciones complementarias:

- 3.1 Estándar de referencia; esto es, ANMA C 501-55
- 3.2 Lugares en donde se puede hacer el lavado, gastos de lavado, y localización de instalaciones de drenaje (Sec. 5 y tabla-1.)
- 3.3 Forma del cloro por emplearse (Sec. 6) y método de aplicación (Sec. 7)
- 3.4 El número y frecuencia de muestras para pruebas bacteriológicas (Sec. 9)
- 3.5 Método de toma de muestras (Sec. 9.2)

Sec. 4. Medidas preventivas durante la construcción.

4.1 Mantener la tubería limpia y seca.

Se deben tomar precauciones para proteger el interior de las tuberías, accesorios y válvulas contra la contaminación. La tubería que se entregue en la obra debe acordarse de manera de minimizar la entrada de materiales extraños. Cuando la aplicación de la tubería se detiene o se suspenda, como por ejemplo, al término de un día de trabajo, todas las aberturas en la línea de la tubería, deben cerrarse con tapones estancos. Las juntas de toda la tubería en la zanja deben quedar terminadas.

* (Ver estándar C 600-ANMA, Instalación de tuberías de fibra fundido y estándar C 603-ANMA, Instalación de tuberías de concreto cemento).

antes de que el trabajo se suspenda. Si el agua se acumula en la zanja, los tapones deben permanecer en su lugar hasta que la zanja esté seca.

NOTA: Los retrasos en la colocación de la tubería provoca contaminación. Entre mayor coordinación exista entre la entrega de la tubería y su colocación, menor riesgo habrá de contaminación.

Si en opinión del ingeniero de la obra, algún material no se removerá durante la operación de lavado (Sec. 5), el interior de la tubería se limpiará y restregará cuanto sea necesario, con una solución desinfectante al 5% de hipoclorito.

4.2 Materiales de empaque y juntas.

Para sellar las juntas no debe usarse material contaminante o cualquier material capaz de permitir el crecimiento prolífico de microorganismos. Los materiales para empaque deben manejarse de manera de evitar la contaminación.

En donde concierne, los materiales para empaque deben satisfacer los estándares de la AWWA.

El material de empaque para tuberías de fierro fundido debe satisfacer el estándar AWWA E - 600. El material de empaque debe consistir de anillos de hule moldeados o tubulasa, cordones de asbesto o papel tratados. Los materiales como el yute o cáñamo no se deben emplear.

Los lubricantes usados en la instalación de empaques deben ser adecuados para uso en agua potable. Deberán mantenerse a la obra en envases cerrados y se mantendrán limpios.

Sec. 5 Lavado Preliminar.

Las tuberías se lavarán antes de la desinfección, excepto cuando se usa el método de la tableta (Sec. 7.2). Los lugares y las velocidades de lavado se definirán en las especificaciones complementarias que proporcione el interesado.

NOTA 1: Es recomendable que la velocidad de lavado no sea menor de 76.2 cm/seg (2.5 pie/seg). El gasto requerido para producir esta velocidad con diversos diámetros se muestra en la tabla 1. No deben escogerse sitios para el lavado a menos que se haya determinado que el drenaje es adecuado.

NOTA 2: El lavado no es sustituto de las medidas preventivas tomadas antes y durante la colocación de la tubería (Sec. 4). Ciertos contaminantes, especialmente en depósitos, resisten el lavado a cualquier velocidad. Además, con diámetros de 40.64 cm (16 pulg) o más, la velocidad mínima recomendada de 76.2 cm/seg (2.5 pie/seg) a veces es difícil de lograr.

Sec. 6 Formas del cloro para desinfección.

Las formas de cloro más comunes usadas en las soluciones desinfectantes son, el cloro líquido (gas a presión atmosférica)

T A B L A 1

Aperturas requeridas para lavado de tuberías*.

[Presión residual: 2.81 kg/cm² (40 lb/pulg²)]

Diámetro de la tubería		Flujo requerido para producir una velocidad de 76.2 cm/seg.		Tamaño del orificio		Boquillas de salida del hidrante.		
cm	pulg.	lpm	gpm	cm	pulg.	No.	Tamaño cm	Tamaño pulg.
10.16	4	378.5	100	2.38	15/16	1	6.35	2.5
15.24	6	832.7	220	3.49	1 3/8	1	6.35	2.5
20.32	8	1476.2	390	4.76	1 7/8	1	6.35	2.5
25.40	10	2308.9	610	5.87	2 5/16	1	6.35	2.5
30.48	12	3330.8	880	7.14	2 13/16	1	6.35	2.5
35.46	14	4542	1200	8.26	3 1/4	1	6.35	2.5
40.64	16	5923.5	1565	9.21	3 5/8	2	6.35	2.5
45.76	18	7494.3	1980	10.64	4 3/16	2	6.35	2.5

* Con 2.81 kg/cm² (.40 lb/pulg²) de presión residual, 1 boquilla de salida del hidrante de 6.35 cm (2.5 pulg) descargará aproximadamente 3785 lpm (1000 gpm), y una boquilla de salida del hidrante de 11.43 cm (4.5 pulg) descargará 9463 lpm (2500 gpm).

granos de hipoclorito de calcio, soluciones de hipoclorito de sodio y tabletas de hipoclorito de calcio.

6.1 Cloro líquido*

6.1.1 Envase. El cloro líquido se envasa en cilindros de acero - usualmente de 45.4 kg (100 lb), 68.1 kg (150 lb) o - - 908 kg (2000 lb) de capacidad.

6.1.2 Uso. El cloro líquido se usará solamente cuando se disponga de equipo adecuado y bajo la supervisión directa de una persona que esté familiarizada con las propiedades físicas, químicas y fisiológicas de este elemento y quienes hayan sido entrenados y equipados adecuadamente para manejar cualquier emergencia que pueda presentarse. La introducción de cloro gaseoso directamente del cilindro abastecedor es inseguro y no debe permitirse.

NOTA: El equipo consiste preferentemente de un dosificador de cloro en solución en combinación con una bomba de desplazamiento positivo para la inyección de la mezcla cloro gaseoso - agua dentro de la línea de conducción que va a desinfectarse. Los dosificadores de cloro directo no se recomiendan debido a que su uso es limitado a situaciones en donde la presión de agua es mas baja que la presión del cilindro de cloro.

* Ver Estándar # 301 - AWWA para cloro líquido.

6.2 Hipocloritos + *

6.2.1 Hipoclorito de calcio. El hipoclorito de calcio contiene 70% de cloro valorable por unidad de peso. Se presenta en forma granular o en tabletas.

Las tabletas de 4 a 5.3 g (6 a 8 por onza) están diseñadas para disolverse lentamente en el agua (Sec. 7.3). El hipoclorito de calcio está envasado en recipientes de varios tipos y tamaños, desde pequeñas botellas de plástico hasta tambores de 45.4 kg (100 lb)

Se prepara una solución de cloro - agua por medio de la disolución de granos en agua, en la proporción requerida para obtener la concentración deseada.

6.2.2. Hipoclorito de sodio. El hipoclorito de sodio se suministra en concentraciones desde 5.25 a 10% de cloro valorable por unidad de peso. Se envase en forma líquida en recipientes de vidrio, hule o plástico, en tamaños desde 946 ml (1 cuarto de galón) hasta parrones de 18.9 l. (5 gal). Puede adquirirse también a granel por medio de carros-tanque.

La solución de cloro - agua se prepara por la adición de hipoclorito al agua. El deterioro del producto debe estimarse calculando la cantidad de hipoclorito de sodio requerido para la concentración deseada.

+ Ver estándar E 300 AWWA para hipocloritos

* Ver prefacio para precauciones en manejo y almacenamiento.

6.2.3 Aplicación. Las soluciones de hipoclorito se aplicarán en las tuberías con una bomba dosificadora de productos químicos, ya sea eléctrica o de gasolina, diseñada para dosificar soluciones de cloro. Para pequeñas instalaciones, las soluciones se pueden aplicar con una bomba de mano, por ejemplo una bomba hidráulica de pruebas. Las tuberías de alimentación serán de materiales y resistencias tales, que permitan seguridad a las máximas presiones que puedan generarse por las bombas. Todas las conexiones se revisarán para comprobar su impermeabilidad antes de que la solución de hipoclorito se aplique en la línea de conducción.

Sec.

7 Métodos de Aplicación de Cloro

7.1 Método de alimentación continua. Este método es aceptable para aplicaciones en general.

7.1.1 El agua del sistema de distribución existente o de otras fuentes de abastecimiento aprobadas se hará que fluya, con un gasto constante medido, en la nueva tubería colocada. El agua recibirá una dosis de cloro con un gasto constante medido. Los dos gastos serán proporcionales de tal manera que la concentración de cloro en el agua de la tubería, se mantenga con un mínimo de 50 mg/l de cloro disponible. Para asegurar que esta concentración se mantiene, el cloro residual deberá medirse a

intervalos regulares de acuerdo con los procedimientos descritos en la edición actualizada de los " Métodos Estándar para el Análisis de Aguas y Aguas de Desecho " y por la ALMA M-12- Procedimientos simplificados para el examen del agua (Ver Apéndice).

NOTA: En la ausencia de un medidor, el gasto se puede determinar ya sea colocando un medidor tipo pitot en la descarga, o midiendo el tiempo de llenado de un recipiente de volumen conocido.

La tabla No. 2 da la cantidad de cloro residual por cada 33m (100 pies) de tubería y diversos diámetros. Las soluciones al 1% de cloro se pueden preparar con hipoclorito de sodio o de calcio. La última solución requiere aproximadamente 454 g (1 lb) de hipoclorito de calcio en 32.17 (0.9 gal) de agua.

7.1.2 Durante la aplicación del cloro, se manipularán las válvulas para evitar que el desinfectante fluya en sentido de la línea que suministra el agua. La aplicación de cloro no cesará hasta que toda la tubería se llene con la solución. El agua clorada se retendrá en la tubería por lo menos 24 horas. En este periodo, las válvulas e hidrantes de la sección tratada se operarán con el fin de desinfectar los aditamentos. Al final del periodo, el agua tratada no contendrá menos de 25 mg/l de cloro en toda la longitud de la tubería.

T A B L A 2

Cloro requerido para producir una concentración de 50 -
mg/l en 30 m (100 pies) de tubería en función del diámetro.

Diámetro de tubería		100% de Cloro		Soluciones de cloro	
cm	pulg	gramos	lb	litros	gal
10.16	4	12.258	0.027	1.25	0.33
15.24	6	27.694	0.061	2.76	0.73
20.32	8	49.032	0.108	4.92	1.30
25.40	10	77.180	0.170	7.72	2.03
30.48	12	108.96	0.240	10.90	2.87

- 7.2 Método en bloque. Este método es adecuado para usarse en líneas de gran diámetro donde por los volúmenes de agua requeridas, el método de dosificación continua no es práctico.
- 7.2.1 El agua del sistema de distribución existente o de otras fuentes de abastecimiento aprobadas, se hará que fluya con un gasto constante medido en la nueva tubería colocada (Ver (Nota Sec. 7.1.1.)). El agua recibirá también una dosis de cloro aplicado con gasto constante medido. Los dos gastos serán proporcionales, de tal manera que la concentración en el agua entrante a la tubería se mantenga a no menos de 300 mg/l. El cloro se aplicará continuamente y por un período suficiente para desarrollar una columna o "un bloque" de agua clorada que, conforme pase a través de la línea, expondrá a toda la superficie interior a una concentración aproximada de 300 mg/l por lo menos durante 3 hrs. La aplicación se verificará aguas arriba de la línea, en un punto cercano al extremo de la tubería por tratar, midiendo el cloro residual de acuerdo a los procedimientos descritos en el Apéndice.
- 7.2.2 Como el agua clorada fluye a través de tees y cruces, válvulas e hidrantes respectivos, se operarán de manera que se desinfecten los editamentos.
- 7.3 Método de la tableta. La desinfección por tabletas es más adecuada para extensiones cortas (hasta 762 m (2500 pies) y tuberías de diámetro pequeño (hasta 30.48 cm (12 pulg.)

Debido a que el paso preliminar de lavado se debe eliminar, este método se usará solamente cuando se haya practicado una limpieza escrupulosa. No se usará si ha entrado a la línea agua de la zanja, o material extraño, o si el agua está a una temperatura inferior a 50 C (410F).

- 7.3.1 Colocación de las tabletas. Las tabletas se colocan en cada sección de la tubería y también en los hidrantes, rosales de los hidrantes y otros accesorios. Se aplicarán con un adhesivo - excepto las tabletas colocadas en hidrantes y en las juntas entre las secciones de la tubería. Todas las tabletas deben localizarse en la corona de la tubería. Si las tabletas se fijan antes de que la tubería se coloque en la zanja, su posición deberá marcarse sobre la sección para asegurar que no habrá rotación. Cuando se colocan tabletas en las juntas, se trituren y se colocan en el espacio anular interior, o, si el tipo de ensamble no lo permite, se frotan como gis o yeso sobre los topos extremos de las secciones para cubrirlos con hipoclorito de calcio. El número de tabletas requerido se indica en la tabla 3.

El adhesivo puede ser Permatex No. 1 o cualquiera similar aprobado por el ingeniero. Sólo se pondrá adhesivo en la cara que va a quedar fija a la superficie de la tubería.

- 7.3.2 Llenado y Contacto. Cuando la instalación se haya terminado la línea se llenará con agua a una velocidad menor de 20.68 cm/seg (1 pie/seg). Esta agua permanecerá en la tubería por

T A B L A 3

Número de tabletas de hipoclorito de 5 g, requeridas para dosificar
50 mg/l *

longitud de la sección.		DIAMETRO DE LA TUBERIA.					
Metros	Pies.	5.08 cm (2")	10.56 cm (4")	15.34 cm (6")	20.32 cm (8")	25.4 cm (10")	30.48 cm (12")
3.96 o menor.	13 o menor	1	1	2	2	3	5
5.49	18	1	1	2	3	5	6
6.10	20	1	1	2	3	5	7
9.14	30	1	2	3	5	7	10
12.19	40	1	2	4	6	9	14

* Basado en 3.75 g de cloro valorable por tableta.

lo menos 24 hs.

Las válvulas se manipularán de manera que la solución concentrada de cloro en la línea por desinfectar, no fluya hacia -- la línea que suministra el agua.

Sec. 8 Lavado final

Después del período de retención establecida, el agua clorada se drenará hasta que la concentración de cloro no sea mayor que la que generalmente prevalece en el sistema, ni menor de 1 mg/l. La determinación de cloro residual se hará para asegurar que el agua clorada se ha removido de la tubería.

Sec. 9 Pruebas Bacteriológicas.

9.1 Después del lavado final, y antes de que la línea sea puesta en servicio, se colectará una o mas muestras al final de la línea para realizar pruebas bacteriológicas que confirmen ausencia de organismos coliformes. Si el número y frecuencia de las muestras no está prescrita por la autoridad en salud pública de la jurisdicción, por lo menos se colectará una muestra de las fuentes cloradas donde se mantenga cloro residual a lo largo de la nueva línea. De las fuentes no cloradas, por lo menos se colectarán dos muestras con un intervalo de 24 hs.

NCTA: En el caso de líneas extremadamente largas, es deseable que las

Muestras se colectan a lo largo y al final de la línea

9.2 Las muestras para análisis bacteriológicos se colectarán en frascos de vidrio estériles, tratados con tiosulfato de sodio. No se tomarán muestras en hidrantes o mangueras para incendio. Se sugiere una toma para muestras consistente en una llave -- instalada en la línea acoplado con un tubo de cobre con cuello de ganso. Después de que las muestras se han colectado el acoplamiento se puede retirar.

Sec. 10 Repetición del Procedimiento

Si la desinfección inicial falla al no lograrse muestras satisfactorias, la desinfección se repetirá hasta que se obtengan. El método de la tableta no puede usarse en las desinfecciones subsecuentes. Cuando las muestras sean satisfactorias, la línea podrá ponerse en servicio.

Sec. 11 Procedimientos después de cortes o reparaciones de líneas -- existentes.

Los procedimientos descritos en esta sección se aplican principalmente cuando las líneas estén total o parcialmente desagüadas. Las fugas o grietas que se reparan empleando abrazaderas, mientras las líneas permanezcan llenas de agua bajo presión, -- representan poco peligro de contaminación y no requieren de --

sinfección.

11.1 Tratamiento en la zanja. Cuando una línea vieja se abre ya sea por accidente o por necesidades de proyecto, la excavación probablemente se encuentre húmeda y contaminada por esterques cercanas. La aplicación de cantidades generosas de hipoclorito en las zanjas reducirá el peligro de contaminación. En tal situación las tabletas tienen ventaja debido a que se disuelven lenta y continuamente para liberar hipoclorito al agua que está siendo bombeada de la excavación.

11.2 Desinfección de la línea.

11.2.1 Limpieza y lavado. El siguiente procedimiento se considera como el mínimo que puede emplearse.

11.2.1.1 Limpieza con solución de hipoclorito. El interior de la tubería y de los accesorios que se usen en la reparación (particularmente cople y manguitos), se limpiarán con una solución de hipoclorito al 5% antes de instalarse.

11.2.1.2 Lavado. El lavado total de la línea es el medio más práctico para remover cualquier contaminante introducido durante la reparación. Si la localización de válvulas e hidrantes lo permiten, se recomienda el lavado en ambas direcciones. El lavado se empezará tan pronto como se complete la reparación y se continuará hasta que el agua decolorada se elimine.

11.2.2 Método en bloque. Cuando sea aplicable, además de los procedimientos descritos en 11.2.1., se aislará una sección de la línea donde se localice la ruptura, se cerrarán todas las conexiones de servicio y la sección se lavará y clorará como se indica en la sec. 7.2 excepto que la dosis se puede incrementar tanto como 500 mg/l y el tiempo de contacto reducir a media hora. Después de la cloración, el enjuague se reanudará y continuará hasta que el agua decolorada se elimine.

11.3 Muestreo. Se tomarán muestras para análisis bacteriológico después de la reparación para tener un registro con el cual se pueda determinar la efectividad de los procedimientos. Si la dirección del flujo se desconoce, las muestras se tomarán a cada lado de la ruptura de la línea.

A P E N D I C E

CLORO RESIDUAL. METODO DE DILUCION POR GOTEO

El método de dilución por goteo de aproximación del cloro residual total, es aplicable en concentraciones superiores a 10 mg/l, como las que se aplican en la desinfección de tuberías o tanques. Está tomado de la norma AUSA M12 Procedimientos Simplificados para el Examen del Agua p. 29

Aparatos:

1. Probeta graduada para la medición de agua destilada
2. Una pipeta automática o de seguridad
3. Una pipeta cuentagotas que de 1 ml de la muestra con 20 gotas. Esta pipeta es para medir la muestra y no se deberá usar para otro propósito.
4. Un juego comparador conteniendo una gama adecuada de estándares.

Procedimiento:

1. Verificar el volumen de la celda del comparador y usando una pipeta automática o de seguridad poner 9.5 ml de ortotoluidina por cada 9.5 ml de agua destilada que se añada.
2. Usando la probeta graduada, añadir un volumen medido de agua destilada.
3. Con la pipeta cuentagotas, añadir una gota de la muestra de agua a la vez, permitiendo que se mezcle hasta que se

forme un color amarillo comperable con uno de los estén -
dares de color.

4. Registrar el número total de gotas empleadas, y el valor de cloro final obtenido.
5. Calcular los mg/l de cloro residual como sigue:
 - a. Multiplicar por 20 el número de mililitros de agua destilada usada en el paso 2.
 - b. Multiplicar este producto por el valor de cloro final en miligramos por litro calculado en el paso 4.
 - c. Dividir el producto obtenido en el paso (b) entre el número total de gotas de muestra de agua medidas en el paso 4.



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

CONCEPTOS BASICOS RELATIVOS AL ESTUDIO DEL AGUA SUBTERRANEA

ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN

JUNIO, 1980



CONCEPTOS BASICOS RELATIVOS AL ESTUDIO DEL AGUA SUBTERRANEA

Por el Ing. Rubén Chávez Guillén.

I.- AGUA SUBTERRANEA: EL RECURSO DEL FUTURO.

Estimaciones comparativas han revelado que, a nivel mundial, el recurso hidráulico disponible en el subsuelo es mucho mayor que el disponible en la superficie. Según una de dichas estimaciones, más del 90% del agua dulce existente en la Tierra se encuentra bajo la superficie del terreno; otra de ellas indica que el volumen de agua almacenado en el subsuelo de nuestro planeta es unas 20 veces mayor que el de agua dulce superficial.

Independientemente de la dudosa precisión de las cifras anteriores, el hecho es que las fuentes de agua superficial ya están siendo aprovechadas en su mayoría, mientras las demandas de agua continúan aumentando progresivamente a causa de la explosión demográfica. Esto significa que en el futuro las demandas tendrán que ser satisfechas cada vez en mayor proporción con agua procedente de las fuentes subterráneas. Si a esto se agrega que gran parte del planeta está ocupado por zonas desérticas, donde el único recurso hidráulico disponible se encuentra en el subsuelo, queda fuera de toda duda la gran importancia de este recurso.

1.1.- AGUAS SUBTERRANEAS VS AGUAS SUPERFICIALES.

Pero además de su mayor abundancia, el agua subterránea presenta, por naturaleza, varias ventajas con respecto al agua superficial, como son:

- a).- Menores pérdidas por evaporación. Todos los recipientes de agua superficial pierden cantidades significativas de agua por evaporación. Por ejemplo, en una zona donde la lámina de evaporación anual es de unos 2 m/año, una masa de agua superficial perdería por este concepto un volumen del orden de 2 millones de m³ por Km² de extensión superficial. Este volumen sería equivalente al extraído por un pozo que operara continuamente durante todo el año con un caudal de unos 60 lps. En cambio, los recipientes subterráneos sólo pierden cantidades importantes de agua por evapotranspiración cuando los niveles freáticos se encuentran muy someros.

- b).- Menor exposición a la contaminación. Es bien sabido - que uno de los grandes problemas de la actualidad es - el de la contaminación: la gran mayoría de las co- rrientes y masas de agua superficial se están contami- nando rápidamente en mayor o menor grado. El agua sub- terránea, en cambio, está relativamente salvaguardada de este perjuicio; gracias a que los materiales granu- lares funcionan como un gran filtro que retiene los - contaminantes, especialmente los biológicos; y aunque existe la contaminación quimica provocada por un mal - manejo del recurso, la baja velocidad con que el agua circula en el subsuelo no propicia su rápida propaga- ción a grandes áreas como en la superficie.
- c).- Disponibilidad menos afectada por las variaciones cli- máticas. Uno de los problemas más serios que enfrenta el aprovechamiento de las aguas superficiales, es que su disponibilidad depende especialmente de las varia- ciónes de la precipitación pluvial, al grado de que en uno o dos años secos consecutivos tal disponibilidad - puede ser prácticamente nula. Por el contrario, los - recipientes subterráneos resultan, en general, mucho - menos afectados por esto, gracias a que existe una re- serva almacenada, acumulada durante siglos, generalmen- te mucho mayor que la recarga anual, permitiendo una - explotación más flexible del recurso.
- d).- Distribución más amplia en el área. El agua superfi- cial es un recurso transitorio y su presencia es relati- vamente localizada. Su aprovechamiento en gran escala, por tanto, requiere de obras de almacenamiento y conduc- ción. En cambio, en el subsuelo el agua tiene una dis- tribución muy amplia, lo que permite su captación en el sitio donde va a ser utilizada, o en sus inmediaciones. El vaso de almacenamiento ya existe en el subsuelo, cons- truido por la naturaleza, y funciona al mismo tiempo co- mo un gran conducto.
- e).- No hay perdida de la capacidad de almacenamiento. Todo vaso superficial pierde gradualmente su capacidad de al- macenamiento al ser azolvado por los sedimentos que - transportan las corrientes que lo alimentan, hasta que eventualmente puede quedar inutilizado. La capacidad - de almacenamiento de los vasos subterráneos no es afecta- da significativamente en la gran mayoria de los casos.
- f).- Temperatura del agua constante. El agua superficial, al estar expuesta a los cambios atmosfericos, varia conti- nuamente en su temperatura. En paises frios, donde el agua llega a congelarse durante los periodos invernales, esto constituye un serio problema. La temperatura del - agua subterránea, por el otro lado, es casi constante, de- bido a que el subsuelo funciona como un regulador termico.

Por lo demás, el recurso subterráneo presenta también algunas desventajas. La primera y principal desventaja ya se mencionó: el agua subterránea no es visible, y esto dificulta seriamente su estudio, su cuantificación, su explotación racional y su manejo. Para ilustrar esto también es útil la comparación de los acuíferos con sus equivalentes superficiales. Imagínese que se desea construir una presa y necesitamos estudiar el área donde se pretende emplazar. Podemos apreciar por inspección visual la forma y dimensiones del probable vaso, fotografiarlo y realizar levantamientos topográficos detallados de él, para determinar con cierta precisión su capacidad de almacenamiento; también podemos medir directamente las alimentaciones mediante estaciones de aforo; conocer sus pérdidas por evaporación a través de observaciones en tanques; muestrear el agua para conocer su calidad mediante análisis...

Ahora imagínese que deseamos explotar el acuífero de un valle. Mediante reconocimientos de campo podemos tener una idea de la extensión del acuífero, de los materiales que lo forman y de los que lo limitan. Pero ¿cuál es la geometría del acuífero en el subsuelo? ¿A qué profundidad se encuentra el agua subterránea? ¿Qué alimentación recibe el acuífero y cuál es su volumen almacenado? ¿Cuál es la distribución de la calidad del agua? ¿Qué volumen de agua podemos extraer en forma permanente sin inducir efectos perjudiciales? Contestar estas interrogantes es más difícil porque sólo podemos "ver" al acuífero a través de los pozos.

Los estudios geohidrológicos, en cuya realización intervienen diversas Disciplinas en forma complementaria, tienen por objetivo el esclarecimiento de estas cuestiones.

II.- DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO.

Es muy difundida la creencia de que en el subsuelo el agua se encuentra formando enormes lagos subterráneos o corrientes muy localizadas que fluyen a lo largo de conductos de gran tamaño. Sin embargo, aunque así se presenta en algunos acuíferos constituidos por rocas volcánicas o por rocas carbonatadas, en la gran mayoría de los casos el agua circula y se almacena en los poros que dejan entre sí las partículas de material; es decir, en un medio poroso.

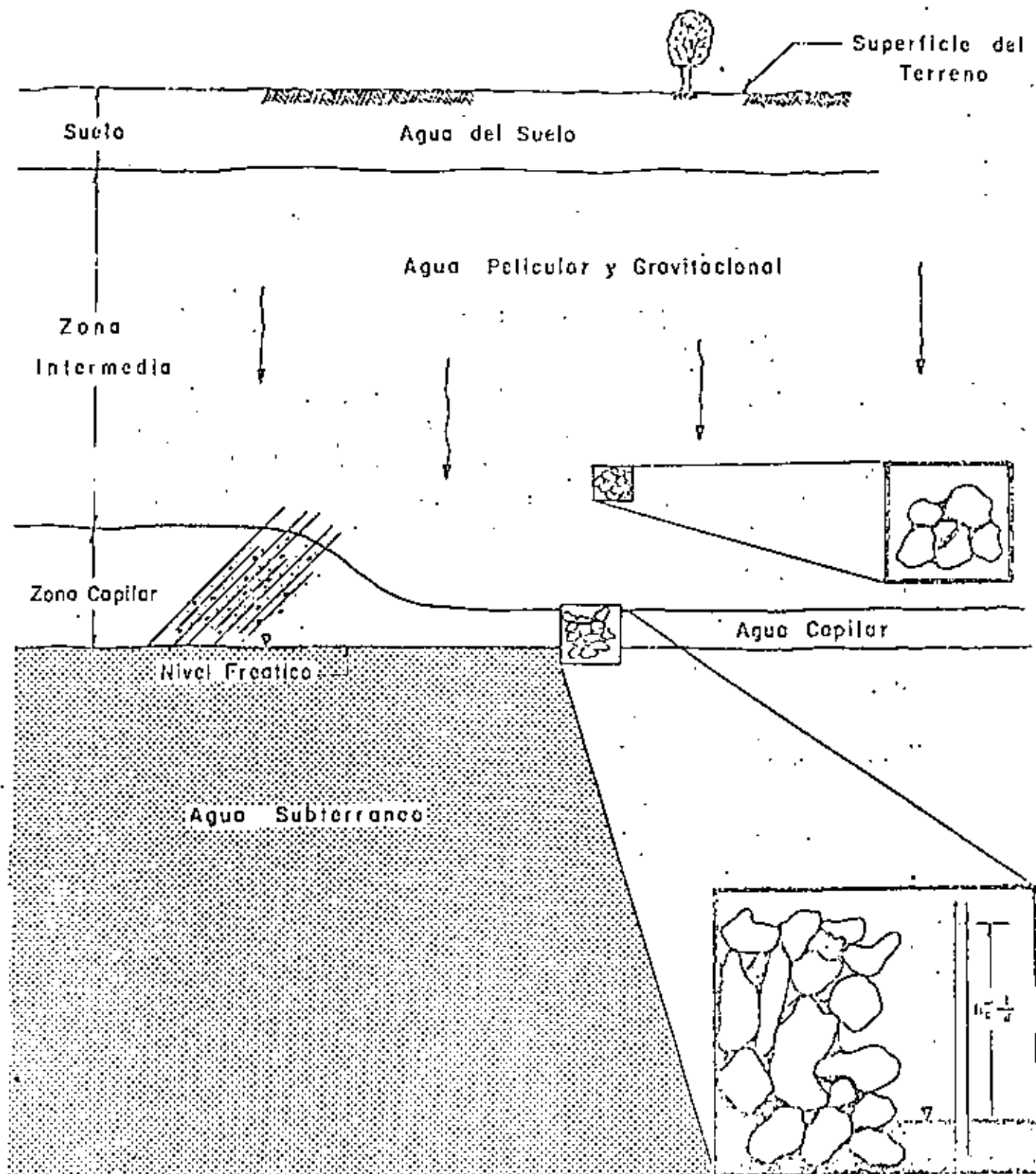
Las características del medio poroso -tamaño, forma e interconexión de los poros-, pueden ser muy variables, y dependen de los procesos geológicos que lo originaron. Por lo tanto, el conocimiento del marco geológico es esencial para la comprensión del comportamiento del agua subterránea.

En el subsuelo el agua se encuentra distribuida en dos grandes zonas: la de aereación y la de saturación.

La zona de aereación, comprendida entre la superficie del terreno y el nivel freático, está parcialmente saturada y se subdivide en zona de agua del suelo, zona intermedia y zona capilar. En

DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO

ZONA DE AERACION
ZONA DE SATURACION



la primera zona, constituida por suelo y otros materiales, el contenido de agua varía continuamente y está influenciado por lluvia, riego, drenaje y evapotranspiración. La zona capilar se encuentra inmediatamente arriba del nivel freático; su altura depende de la granulometría del material y de las fluctuaciones de dicho nivel: en materiales finos la altura capilar puede ser de varios metros, pero el agua asciende lentamente; en materiales gruesos la altura capilar es del orden de centímetros, aunque asciende rápidamente. Entre la zona de agua del suelo y la capilar, se encuentra la zona intermedia que contiene agua, llamada "pelicular", adherida a los granos y, temporalmente, agua "gravitacional" que fluye verticalmente hacia la zona saturada, durante los períodos de infiltración.

La zona de saturación tiene como límite superior al nivel freático o superficie freática, la cual es definida por el agua que se encuentra a la presión atmosférica. Todos los estratos situados abajo del nivel freático se encuentran totalmente saturados.

III.- CONCEPTOS BASICOS.

Los conceptos básicos más importantes, desde el punto de vista geohidrológico, son los siguientes:

3.1.- POROSIDAD (n).-

La porosidad de una roca es una medida del volumen de vacíos (V_v) que contiene, y se expresa como porcentaje del volumen total (V_t):

$$n = \frac{V_v}{V_t} (\%)$$

Puesto que en la zona de saturación los vacíos están totalmente saturados, la porosidad es una medida de la cantidad de agua que la roca contiene por unidad de volumen.

3.2.- RENDIMIENTO ESPECIFICO (S_y) Y RETENCION ESPECIFICA (r).-

Cuando un cierto volumen de roca totalmente saturada, se deja drenar bajo la acción de la gravedad, no toda el agua que contiene es liberada: una parte del agua es retenida en los poros por fuerzas de atracción molecular, adhesión y cohesión. La cantidad de agua retenida es directamente proporcional a la superficie de las partículas e inversamente proporcional al tamaño de los poros; así, por ejemplo, las arcillas retienen mayor cantidad de agua que las arenas.

Se define como Rendimiento Específico de una roca a la cantidad de agua que libera, por unidad de volumen, cuando el nivel freático experimenta un abatimiento unitario. La Retención Específica (r) mide la capacidad de la roca para retener el agua, y se define como el volumen de agua retenido en contra de la gravedad, por unidad de volumen de roca.

De acuerdo con las definiciones anteriores, se tiene la siguiente relación:

$$n = S_y + r$$

En la mayoría de las rocas, el agua no es liberada en forma instantánea, sino que existe un cierto retraso entre el descenso del nivel freático y el drenado total de los poros. En las formaciones granulares tal retraso es tanto mayor cuanto menor es el tamaño de los granos.

3.3.- CONTENIDO DE HUMEDAD (θ), DEFICIENCIA DE HUMEDAD (D_h) Y GRADO DE SATURACION (G_s).

El Contenido de Humedad de una roca es la cantidad de agua que contiene por unidad de volumen, esto es:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} (\%),$$

siendo V_w el volumen de agua, y V_t , el volumen total. Cuando la roca está totalmente saturada, el contenido de humedad es numéricamente igual a la porosidad.

La Deficiencia de Humedad se define como la diferencia entre la retención específica y el contenido de humedad, cuando éste es inferior a aquélla; por el contrario, si el contenido es igual o mayor que la retención, la deficiencia es igual a cero. Lo anterior puede expresarse:

$$D_h = r - \theta, \quad \theta < r$$

$$D_h = 0, \quad \theta \geq r$$

En otras palabras, la Deficiencia de Humedad es la cantidad de agua que requiere una roca por unidad de volumen para satisfacer su retención específica.

El Grado de Saturación de una roca es la relación entre la cantidad de agua que contiene y su volumen de vacíos; se expresa también como un porcentaje:

$$G_s = \frac{V_w}{V_v} (\%)$$

En la zona saturada todos los materiales tienen un G_s de 100%.

3.4.- CARGA HIDRAULICA Y GRADIENTE HIDRAULICO.-

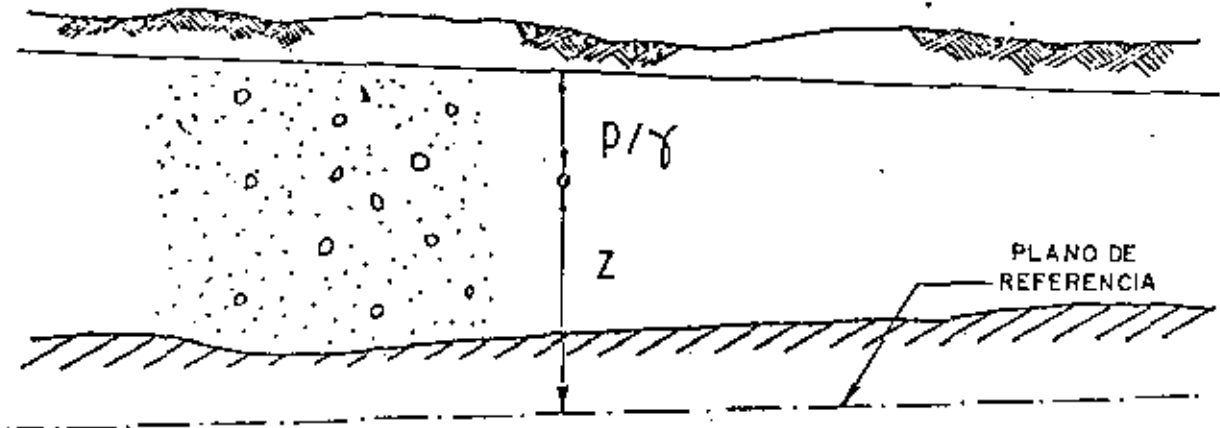
El teorema de Bernoulli establece que la energía total, expresada como una carga (h), en un punto dentro del seno de un líquido en movimiento es:

$$h = z + p/\gamma + v^2/2g$$

o sea la suma de las cargas de posición (z), presión (p/γ) y velocidad ($v^2/2g$). Ahora bien, en un medio poroso, esta última es prácticamente despreciable respecto a las otras dos (una fracción de milímetro frente a varios metros), debido a que la velocidad de circulación del agua es muy pequeña. Por lo tanto, para fines prácticos, en la gran mayoría de los problemas geohidrológicos la carga total o carga hidráulica se puede expresar:

$$h = z + p/\gamma$$

CARGA HIDRAULICA



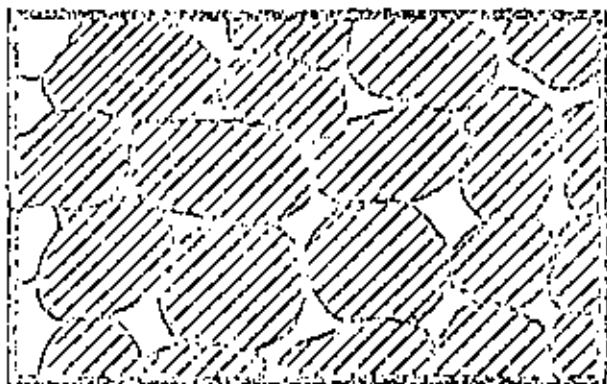
$$\begin{aligned} \text{CARGA HIDRAULICA} &= \text{CARGA DE POSICION} + \text{CARGA DE PRESION} + \text{CARGA DE VELOCIDAD} \\ & \hspace{15em} \text{(Despreciable)} \\ h &= z + p/\gamma + \cancel{\frac{v^2}{2g}} \end{aligned}$$

Si en un punto de un acuífero se introduce la boca de un tubo desde la superficie, la presión del agua en ese punto hará que el agua ascienda dentro del tubo hasta una altura tal, que el peso de la columna de agua por unidad de área, equilibre la presión en el punto considerado. La altura del nivel del agua sobre éste es igual a la carga de presión.

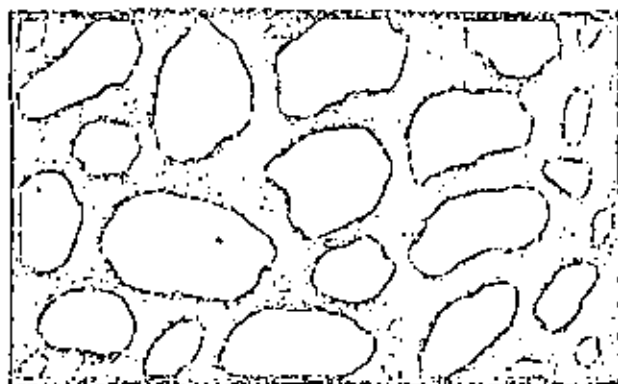
La carga de posición es simplemente la altura del punto en cuestión sobre el plano o nivel de referencia.

El gradiente hidráulico (i) -también llamado pérdida de carga unitaria- definido como la pendiente de la superficie freática o piezométrica en el punto considerado, es un concepto de primordial importancia.

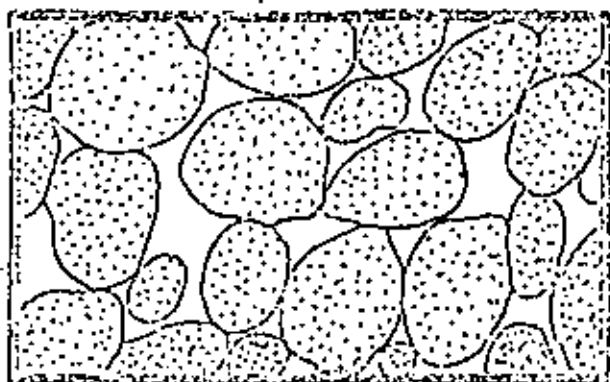
DISTINTOS TIPOS DE INTERSTICIOS Y RELACION ENTRE LA TEXTURA Y LA POROSIDAD DE LAS ROCAS



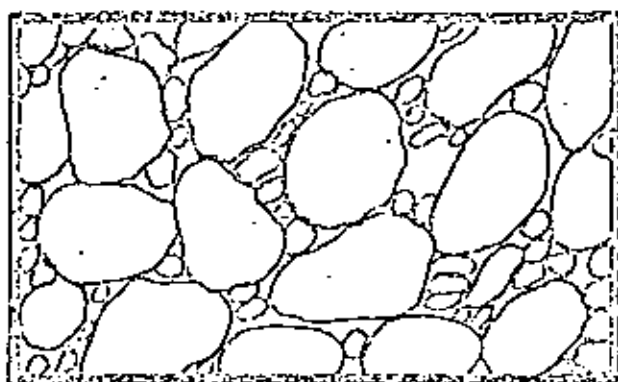
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGENA Y GRAN POROSIDAD



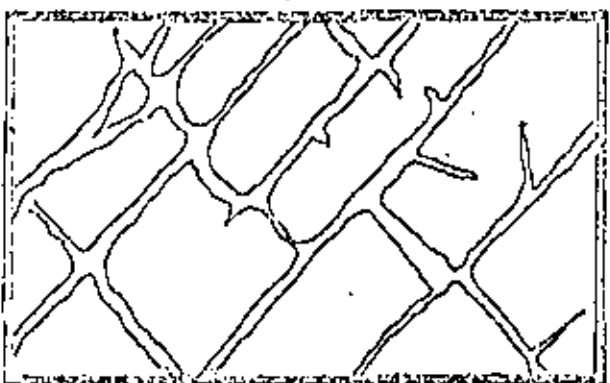
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGENA CUYA POROSIDAD HA DISMINUIDO POR CEMENTACION DE SUS INTERSTICIOS CON MATERIAS MINERALES.



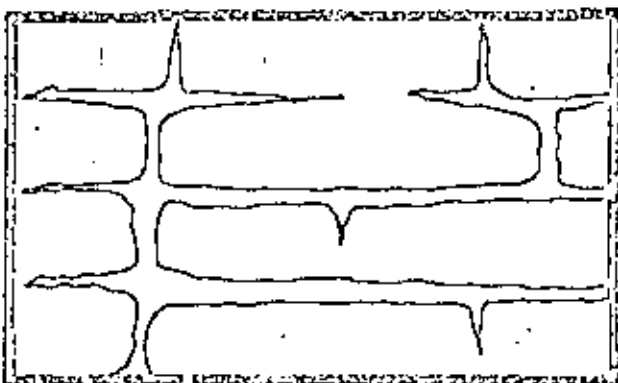
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGENA FORMADO POR ELEMENTOS QUE A SU VEZ SON POROSOS, POR TANTO POROSIDAD MUY ELEVADA



DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HETEROGENEA Y ESCASA POROSIDAD



ROCA POROSA POR FRAGMENTACION



ROCA POROSA POR SOLUCION

cia en el fenómeno del flujo subterráneo, ya que de su valor depende, en parte, la velocidad de circulación del agua. Es un parámetro adi mensional.

3.5.- LA PERMEABILIDAD.-

Introducción.

La permeabilidad de un material es una de las características que mayor interés revisten para el ingeniero. Así, por ejemplo, en el campo de la Mecánica de Suelos la permeabilidad juega un papel muy importante en varios fenómenos, entre ellos el de la consolidación, y su conocimiento es indispensable para cuantificar el caudal de agua que circula a través del elemento permeable de una estructura o por debajo de ella. La característica en cuestión también interviene en forma preponderante en problemas agrológicos, tales como el diseño de sistemas de drenaje. En el campo de la Geohidrología la permeabilidad tiene importancia primordial: de ella depende fundamentalmente el rendimiento de las captaciones y la velocidad de circulación del agua subterránea; su conocimiento es esencial para cuantificar los caudales de flujo subterráneo y la velocidad de propagación de un contaminante en el subsuelo; así mismo, es uno de los datos básicos para simular el comportamiento de un acuífero. Y, probablemente, es en este campo donde su determinación plantea mayores dificultades.

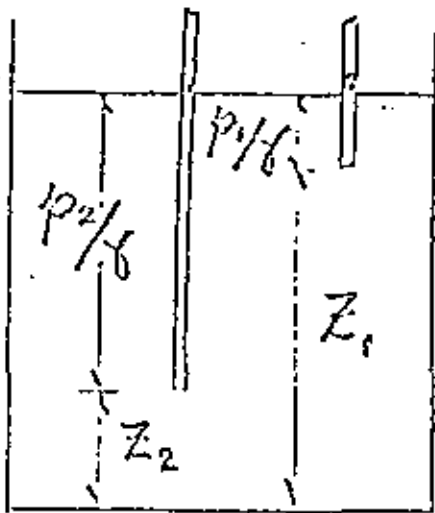
La permeabilidad es la capacidad de una roca para permitir la circulación del agua a través de ella. Cuantitativamente su valor está dado por el Coeficiente de Permeabilidad, el cual se define como el caudal que circula a través de un área unitaria, transversal al flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario. Esta propiedad depende de la forma, acomodo y distribución granulométrica de las partículas constituyentes, y del grado de compactación o cementación de las mismas, factores que controlan, a su vez, el tamaño e interconexión de los intersticios. El coeficiente de permeabilidad se expresa en unidades de velocidad; generalmente, en el sistema métrico, en m/seg o cm/seg.

En la tabla No. 1 se indican rangos representativos de porosidad, rendimiento específico y permeabilidad, para las rocas más comunes.

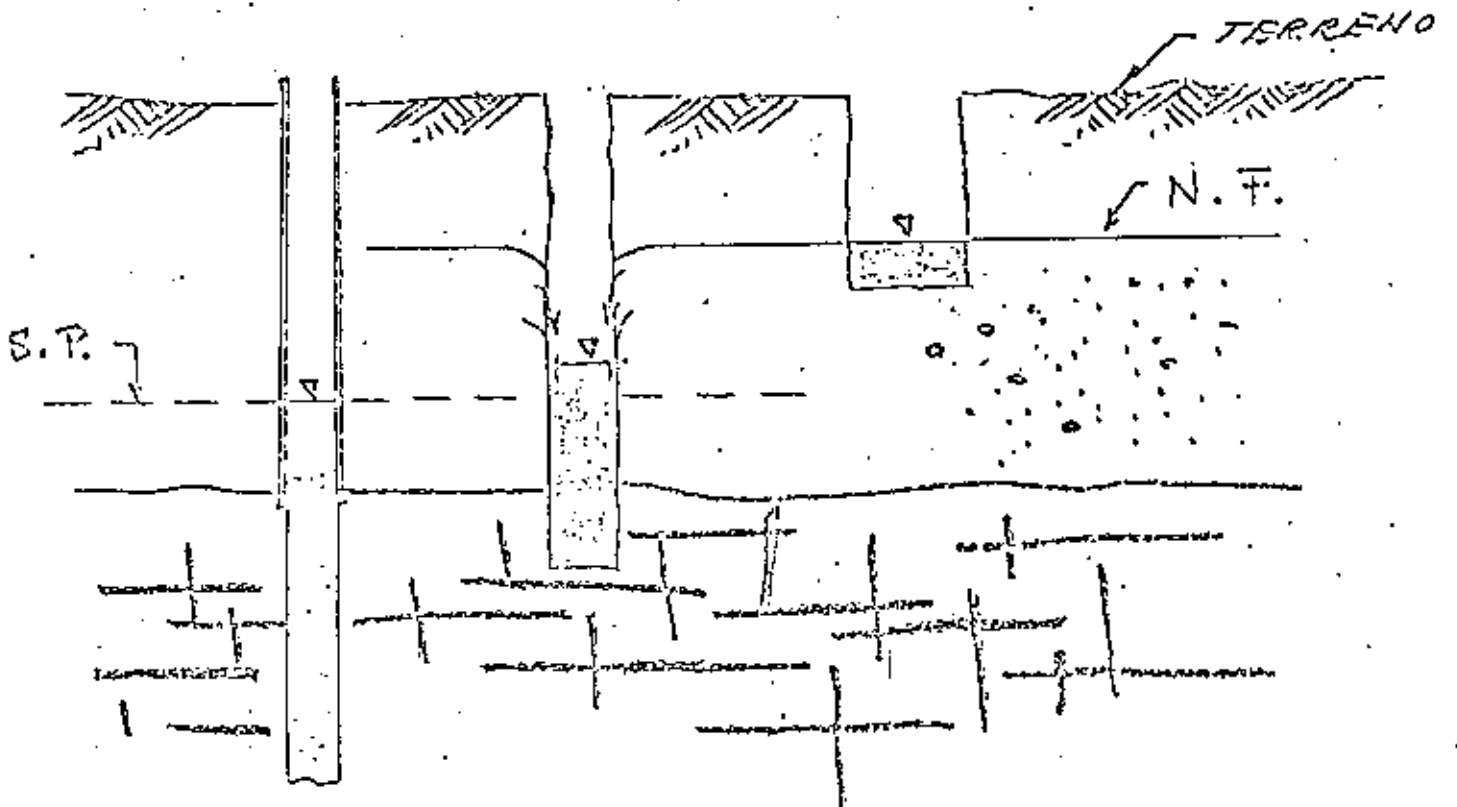
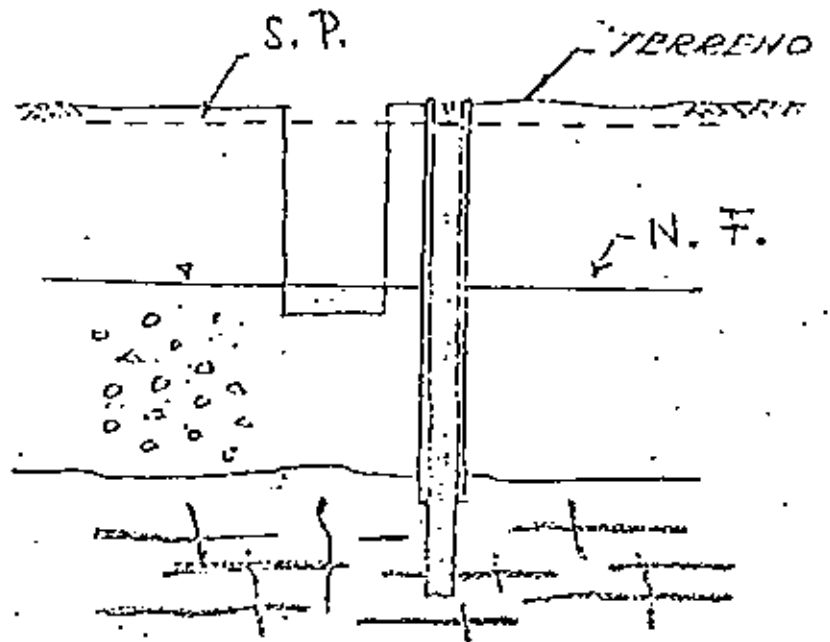
T A B L A N o . 1

R o c a	n(%)	S _y (%)	K' (m/seg)
Arcilla	45 a 55	1 a 10	10 ⁻¹⁰ a 2x10 ⁻⁷
Arena	35 a 40	10 a 30	10 ⁻⁵ a 3x10 ⁻⁴
Grava	30 a 40	15 a 30	10 ⁻⁴ a 1.5x10 ⁻³
Grava y Arena	20 a 35	15 a 25	10 ⁻⁵ a 5x10 ⁻⁴
Arenisca	10 a 20	5 a 15	10 ⁻⁸ a 5x10 ⁻⁶
Caliza	1 a 10	0.5 a 5	muy variable

Es importante destacar que una elevada porosidad no implica -



Z_a



necesariamente una elevada permeabilidad; por el contrario, en algunas rocas mientras mayor es la porosidad, menores son su permeabilidad y su rendimiento específico, como puede verse en la Tabla No. 1. De aquí se desprende una conclusión interesante: para que una roca sea favorable como acuífero, no basta que contenga un gran volumen de agua almacenada; es necesario, además, que permita su fácil circulación hacia las captaciones.

Determinación de la Permeabilidad.-

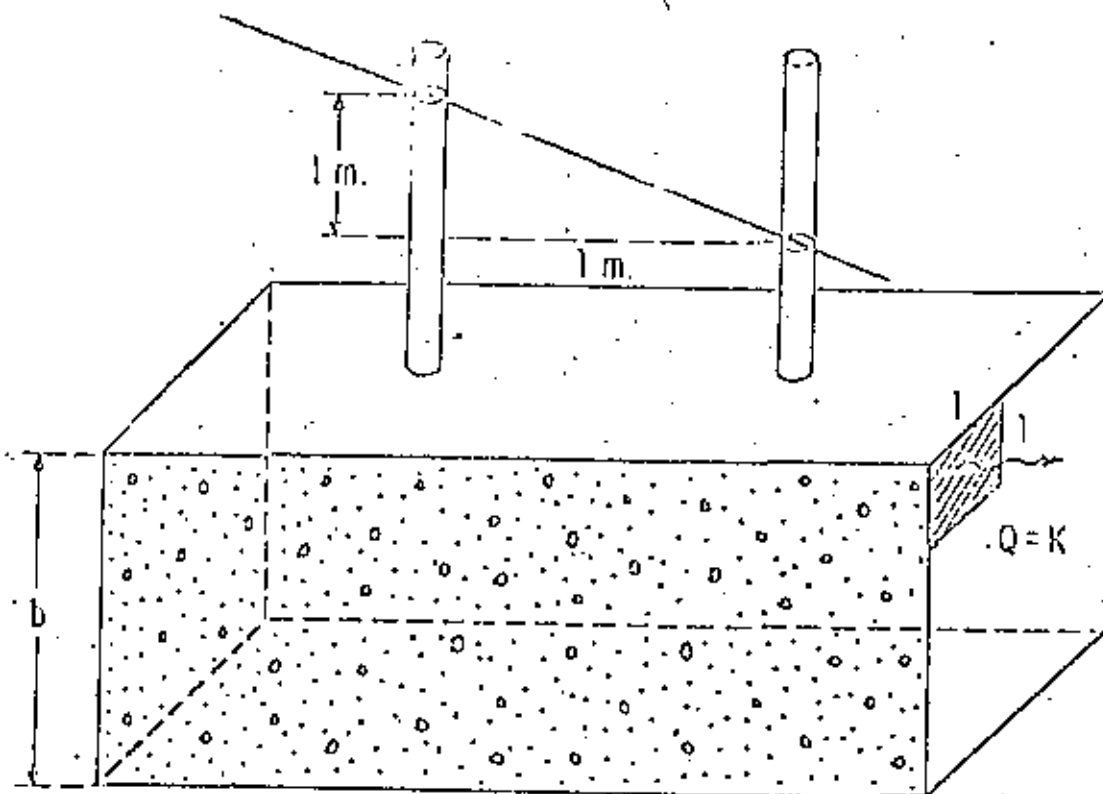
Existen varios procedimientos para determinar la permeabilidad de un material. Algunos de ellos consisten en la utilización de aparatos específicamente diseñados para tal fin, como los permeámetros; otros, en cambio, permiten determinar el valor del coeficiente en cuestión mediante pruebas que persiguen otro objetivo, tales como la prueba de consolidación y la prueba horizontal de capilaridad.

Todos estos procedimientos fueron desarrollados en el campo de la Mecánica de Suelos y proporcionan valores muy precisos de la permeabilidad. En la mayoría de los problemas tratados por esta Disciplina, el medio puede suponerse, para efectos prácticos, homogéneo con respecto a sus características hidráulicas, puesto que éstas muchas veces son controladas artificialmente; por consiguiente, el valor de la permeabilidad obtenido a partir del análisis de una o varias muestras puede considerarse representativo de todo el medio.

Sin embargo, en el campo de la Geohidrología las condiciones son totalmente diferentes: en el subsuelo todas las formaciones geológicas presentan una mayor o menor heterogeneidad, por lo que un valor prácticamente puntual de la permeabilidad, por preciso que sea, obtenido mediante los métodos antes señalados, resulta de muy poca utilidad; y esto independientemente de la gran dificultad que existe para reproducir en el laboratorio las condiciones que el material tenía in situ. Por esta razón, dentro de esta Especialidad se han desarrollado pruebas de campo tendientes a determinar más bien un valor medio de la permeabilidad correspondiente a un cierto volumen de material. Tal es el objetivo de las llamadas "Pruebas de Bombeo".

Ley de Darcy.-

En 1856 Henri Darcy estudió experimentalmente el fenómeno del flujo a través de filtros de arena. Como resultado de sus observaciones estableció la ley que lleva su nombre, la cual constituye una de las bases de la Teoría del Flujo en Medios Porosos. De acuerdo con esta ley, la velocidad con que circula un fluido a través de un material poroso es directamente proporcional a la pérdida de carga hidráulica e inversamente proporcional a la longitud recorrida, esto es, directamente proporcional al gradiente hidráulico.



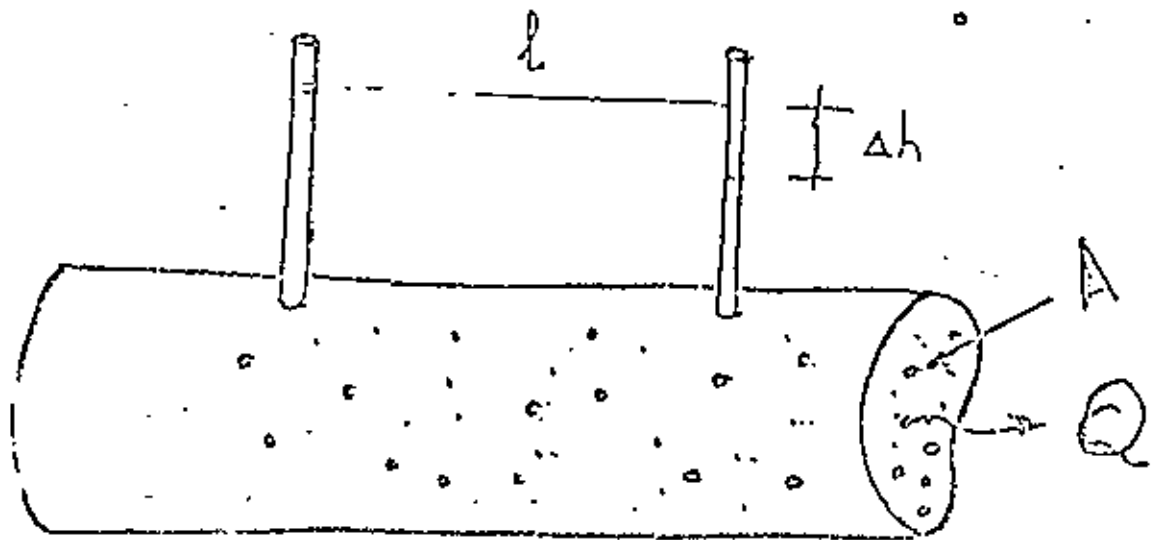
Matemáticamente, lo anterior puede expresarse:

$$v = K.i$$

siendo: v , la velocidad aparente de flujo; i , el gradiente hidráulico, y K , el Coeficiente de Permeabilidad, también llamado Permeabilidad Efectiva y Conductividad Hidráulica.

De lo anterior resulta evidente que el coeficiente de permeabilidad tiene unidades de velocidad, ya que el gradiente es adimensional. Dicho coeficiente puede expresarse en diversas unidades consistentes; - en el sistema métrico decimal generalmente se expresa en cm/seg. En la tabla siguiente se presentan los rangos de valores de la permeabilidad correspondientes a los materiales granulares más comunes.

LEY DE DARCY



VELOCIDAD = PERMEABILIDAD × GRADIENTE

$$v = k \cdot \frac{\Delta h}{l} = k \cdot i$$

$$Q = v \cdot A = k \cdot i \cdot A$$

$$k = k_i \cdot \frac{\gamma}{\mu} = C d^2 \frac{\gamma}{\mu}$$

Permeabilidad
intrínseca

Medio
poroso

d - Tamaño medio del poro

C - Factor de forma (distribución granulométrica, compactación, cementación...)

<u>M a t e r i a l</u>	<u>Coefficiente de Permeabilidad (cm/seg)</u>	
Arcilla	10^{-6}	- 10^{-9}
Arenas finas. Mezcla de arena, limo y arcilla.	10^{-3}	- 10^{-7}
Arena gruesa. Mezclas de grava y arena.	10^{-3}	- 1
Grava.	1	- 10^{-2}

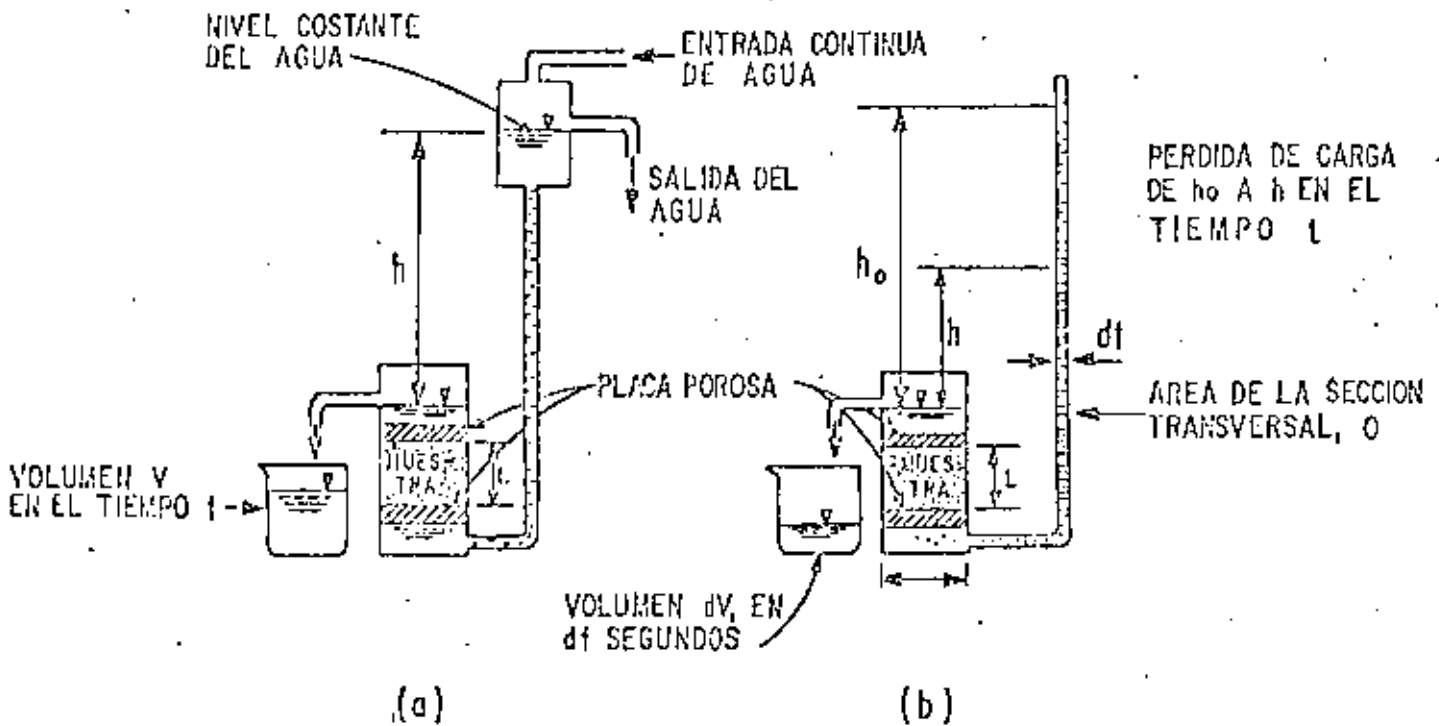


FIG. 7 PERMEAMETRO (a) CARGA CONSTANTE
(b) CARGA VARIABLE

Puesto que

$$Q = A \cdot v$$

se tiene

$$Q = A \cdot K \cdot i$$

de donde se desprende la siguiente definición de la característica de que se trata: la permeabilidad de un material poroso es la cantidad de fluido que pasa a través de una sección de área unitaria, transversal al flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario.

Factores que Influyen en el Valor de la Permeabilidad.-

El valor del coeficiente K depende tanto de las características del medio como de algunas características del fluido. Se ha demostrado que para considerar separadamente la influencia de ambos factores, dicho coeficiente puede expresarse:

$$K = k_i \cdot \frac{\gamma}{\mu}$$

siendo: k_i , la permeabilidad intrínseca o específica dependiente exclusivamente de las características del material; γ y μ , el peso específico y la viscosidad dinámica del fluido, respectivamente.

A su vez, k_i puede expresarse en función de una longitud característica, llamada "Radio Hidráulico" del medio.

$$k_i = Cd^2$$

en que: d es el diámetro efectivo, y C, el llamado Factor de Forma, que toma en cuenta: forma y acomodo de los granos, estructura y estratificación, grado de compactación o cementación, presencia de agujeros o fisuras, etc.

Velocidad Aparente y Velocidad Real.-

En sus experimentos Henri Darcy hizo circular agua a través de un filtro de arena, aforó el caudal de flujo (Q), midió la sección transversal del filtro, calculó la velocidad de flujo como el cociente entre ambos términos ($=Q/A$) y midió la pérdida de carga entre varios piezómetros instalados en el filtro; después de repetir el experimento con varios caudales, correlacionó las velocidades resultantes con la pérdida de carga y la longitud de recorrido respectiva, derivando finalmente de todo ello la ley que lleva su nombre. Pero nótese que la velocidad dada por esta ley es una velocidad aparente, ya que en su cálculo se consideró la sección total del medio (sólidos y vacíos).

En realidad, como el agua circula únicamente a través de los es

pacios vacíos (poros, fisuras, fracturas...), el área de flujo es mucho menor que el área total de la sección y, por lo mismo, la velocidad de circulación es mucho mayor que la velocidad aparente.

El área de flujo (A_f) está dada por:

$$A_f = A \cdot n_e$$

siendo n_e la porosidad efectiva, la cual es menor que la porosidad total por tomar en cuenta la parte de los vacíos que es ocupada por agua pelicular adherida a la fase sólida. Por otra parte, la ecuación de continuidad establece que

$$Q = v \cdot A = v_f \cdot A_f$$

de donde

$$v_f = v \cdot \frac{A}{A_f}$$

en que v_f es la velocidad real de circulación del agua "Velocidad Real de Filtración".

Ahora bien, la porosidad efectiva es numéricamente equivalente al rendimiento específico, S_y , de la roca y la velocidad aparente está dada por la Ley de Darcy; por tanto, v_f también puede expresarse

$$v_f = \frac{K \cdot i}{S_y}$$

Puesto que S_y toma valores entre 0.05 y 0.3, resulta que puede ser de 3 a 20 veces la velocidad aparente.

El concepto de velocidad de filtración tiene primordial importancia en problemas de contaminación, pues representa la rapidez con que se propaga un contaminante en el subsuelo.

Rango de Validez de la Ley de Darcy.-

Por analogía con el flujo en tuberías se define un "Número de Reynolds", N_r , para el medio poroso, como sigue:

$$N_r = v \cdot d / \nu$$

en que: v es la velocidad aparente de flujo, dada por la Ley de Darcy; d , una longitud característica (diámetro medio o diámetro efectivo de los granos), y ν , la viscosidad cinemática del fluido.

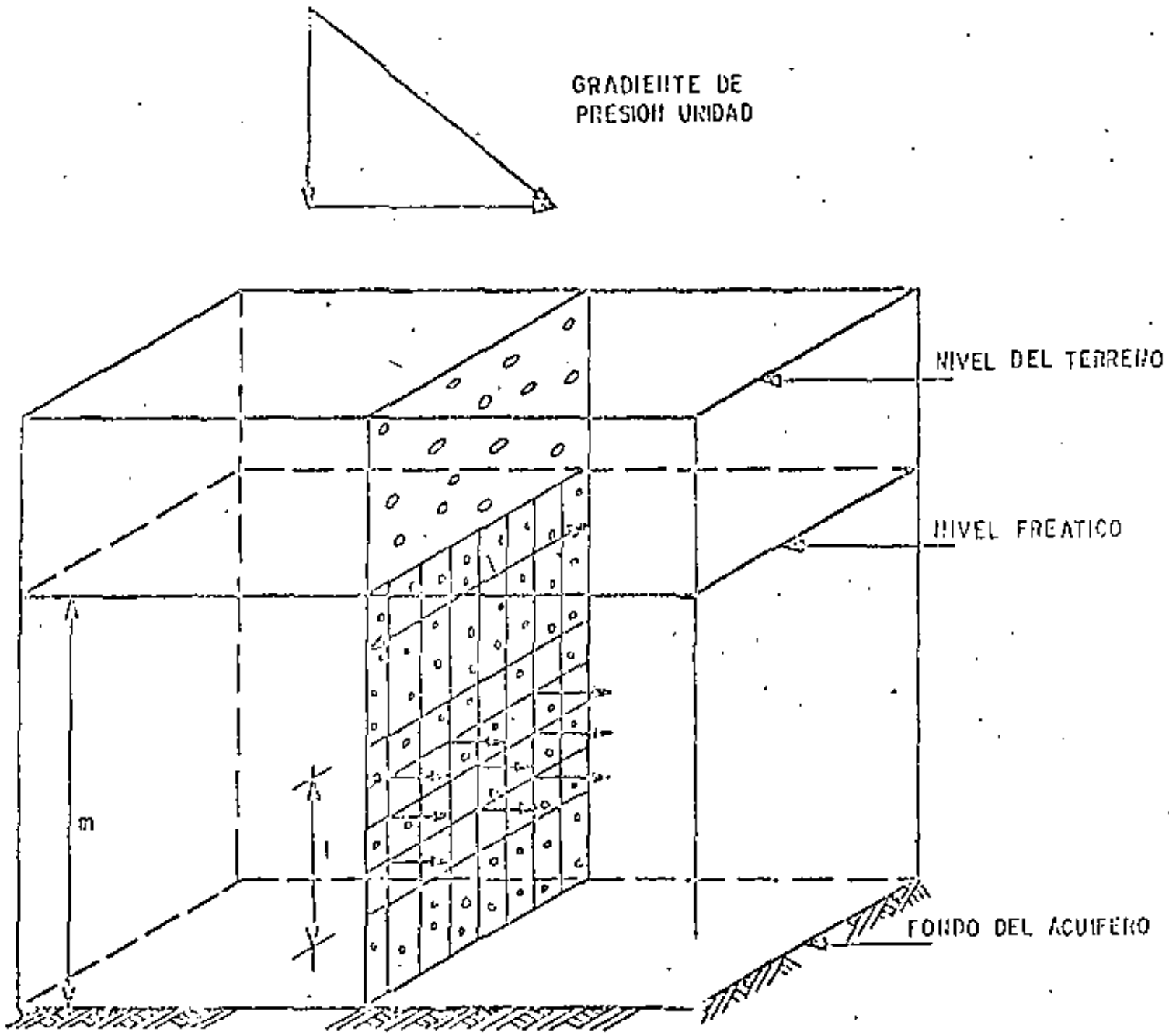
Tal número es un indicador del régimen de flujo. Mediante experimentos de laboratorio diversos investigadores han demostrado que cuando N_r toma valores menores de 1, el régimen es laminar; para valo-

res mayores de 10, es turbulento, y para valores entre 5 y 10 se presenta la transición entre ambos. Afortunadamente, en la gran mayoría de los casos el flujo a través de materiales granulares es laminar y, por tanto, la Ley de Darcy es aplicable.

3.6.- TRANSMISIVIDAD ($T=kb$).

Un concepto relacionado con el de permeabilidad es el de Coeficiente de Transmisividad, el cual se define como el producto del coeficiente de permeabilidad y el espesor saturado del acuífero. Se expresa en m^2/seg o $m^2/día$.

ESQUEMA ILUSTRATIVO DE LAS DEFINICIONES DE PERMEABILIDAD Y TRANSMISIBILIDAD



3.7.- COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO ESPECÍFICO (S_s) Y DE ALMACENAMIENTO (S).

En el subsuelo, un punto cualquiera está sometido a una presión total, p , cuyo valor es numéricamente igual al peso de la columna de material, de área unitaria, que gravita sobre el punto considerado; esto es:

$$p = \gamma_s \cdot Z$$

en que γ_s y Z son el peso específico del material y la profundidad a que se encuentra el punto con respecto a la superficie del terreno, respectivamente.

La presión total está soportada en parte por el esqueleto sólido de la roca, y en parte por el agua contenida en sus vacíos. A la presión, \bar{p} , que soporta el esqueleto se le denomina "presión efectiva" o "presión intergranular"; la presión a que está sometida el agua contenida en los vacíos recibe el nombre de "presión intersticial" o "presión de poro", y es numéricamente igual al peso de la columna de agua, de área unitaria, que gravita sobre el punto. Por tanto, la presión total puede expresarse, en términos de sus dos componentes, como sigue:

$$p = \bar{p} + \gamma h$$

siendo γ y h el peso específico del agua y la carga hidráulica sobre el punto, respectivamente.

Cuando la carga hidráulica desciende, la presión intersticial disminuye y, como consecuencia, las moléculas de agua se expanden; al mismo tiempo, puesto que la presión total es constante (a menos que se modifique artificialmente, por ejemplo, construyendo una estructura o efectuando una excavación), la presión efectiva aumenta en la misma proporción, lo que provoca la compactación del material. Como resultado de ambos procesos un cierto volumen de agua es liberado.

Se define como Coeficiente de Almacenamiento Específico, S_s , a la cantidad de agua liberada por unidad de volumen de material, cuando la carga hidráulica decrece una unidad. Se expresa en unidades de l/L (longitud).

Un concepto relacionado con el anterior es el Coeficiente de Almacenamiento, S , definido como la cantidad de agua liberada por una columna de área horizontal unitaria y altura igual al espesor saturado del acuífero, cuando la carga hidráulica decrece una unidad. Es un coeficiente adimensional.

De las definiciones anteriores se desprende que la relación entre ambos coeficientes es:

$$S = S_s \cdot b$$

en que b es el espesor del acuífero.

La compresibilidad del agua es muy reducida; por tanto, la cantidad de agua que puede liberar un acuífero confinado o semiconfinado depende fundamentalmente de la compresibilidad de su esqueleto sólido: mientras más compresible es el material mayor es la cantidad de agua que libera al compactarse. Así, por ejemplo, el coeficiente de almacenamiento de un estrato arcilloso es mucho mayor que el de una formación densa del mismo espesor.

Pese a que existen materiales muy compresibles el volumen de agua cedido por compactación es relativamente pequeño; por ello, el coeficiente de almacenamiento de acuíferos confinados o semiconfinados tiene valores muy reducidos: en el rango de 10^{-2} a 10^{-5} .

En cambio, en un acuífero libre, al volumen de agua liberado por compactación del acuífero y expansión del agua, se agrega el volumen liberado por el drenado del material (representado por el rendimiento específico). Como el primer volumen es muy pequeño en comparación con el segundo, se puede considerar que el coeficiente de almacenamiento de un acuífero libre es igual a su rendimiento específico.

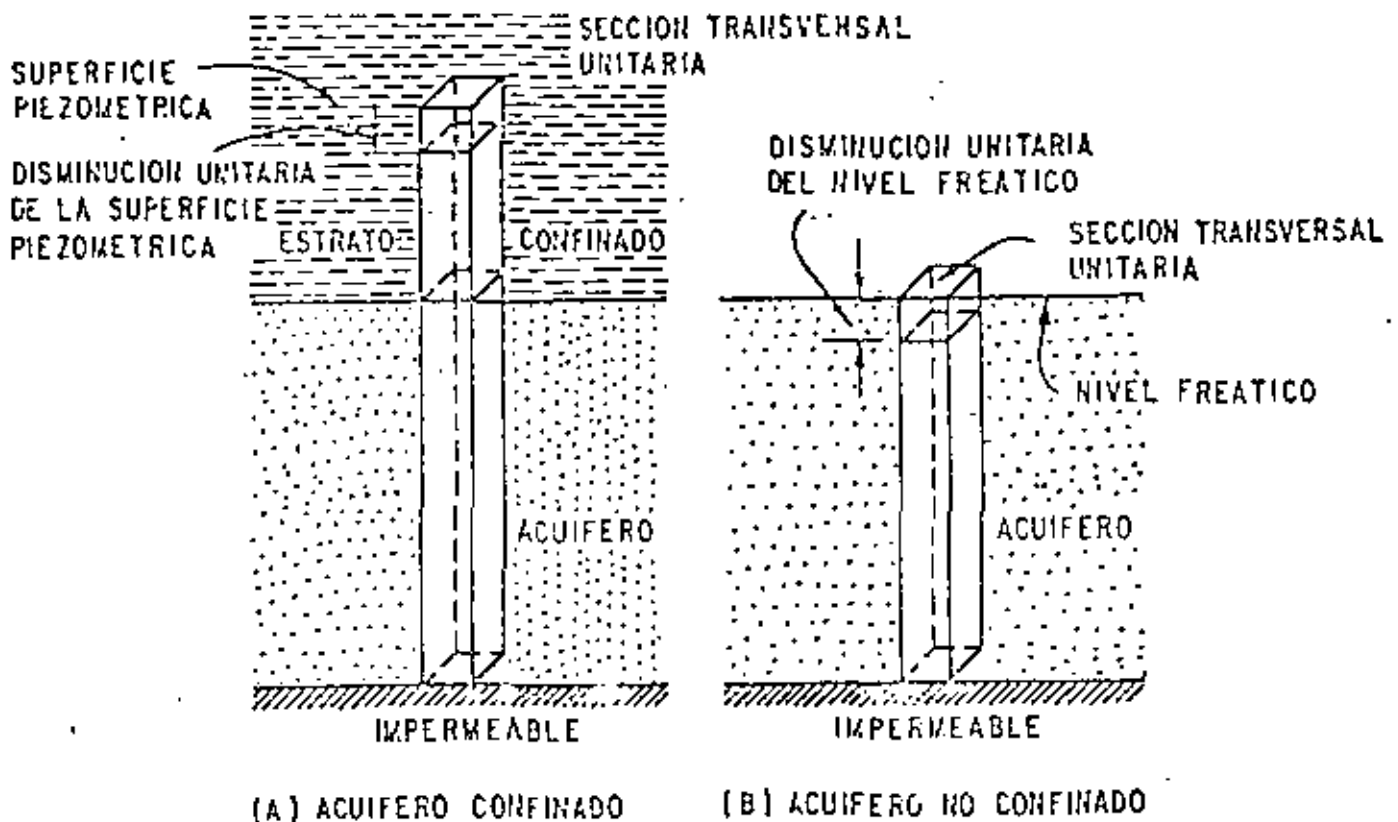


FIG. 5 DEFINICION DEL COEFICIENTE DE ALMACENAJE

IV.- ACUIFEROS.

Se llaman "acuíferos" a aquellos estratos que pueden proporcionar agua en una cantidad aprovechable. Desde luego, esta definición es muy relativa, pues depende de las condiciones existentes en cada zona: en una zona árida donde sea difícil la obtención de agua subterránea, una formación que proporcione unos cuantos litros por segundo puede considerarse un acuífero; mientras que en una zona con elevada disponibilidad de agua subterránea, esa misma formación podría considerarse como semi-impermeable. La figura No. 1 ilustra lo arriba descrito.

4.1.- TIPOS DE ACUIFEROS.

Desde el punto de vista hidráulico los acuíferos pueden clasificarse en tres tipos principales: confinados, semiconfinados y libres.

A un acuífero limitado superior e inferiormente por formaciones relativamente impermeables, que contiene agua a mayor presión que la atmosférica, se le da el nombre de "acuífero confinado".

Sí un acuífero está limitado por formaciones menos permeables que él mismo, pero a través de las cuales puede recibir, o ceder, volúmenes significativos de agua, se le llama acuífero "semiconfinado".

En pozos que captan acuíferos confinados o semiconfinados, el nivel del agua asciende arriba del "techo" del acuífero. La superficie imaginaria definida por los niveles del agua de los pozos que penetran este tipo de acuíferos, recibe el nombre de "superficie piezométrica"; sus variaciones corresponden a cambios de la presión a que está sometida el agua en el acuífero, y puede encontrarse, en un punto dado, arriba o abajo del nivel freático. Cuando dicha superficie se encuentra arriba de la superficie del terreno, da lugar a pozos brotantes. Los acuíferos confinados y semiconfinados pueden transformarse en libres, cuando la superficie piezométrica desciende bajo el techo del acuífero.

Cuando un acuífero tiene como límite superior al nivel freático, se le da el nombre de acuífero "libre". Las variaciones de este nivel corresponden a variaciones en el espesor saturado del acuífero. En la figura No. 2 se ilustran esquemáticamente los diferentes tipos de acuífero. Haciendo una analogía con obras hidráulicas, puede decirse que el acuífero confinado funciona como una tubería a presión, y el acuífero libre, como un canal.

4.2.- COMPORTAMIENTO DE LOS ACUIFEROS.

Todo acuífero tiene mecanismos naturales de recarga y descarga, que pueden ser modificados mediante recarga y/o descarga artificiales.

La recarga natural del acuífero ocurre por la infiltración de agua de lluvia en formaciones permeables, aunque no toda el agua que

DIFERENTES TIPOS DE ACUIFEROS

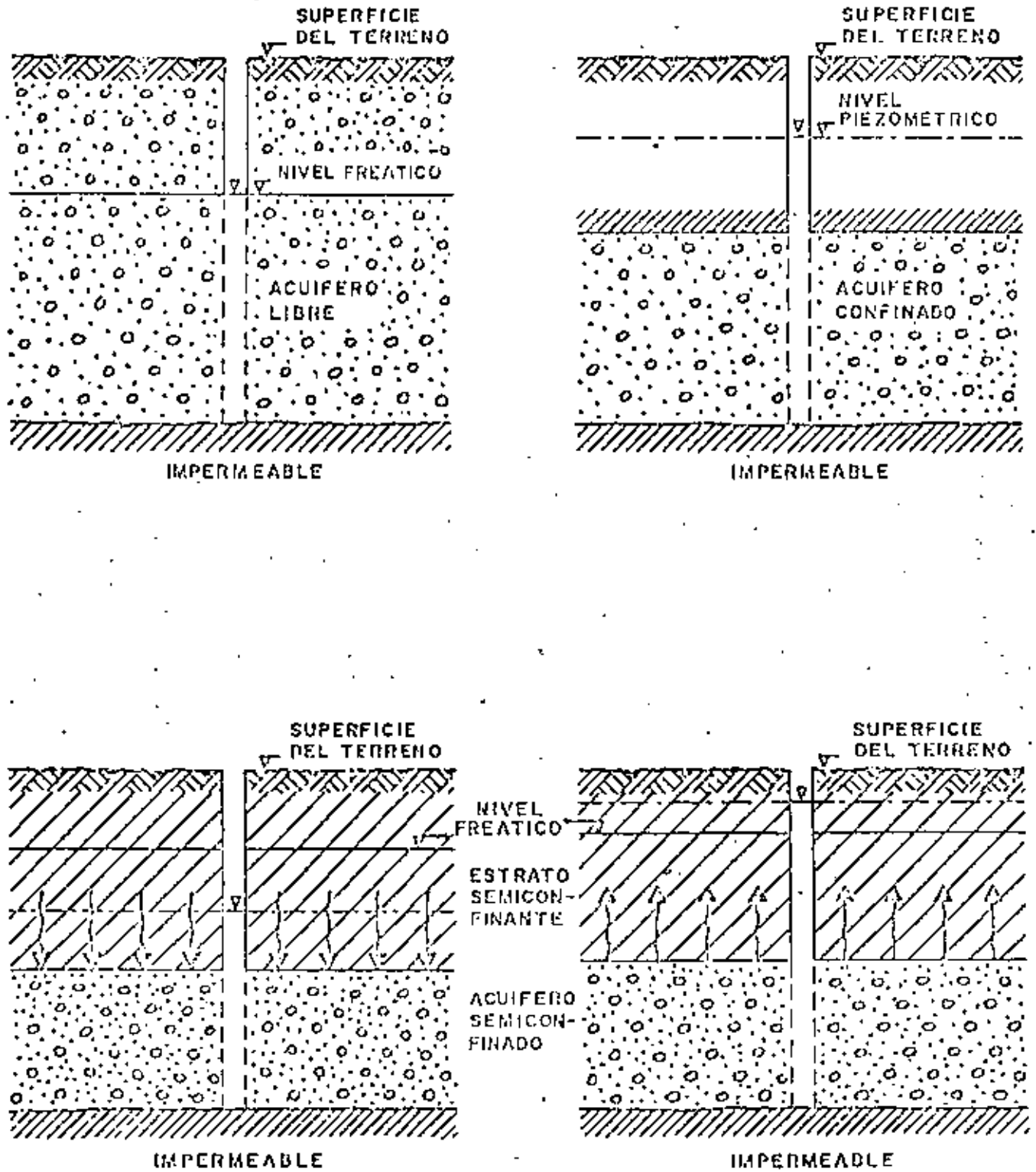


FIG. No. 2

se infiltra llega al acuífero, debido a que una parte de ella es retenida por las formaciones que se encuentran arriba del nivel freático. El acuífero puede ser recargado también artificialmente, mediante la infiltración de agua a través de obras construidas con ese fin.

La descarga natural tiene lugar a través de manantiales y cauces; por evapotranspiración en áreas con nivel freático somero, o subterráneamente al mar o a cualquier masa de agua superficial (laguna, lago, o vaso).

El agua se mueve en el acuífero, de las zonas de recarga a las de descarga, siguiendo las trayectorias de menor resistencia y a una velocidad que depende de la permeabilidad de las rocas y del gradiente hidráulico. La velocidad puede variar desde unos cuantos centímetros por año en materiales arcillosos, hasta varios cientos de metros por año en gravas; aunque en algunas rocas volcánicas y calizas, puede llegar a ser de varios kilómetros por año.

Los niveles freáticos y piezométricos oscilan continuamente - respondiendo a la recarga y descarga del acuífero. Si el nivel del agua (freático o piezométrico) no está afectado por la operación de una captación, se le llama "Nivel Estático"; en caso contrario, se le llama "Nivel Dinámico".

El conocimiento de los mecanismos de recarga y descarga de un acuífero, es indispensable para cuantificar su potencialidad y planear su explotación racional, y requiere de la observación continua del comportamiento de los niveles del agua en pozos distribuidos en el área considerada.

17a

RECARGA DE LOS ACUIFEROS.

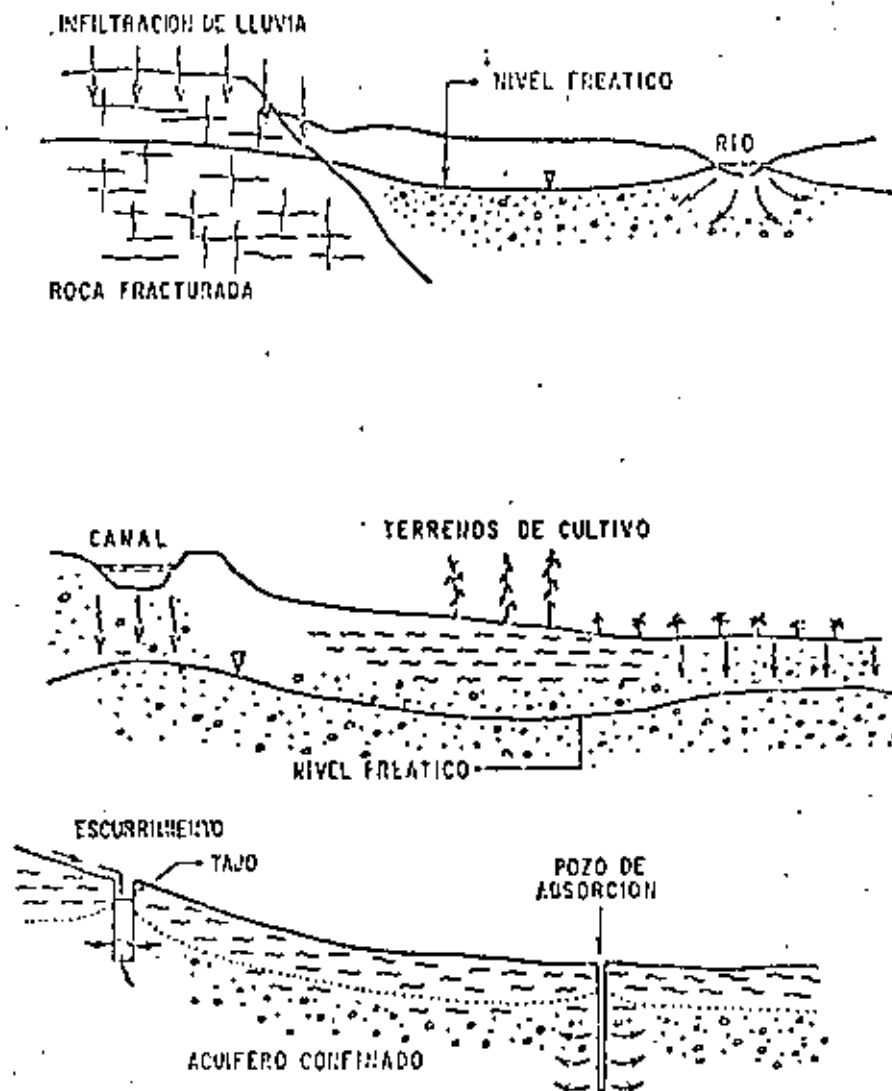
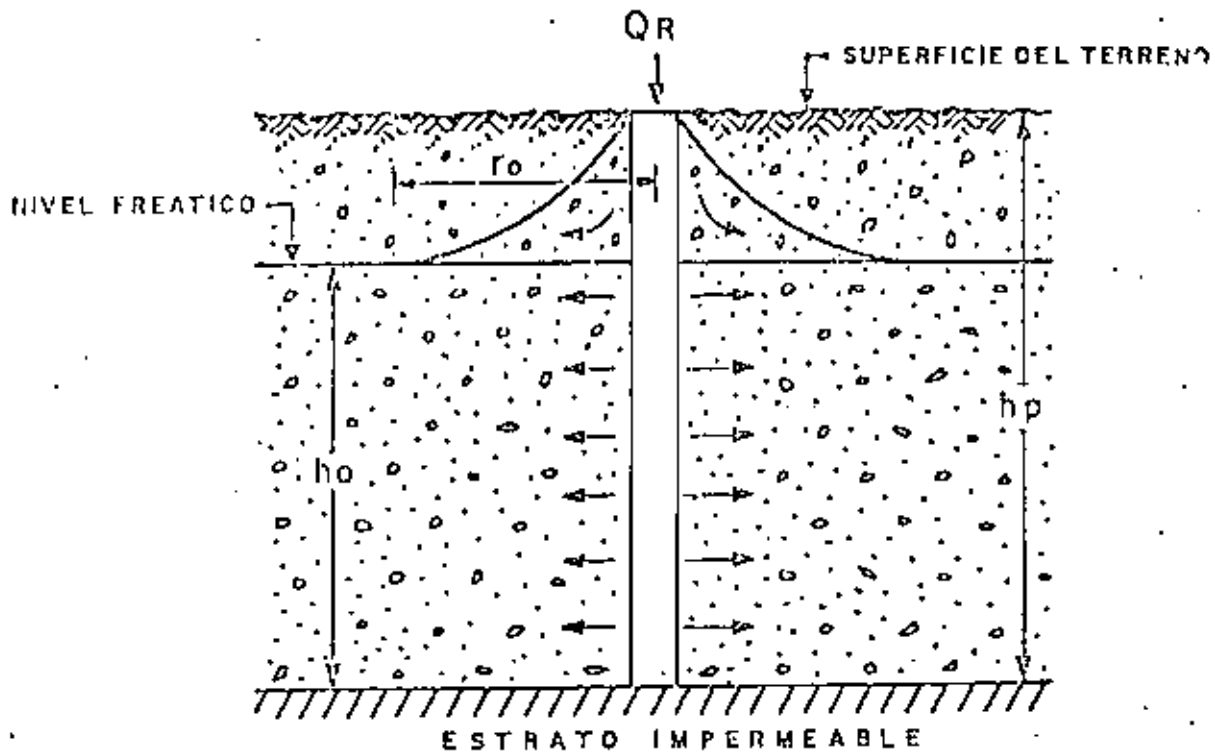
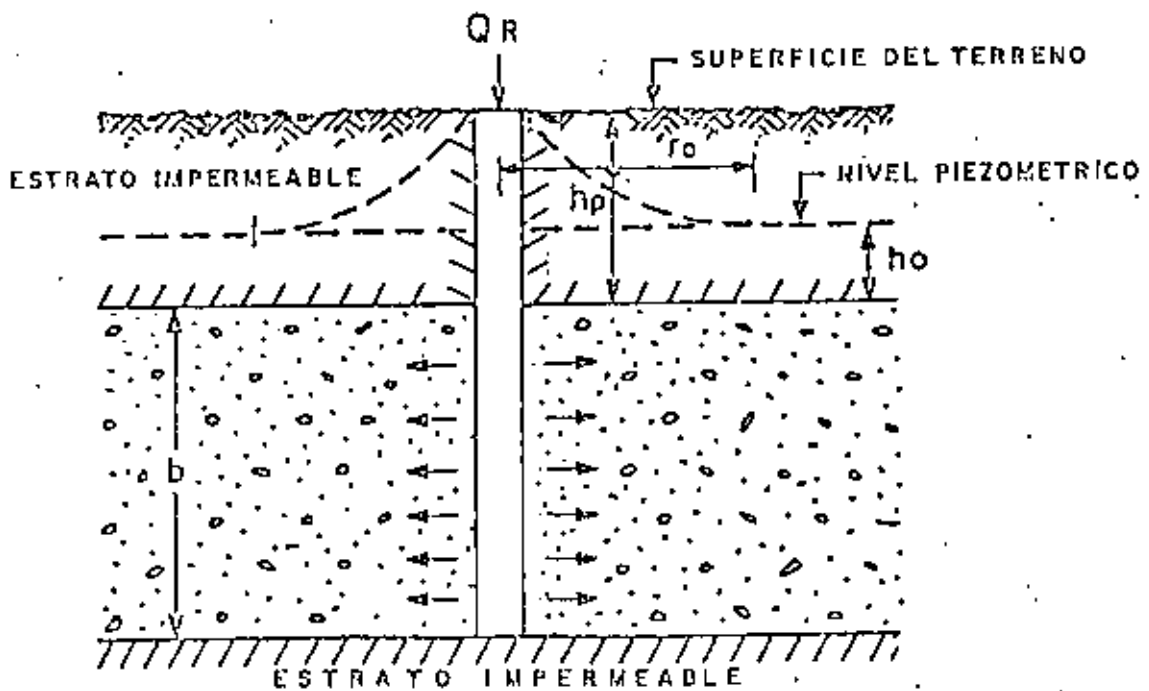


FIGURA No. 8

RECARGA ARTIFICIAL A TRAVES DE POZOS



a) CONDICIONES LIBRES



b) CONDICIONES CONFINADAS

17c

DESCARGA DE LOS ACUÍFEROS

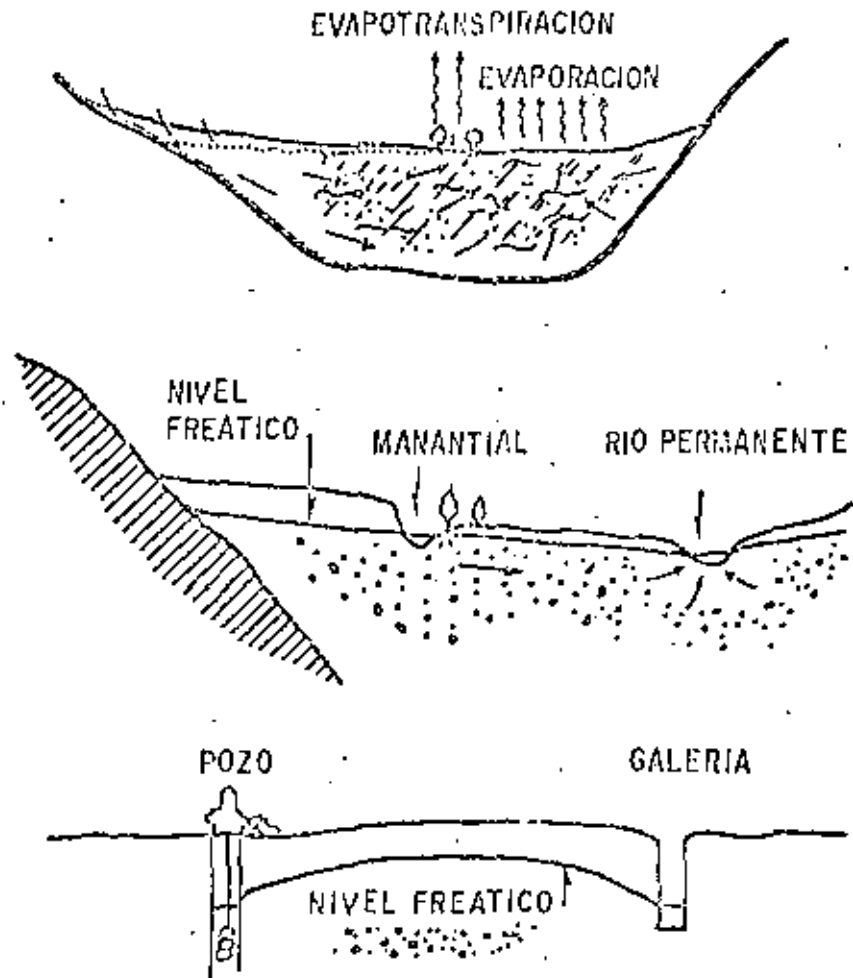


FIG. No. 10

REFERENCIAS

GROUNDWATER RESOURCE EVALUATION
=====

WALTON, ED. MC. CRAW-HILL

CAPTACION DE AGUAS SUBTERRANEAS
=====

ALBERTO BENITEZ, ED. DOSSAT, S. A.

FLUJO EN MEDIOS POROSOS
=====

RUBEN CHAVEZ GUILLEN, BOLETIN No. 1
DIVULGACION TECNICA, S. R. H.

HIDROGEOLOGIA
=====

DAVIS AND WIEST
EDITORIAL ARIES



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

HIDRAULICA DE POZOS

ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN

JUNIO, 1980

HIDRAULICA DE POZOS

La Hidráulica de Pozos es una de las materias más importantes de la Hidrología Subterránea, ya que proporciona las bases teóricas para interpretar o prever las fluctuaciones de los niveles freáticos o piezométricos, provocados por la extracción de agua mediante pozos.

I.- PROBLEMAS COMUNES.

Los problemas que estudia la Hidráulica de Pozos son muy diversos; entre los más comunes se encuentran los siguientes:

- a).- Identificación de sistemas de flujo y de terminación de sus características hidráulicas.

La identificación del sistema de flujo de que se trata (confinado, semiconfinado, con fronteras impermeables o de alimentación, etc.) y la de terminación de sus características hidráulicas (coeficientes de permeabilidad, transmisibilidad, almacenamiento, etc.), son esenciales para estudiar el comportamiento de un acuífero. Tal conocimiento es indispensable, en problemas de carácter local, para prever el comportamiento de los niveles de agua bajo diferentes regímenes de bombeo de uno o varios pozos; en problemas de carácter regional, como por ejemplo la cuantificación del volumen aprovechable de un acuífero, el conocimiento de las características hidráulicas es esencial para calcular los caudales de agua que circulan en el subsuelo y las variaciones del almacenamiento subterráneo, así como para desarrollar modelos de simulación de acuíferos.

- b).- Predicción del comportamiento de los niveles de agua.

Conocidas las características hidráulicas del acuífero, mediante las fórmulas de la Hidráulica de Pozos es posible predecir los abatimientos que se provocarían bajo ciertas condiciones de bombeo. Así, por ejemplo; si se trata del diseño de un pozo, pueden calcularse los abati-

mientos que se van a provocar en el propio pozo por la extracción del caudal requerido; así mismo, es posible conocer de antemano los abatimientos que se van a provocar en captaciones cercanas a la considerada, o en qué medida se van a provocar en captaciones cercanas a la considerada, o en qué medida se van a interferir varios pozos entre sí.

c).- Diseño de campos de pozos.

El problema consiste en definir el número, distribución (espaciamiento y arreglo) y régimen de operación (caudal y tiempo de bombeo) convenientes, de los pozos necesarios para la extracción de un caudal total.

d).- Definición del régimen de operación de pozos, dada una restricción en el abatimiento de los niveles.

Específicamente, en un acuífero costero el problema puede ser la definición de un régimen de bombeo de uno o varios pozos, tal que los niveles freáticos o piezométricos no desciendan abajo de un nivel crítico, impuesto por el riesgo de contaminación salina.

e).- Drenaje vertical.

En terrenos agrícolas los niveles freáticos someros constituyen un problema por afectar los sistemas radiculares de los cultivos o propiciar la salinización del suelo; en áreas urbanas, dicha condición obstaculiza la construcción de cimentaciones. En ocasiones, la geología subterránea es tal que los drenes verticales (pozos) resultan más eficientes que los horizontales. En ese caso, la Hidráulica de Pozos aporta las herramientas teóricas para diseñar el sistema de drenaje.

f).- Recarga artificial.

Uno de los métodos utilizados para recargar un acuífero consiste en la inyección de agua a través de pozos. Conocidas las características del sistema acuífero, puede deducirse la capacidad de absorción de uno o varios pozos y predecirse la respuesta de los niveles a la recarga.

II.- PRUEBAS DE BOMBEO.

2.1.- GENERALIDADES.

El conocimiento de las características físicas e hidráulicas del sistema acuífero es básico para el estudio de los problemas señalados.

Generalmente, un buen corte geológico derivado de la clasificación de las muestras de los materiales atravesados durante la perforación; proporciona una idea del tipo de sistema de que se trata. De la correlación de la litología de los materiales con los rangos de permeabilidad correspondientes, puede deducirse la transmisibilidad del acuífero; lógicamente, el valor así obtenido es sólo aproximado, ya que durante la perforación y el muestreo se alteran las condiciones que tiene el material in situ, especialmente por lo que se refiere al acomodo y grado de compactación, factores que tienen gran influencia en la permeabilidad.

2.2.- OBJETIVOS DE LA PRUEBA.

Sin embargo, la transmisibilidad deducida en esta forma es prácticamente puntual, y la respuesta de los niveles al bombeo depende más bien de la transmisibilidad media de la porción de acuífero afectada por el mismo. Por otra parte, dicha respuesta no sólo es función de la transmisibilidad, sino también de otras propiedades hidráulicas y de las condiciones de frontera particulares del sistema de que se trata. Es necesario, pues, efectuar una prueba que dé una idea del tipo de sistema, y proporcione valores de las características hidráulicas del acuífero en el área de influencia del bombeo. Tales son los objetivos de la llamada "prueba de bombeo".

La prueba consiste en observar los efectos provocados en la superficie freática o piezométrica de un acuifero por la extracción de un caudal conocido. Los efectos (abajamientos) son registrados en el pozo de bombeo y en pozos próximos a él.

2.3.- SELECCION DEL SITIO DE PRUEBA.

En ocasiones, el sitio de la prueba está obligado; por ejemplo, cuando se trata de un problema de carácter local o interesa conocer las características hidráulicas del acuífero en un sitio específico.

En estudios geohidrológicos de carácter regional, generalmente hay cierta flexibilidad para elegir el sitio de prueba. Habiendo disponibilidad presupuestal para construir pozos con este fin, la prueba puede llevarse a cabo en el sitio que más convenga; aunque lo más frecuente es que tengan que utilizarse pozos ya existentes. Si en el área de interés hay varios pozos utilizables para el propósito de que se trata, en la elección del más adecuado deben considerarse los aspectos siguientes:

- que el equipo de bombeo se encuentre en condiciones apropiadas para sostener un caudal constante durante la prueba.
- que la profundidad al nivel del agua sea fácilmente medible.
- que el caudal de extracción pueda ser fácilmente aforado.
- que el agua bombeada no se infiltre hasta el acuífero en las proximidades del pozo.
- que las características constructivas y el corte geológico del pozo sean conocidos, y
- que los pozos próximos no operen durante la prueba.

Puesto que no es fácil que se cumplan simultáneamente todos estos requisitos, en cada caso deberá juzgarse con cierto criterio, si el incumplimiento de uno o varios de ellos obstaculiza significativamente o no, el buen desarrollo y la interpretación de la prueba.

2.4.- POZOS DE OBSERVACIÓN.

Para la interpretación completa de una prueba, lo ideal es contar con uno o varios pozos de observación -- dispuestos a diferentes distancias del pozo de bombeo. Cuando esto es posible las características deducidas son más confiables y representativas de un área mayor. Por ello, es muy recomendable disponer al menos de un pozo de observación.

Ubicación de los pozos de Observación.

De gran importancia es la adecuada ubicación de los pozos de observación con respecto al de bombeo. No hay una regla fija que indique la distancia a que deben situarse, ya que ésta depende de las condiciones locales particulares de cada caso. En términos generales, el emplazamiento de los pozos de observación a distancias entre 30 y 100 m del pozo de bombeo, es adecuado en la mayoría de los casos; aunque para una ubicación más cuidadosa deben contemplarse los aspectos siguientes: el tipo y la transmisibilidad del acuífero, el caudal de descarga, la ubicación y longitud del cedazo del pozo de bombeo.

En acuíferos confinados la propagación de los efectos del bombeo es muy rápida y, por tanto, los abatimientos pueden ser medibles a distancias hasta de varios cientos de metros, incluso para tiempos cortos de bombeo. Por esta razón, en este tipo de acuíferos los pozos de observación pueden situarse bastante alejados del pozo de prueba. En cambio, en los acuíferos freáticos la propagación de los abatimientos es mucho más lenta; por consiguiente, los pozos de observación deben situarse más próximos al de bombeo, a fin de que los abatimientos sean medibles sin prolongar demasiado la prueba.

Mientras mayor es la transmisibilidad de un acuífero más extenso es el cono de abatimientos. Entonces, en un acuífero de alta transmisibilidad los pozos de observación pueden situarse más alejados del pozo de bombeo, que en un acuífero de transmisibilidad baja.

La magnitud de los abatimientos es directamente proporcional al caudal bombeado. Si éste es pequeño, los abatimientos provocados en pozos de observación relativamente alejados pueden no ser medibles, aun cuando la influencia del bombeo ya se haya extendido hasta ellos. Por tanto, mientras más bajo sea el caudal extraído, más próximos deben situarse los pozos de observación.

Cuando el cedazo del pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, el flujo es predominantemente lateral. En este caso, los pozos de observación registran el mismo abatimiento independientemente de la posición y de la ubicación de su cedazo. Por el contrario, si el cedazo

del pozo bombeado capta sólo una parte del espesor del acuífero, la distribución vertical de los abatimientos no es uniforme, debido a que el flujo es tridimensional en las proximidades del pozo; como consecuencia, los abatimientos registrados en un pozo de observación dependen de la ubicación y longitud de su cedazo, y la interpretación de la prueba resulta bastante más complicada. Por esta razón, en tal caso es preferible emplazar los pozos de observación a distancias mayores de 1.5 veces el espesor del acuífero, para las cuales el flujo es prácticamente horizontal (Ver figura No. 1).

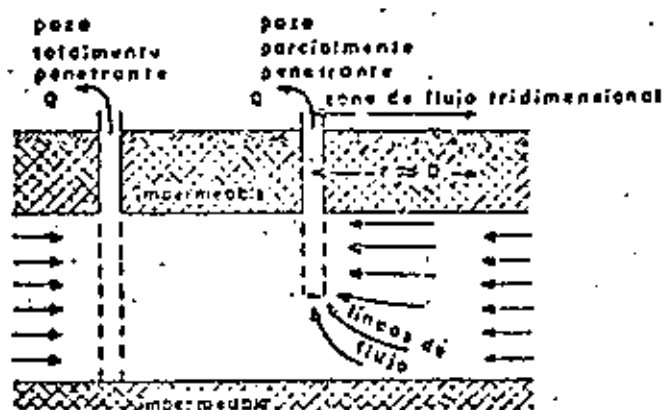


FIGURA No. 1.- ESQUEMA DEL FLUJO HACIA POZOS TOTAL Y PARCIALMENTE PENETRANTES.

Profundidad de los Pozos de Observación.-

Tan importante como su ubicación con respecto al pozo de bombeo, es la adecuada profundidad de los pozos de observación. Naturalmente, debe cuidarse que estos capturen el mismo acuífero que está siendo bombeado. Cuando el pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, y éste es más o menos homogéneo, no es necesario que los pozos de observación penetren totalmente al acuífero, siendo suficiente un cedazo de longitud reducida, de preferencia ubicado a la profundidad en que se encuentra la parte media del cedazo del pozo de bombeo.

Sin embargo, si el acuífero tiene intercalaciones de materiales arcillosos, es conveniente que el cedazo de los pozos de observación sea de mayor longitud o, todavía mejor, que se construyan pozos de observación que capturen cada estrato permeable, con el propósito de definir la intercon-

xión entre ellos. Así mismo, cuando se trata de acuíferos su-
miconfinados, es conveniente instalar también pozos de obser-
vación en el estrato semiconfinante, con el objeto de regis-
trar los abatimientos provocados en él, lo que permite un co-
nocimiento más preciso de su permeabilidad vertical.

Limitaciones.-

Obviamente, el empleo de pozos de observación -
enfrenta una gran dificultad: su construcción en la mayoría
de los casos no es viable por limitaciones económicas. Por -
otra parte, aun cuando dichas limitaciones no sean muy se- -
rias, es frecuente que no se aprecie lo suficiente la utili-
dad de una prueba confiable, y que la construcción de los po-
zos "testigo" se considere un gasto inútil.

Al respecto, cabe aclarar que el costo de tales
pozos no es muy significativo, ya que su diámetro puede ser -
muy reducido y, por lo general, no se requiere que penetren -
totalmente al acuífero; por el otro lado, el mejor conocimien-
to del tipo de sistema y de sus características hidráulicas,
que se logra cuando se dispone de ellos, es invaluable en el
estudio de diversos problemas de agua subterránea.

Cuando no se dispone de medios económicos para
construirlos, pero se tiene cierta libertad para elegir el em-
plazamiento del pozo de bombeo, éste puede ubicarse en las -
proximidades de pozos existentes para utilizarlos en la prue-
ba, siempre y cuando las características de ellos sean adecua-
das para tal fin. Lo más común, sin embargo, es que no se -
disponga de pozos de observación, y que la prueba se limite a
observar los abatimientos en el pozo de bombeo. Debido a que
en su interior y en su vecindad inmediata se presentan efectos
locales complejos, difíciles de tomar en cuenta en las solu-
ciones teóricas (concentraciones de flujo; influencia del fil-
tro de grava; pérdidas por entrada, fluctuaciones, cambios de
dirección; turbulencias . . .), la interpretación de las prue-
bas en este caso es aún muy dudosa y, por lo mismo, los resul-
tados de ella deben tomarse con ciertas reservas.

2.5.- DURACION DE LA PRUEBA.

La duración recomendable de una prueba de bombeo
depende de las características del sistema acuífero estudiado
y de la precisión con que se desea conocer sus característi-
cas hidráulicas; desde luego, en la práctica está sujeta a la

disponibilidad de los pozos (cuando se utilizan pozos particulares) y a limitaciones económicas. Una prueba de larga duración tiene varias ventajas: las características deducidas de su interpretación son representativas de una área mayor, ya que los efectos del bombeo se propagan a mayor distancia; en ocasiones, revela la presencia de fronteras laterales; en algunos casos, se alcanza la estabilización del cono de abatimiento, facilitando la interpretación de la prueba.

La duración recomendable varía entre varias horas y varios días, siendo conveniente prolongarla tanto como sea posible, sobre todo cuando se cuenta con pozos de observación; en caso contrario, no se justifica realizar pruebas largas y, en general, son suficientes unas cuantas horas de bombeo. En todo caso, el graficado, en el sitio de prueba, del comportamiento de los niveles del agua proporciona elementos de juicio para continuar o suspender la prueba, como se indica más adelante. (Ver figura No. 2).

Para verificar los resultados deducidos mediante la llamada "etapa de bombeo" ó "etapa de abatimiento", se lleva a cabo la llamada "etapa de recuperación", que consiste en observar el comportamiento de los niveles al suspender el bombeo durante un cierto tiempo; la duración de esta etapa es, generalmente, semejante a la de la etapa anterior.

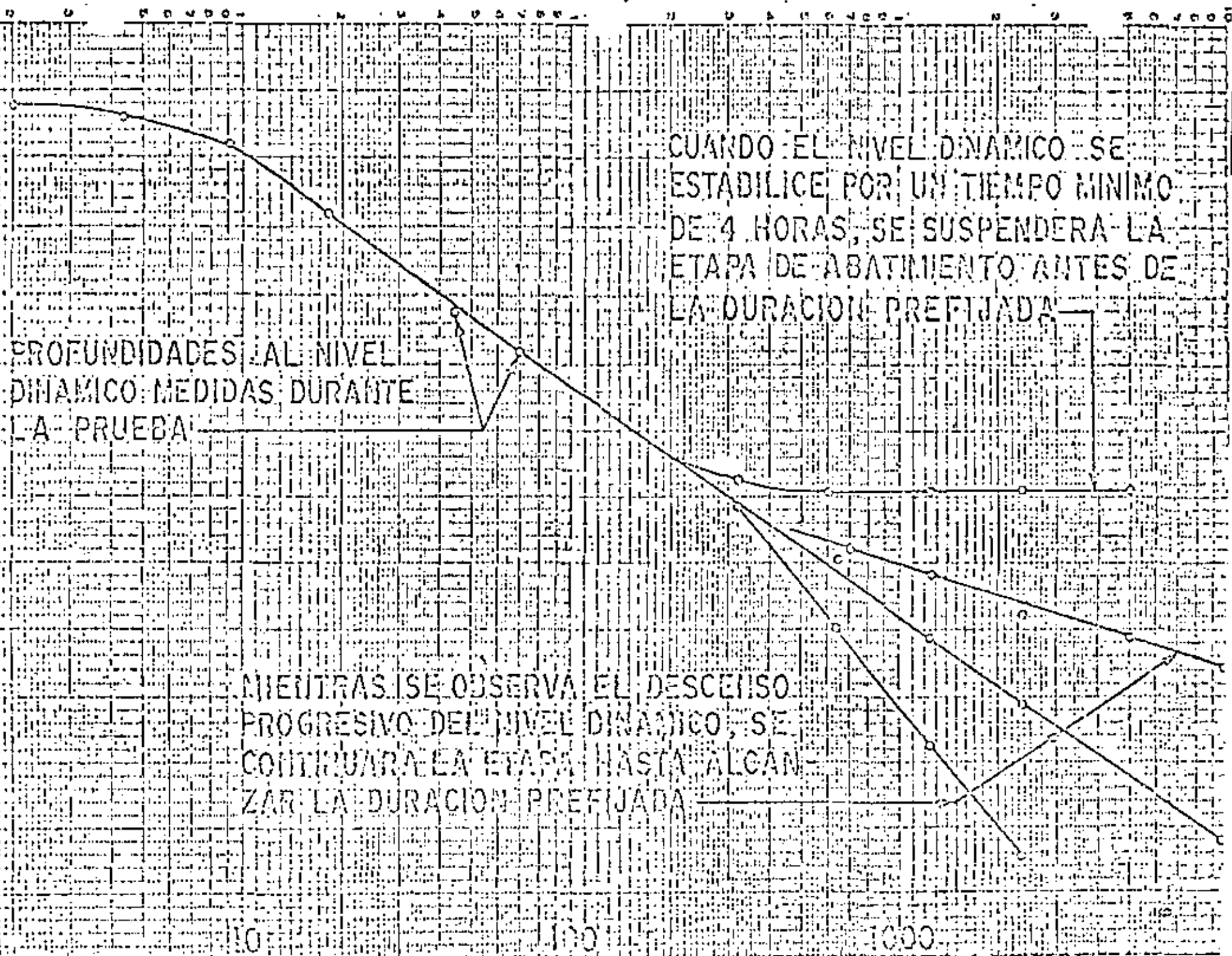
2:6.- EJECUCION DE LA PRUEBA.

Antes de iniciar la prueba, se revisará el equipo a utilizar (cronómetros, sondas, cintas métricas, escuadra para aforo, etc.), para verificar su correcto funcionamiento. El cable de las sondas deberá ser previamente calibrado. Cuando se cuente con varias sondas, se procurará, en lo posible, que todas las observaciones en un pozo se efectúen con la misma sonda.

Seguidamente, se llevarán a cabo las actividades siguientes:

a).- Inmediatamente antes de iniciar el bombeo, se medirá la profundidad al nivel estático en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación. Se anotará la hora de iniciación de la prueba y las lecturas iniciales con el nombre de los pozos a que corresponden.

TIEMPO DE BOMBO, EN MINUTOS



b).- Se iniciará el bombeo, procurando mantener un caudal constante, y se procederá a medir la profundidad al nivel del agua en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación, con la secuencia de tiempos que se indica a continuación:

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA INICIACION DEL BOMBEO
1	Inmediatamente antes de iniciar el bombeo.
2	15 Segundos
3	30 Segundos
4	1 Minuto
5	2 Minutos
6	4 Minutos
7	8 Minutos
8	15 Minutos
9	30 Minutos
10	1 Hora
11	2 Horas
12	4 Horas
13	8 Horas
14	16 Horas
15	24 Horas
16	32 Horas
17	40 Horas
18	48 Horas

c).- A intervalos de tiempo seleccionados, se harán las observaciones o lecturas necesarias para cuantificar el caudal de bombeo. (Ver figuras Nos. 3 y 4).

d).- Con las observaciones realizadas, se - - construirá, en el sitio de prueba, la gráfica de variación del nivel dinámico en el tiempo, para el pozo de bombeo y para cada uno de los pozos de observación. En la graficación podrá utilizarse papel con trazado aritmético o semi-logarítmico (los tiempos se llevarán en la escala logarítmica). Estas gráficas son útiles para juzgar el correcto desarrollo de la prueba: permiten detectar errores de medición, variaciones sensibles de caudal y otras anomalías causadas por factores externos, y constituyen un elemento de juicio para continuar o suspender una prueba.

VALORES DEL COEFICIENTE
DE
DESCARGA K' EN TUBERIAS

DIAMETRO DE ORIFICIO (")	DIAMETRO DE DESCARGA EN PULGADAS							
	3	4	5	6	7	8	10	12
2	0.639	0.453	0.562	0.553				
2 1/4	0.892	0.950	0.716	0.706	0.697			
2 1/2	1.243	0.973	0.901	0.881	0.870	0.859		
2 3/4		1.256	1.117	1.074	1.057	1.048		
3		1.862	1.365	1.298	1.276	1.253	1.231	
3 1/4		2.405	1.666	1.553	1.503	1.482	1.461	
3 1/2			2.014	1.845	1.767	1.735	1.706	
3 3/4			2.306	2.155	2.061	2.005	1.953	1.939
4			3.097	2.946	2.837	2.803	2.743	2.720
4 1/4				2.979	2.759	2.648	2.558	2.513
4 1/2				3.575	3.172	3.021	2.890	2.830
4 3/4				4.206	3.615	3.420	3.240	3.162
5				4.973	4.177	3.854	3.606	3.531
5 1/4					4.862	4.350	4.024	3.904
5 1/2					5.259	4.839	4.476	4.310
5 3/4					6.572	5.548	4.954	4.749
6						6.356	5.479	5.192
6 1/4						7.280	5.019	5.693
6 1/2						8.299	5.650	6.213
6 3/4							7.303	6.794
7							8.042	7.376
7 1/4							8.833	8.008
7 1/2							9.931	8.686
7 3/4							11.047	9.405
8							12.334	10.155
8 1/4							13.533	10.996
8 1/2								11.930
8 3/4								13.016
9								14.301
9 1/4								15.523
9 1/2								17.454
9 3/4								18.667
10								19.893

$$Q = K' \sqrt{h}$$

Q en lps

h en cm.

e).- La duración de la etapa de bombeo, fijada inicialmente como se indicó en (2.5) podrá modificarse con el criterio siguiente:

- Si el caudal de bombeo varía apreciablemente, en forma continua e incontrolable, se suspenderá la prueba.
- Cuando en la gráfica nivel dinámico-tiempo, del pozo bombeado (en trazado semilogarítmico o aritmético) se observe una estabilización del nivel dinámico por un tiempo mínimo de 4 hs, podrá suspenderse la etapa de bombeo antes de alcanzar la duración prefijada, (ver gráfica anexa).

f).- Una vez concluida la etapa de bombeo, se iniciará la de recuperación, en la que se efectuarán observaciones en los tiempos indicados a continuación:

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA SUSPENSIÓN DEL BOMBEO
1	Inmediatamente antes de suspender el bombeo.
2	15 Segundos
3	30 Segundos
4	1 Minuto
5	2 Minutos
6	4 Minutos
7	8 Minutos
8	15 Minutos
9	30 Minutos
10	1 Hora
11	2 Horas
12	4 Horas
13	8 Horas
14	16 Horas
15	24 Horas
16	32 Horas
17	40 Horas
18	48 Horas

g).- Los tiempos indicados en los incisos b) y f) son una guía de la frecuencia con la que deben realizarse las observaciones. Si, por cualquier causa, no puede hacer-

se contacto con el nivel dinámico en el tiempo señalado, se hará la medición y se indicará el tiempo real a que corresponde.

2.7.- COMENTARIOS GENERALES.

De todo lo expuesto se desprende que una prueba de bombeo requiere una cuidadosa programación e implica un cierto gasto más o menos significativo. Desde luego, la duración del bombeo y el número de pozos de observación recomendables en cada caso particular, depende del tipo de problema de que se trate. En muchos casos no se justifica una prueba larga, ni la construcción de pozos "testigo"; por ejemplo, cuando se trata de problemas de carácter muy local. En cambio, cuando se trata de problemas más complejos o de carácter regional, como el cálculo de la disponibilidad de agua subterránea de una zona, o el diseño de un campo de pozos o de un sistema de drenaje agrícola, se justifica plenamente el gasto que implica la ejecución de una prueba completa, ya que un conocimiento insuficiente o equivocado de las características del sistema, se puede traducir en graves perjuicios económicos.

III.- ANALISIS DE LAS PRUEBAS.

La interpretación de las pruebas de bombeo en acuíferos granulares, se basa en soluciones teóricas deducidas resolviendo la ecuación diferencial de flujo, para las condiciones de frontera representativas de diversos sistemas. Dichas soluciones expresan matemáticamente el comportamiento de los niveles piezométricos en el área estudiada por el bombeo.

Al realizar una prueba, la gráfica de las observaciones sugiere el tipo de sistema de que se trata. Mediante consideraciones geológicas, hidrológicas y topográficas, basadas en la información complementaria disponible (cortes geológicos, registros eléctricos, geología superficial, presencia de canales o ríos, pendiente topográfica, etc.), se confirma, modifica o descarta la suposición hecha inicialmente. Una vez identificado el sistema, a partir de las ecuaciones correspondientes pueden deducirse las características hidráulicas buscadas.

Naturalmente, para que el problema sea atacable analíticamente, es necesario simplificar los sistemas conside-

rados, introduciendo algunas hipótesis. Las más comunes son:

- el acuífero tiene extensión lateral infinita.
- el acuífero es homogéneo, isótropo y de espesor uniforme en el área afectada por el bombeo.
- la superficie piezométrica o la superficie freática, según el caso, es aproximadamente horizontal en el área de influencia del bombeo, antes de iniciarse la prueba.
- el caudal de descarga es constante.
- el pozo capta totalmente el espesor del acuífero.

Aparentemente, estas hipótesis limitan seriamente la aplicabilidad de las soluciones a casos reales; sin embargo, no deben considerarse en forma rigurosa sino con un enfoque práctico. Es claro que las condiciones naturales - siempre diferirán en cierta medida de las condiciones teóricas; pero en muchos casos tales desviaciones no son significativas desde el punto de vista práctico.

Conviene aclarar, sobre todo, que las hipótesis señaladas deben cumplirse, exclusivamente, en el área afectada por el bombeo, la cual no es de extensión muy considerable. Este hecho hace a las hipótesis más "razonables". En efecto, las características hidráulicas y el espesor medio de un acuífero, generalmente no presentan variaciones importantes en el área comprendida por el cono de abatimientos; en condiciones naturales la superficie freática o la superficie piezométrica tienen gradientes muy pequeños, por lo que pueden suponerse prácticamente horizontales; en cuanto a la homogeneidad, la presencia de intercalaciones de materiales de litología y permeabilidad diferentes a las del acuífero, sólo afectan localmente la distribución de abatimientos, pero no influyen significativamente en el comportamiento de conjunto del acuífero.

Obviamente, cuando las condiciones reales se apartan notablemente de las establecidas en las hipótesis, las soluciones basadas en éstas dejan de ser aplicables, y es ne-

cesario utilizar otras soluciones cuyas hipótesis se ajusten razonablemente a la situación real.

3.1.- MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO.

Cuando un pozo es bombeado, la superficie frágica (o piezométrica) del acuífero es abatida en sus alrededores. El abatimiento provocado es máximo en el pozo de bombeo y decrece conforme aumenta la distancia al pozo, hasta ser prácticamente nulo. Como el abatimiento a cierta distancia del pozo es el mismo en todas direcciones, el área de influencia del bombeo es un círculo (si el acuífero es relativamente homogéneo e isótropo) cuyo radio depende de las características hidráulicas y del tiempo de bombeo, entre otros factores.

Dado que la presión mínima se tiene en el pozo de bombeo, el agua fluye hacia él desde todas direcciones. Si el flujo es horizontal, conforme el agua se acerca al pozo, se mueve a través de superficies cilíndricas de área cada vez menor; como consecuencia, la velocidad del agua va incrementando conforme ésta se acerca al pozo. Puesto que la velocidad es proporcional al gradiente hidráulico, de acuerdo con la ley de Darcy, la pendiente de la superficie piezométrica incrementa gradualmente hacia el pozo, lo que da a dicha superficie una forma aproximadamente cónica. Por ello, a la depresión piezométrica provocada por el bombeo, se le acostumbra llamar "cono de depresión". (Ver figuras Nos. 5 y 6).

El agua bombeada por el pozo es tomada del almacenamiento del acuífero. Si no hay recarga vertical en el área afectada por el bombeo, la depresión piezométrica se va expandiendo afectando un área cada vez mayor. Al crecer el área afectada, los abatimientos necesarios para mantener la extracción del pozo son cada vez menores, alcanzándose un momento en el que la superficie piezométrica se estabiliza en las proximidades del pozo. En estas condiciones se dice que el flujo está establecido.

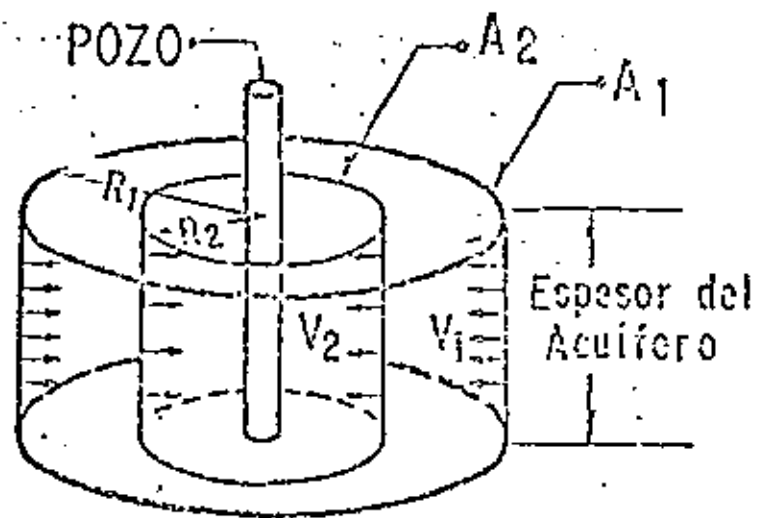
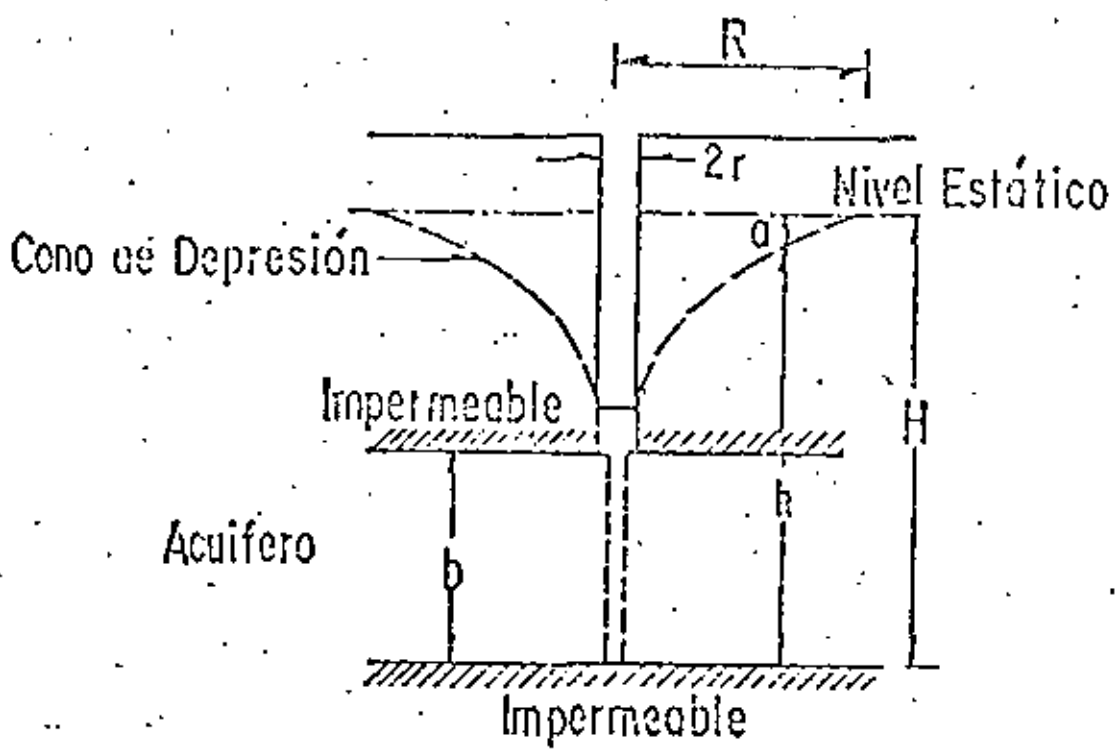
3.2.- POZOS EN ACUIFEROS CONFINADOS.

Pruebas en régimen de flujo establecido.-

Puede demostrarse que la solución de la ecuación diferencial

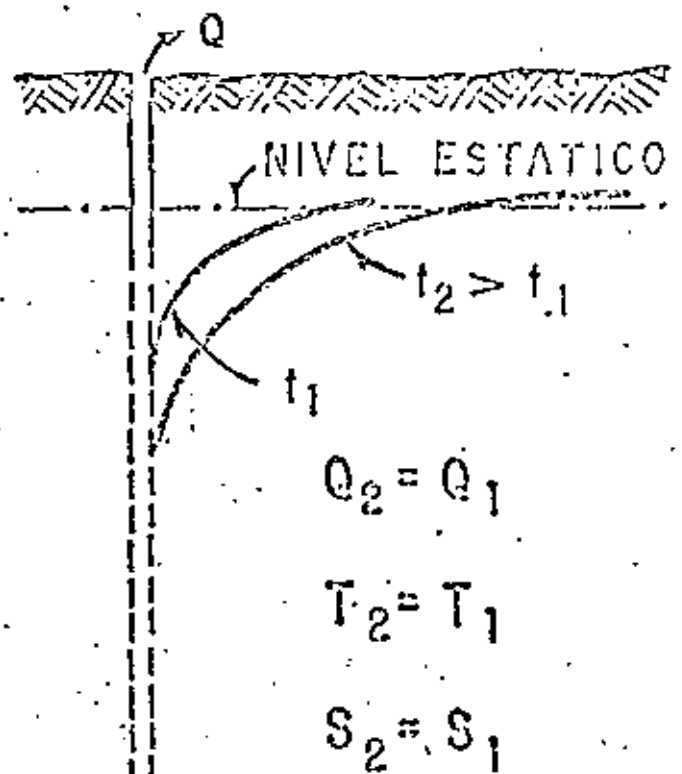
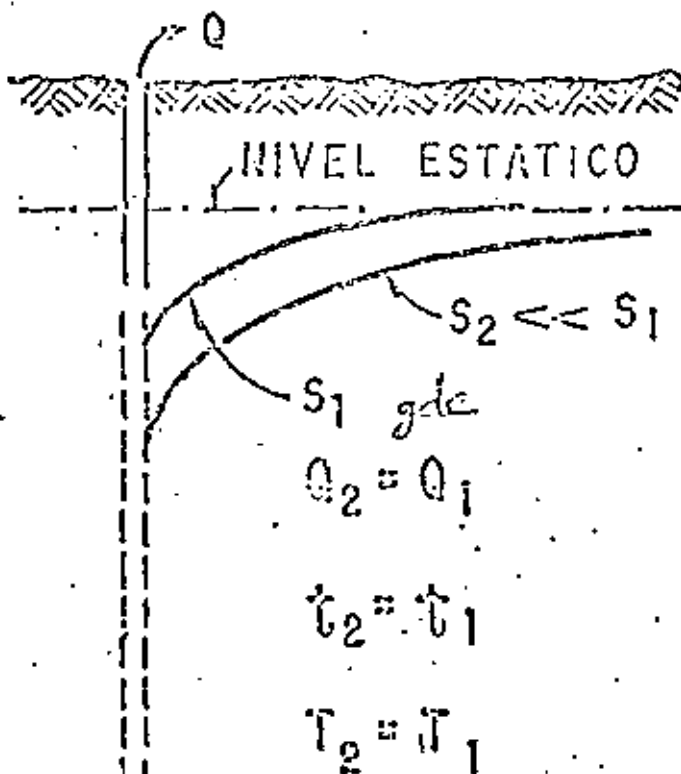
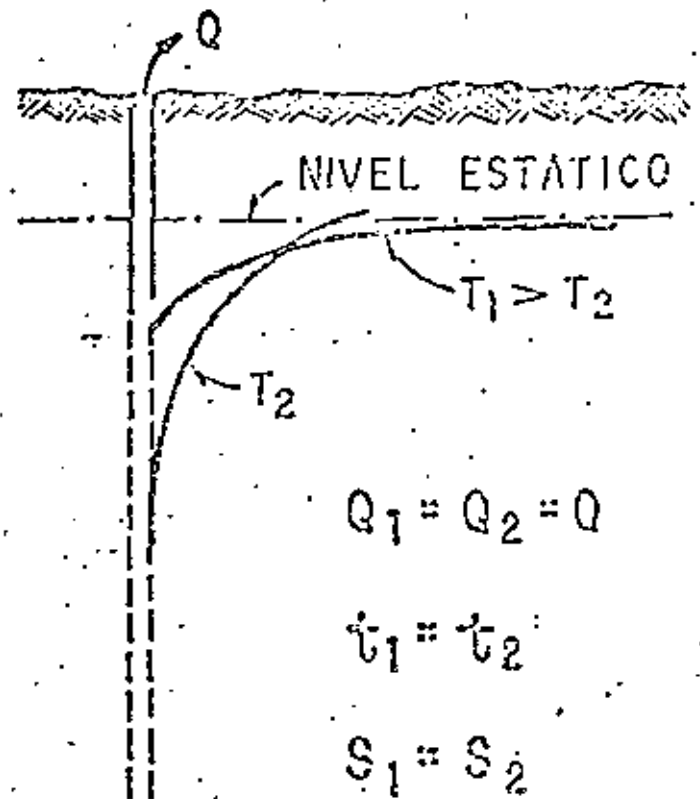
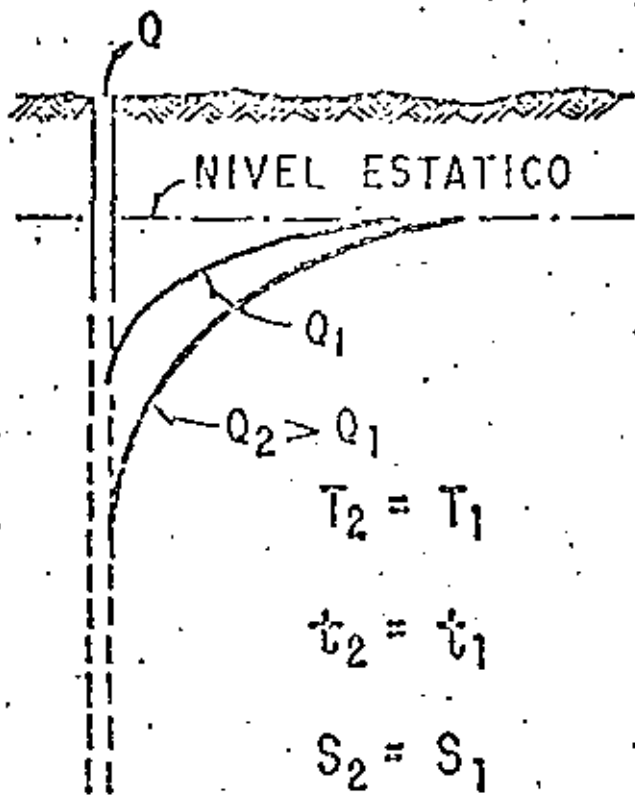
$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} = 0 \quad (1)$$

MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO



$$R_1 = 2 R_2 \quad A_1 = 2 A_2$$

DOMBEO (1), TRANSMISIBILIDAD (T), Y ALMACENAMIENTO (S), EN LA FORMA Y DIMENSIONES DEL CONO DE DEPRESION



sujeta a las condiciones de frontera correspondientes al sistema ilustrado en la figura No. 7, es:

$$h_1 - h_2 = \frac{Q}{2\pi K b} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad (2)$$

en la que: h_1 y h_2 son las elevaciones del nivel del agua a las distancias r_1 y r_2 del pozo de bombeo, respectivamente; Q , el caudal bombeado; K , la permeabilidad del acuífero, y b , su espesor saturado. Esta solución se basa en la hipótesis de que el flujo hacia el pozo se encuentra establecido, y en todas las condiciones antes señaladas.

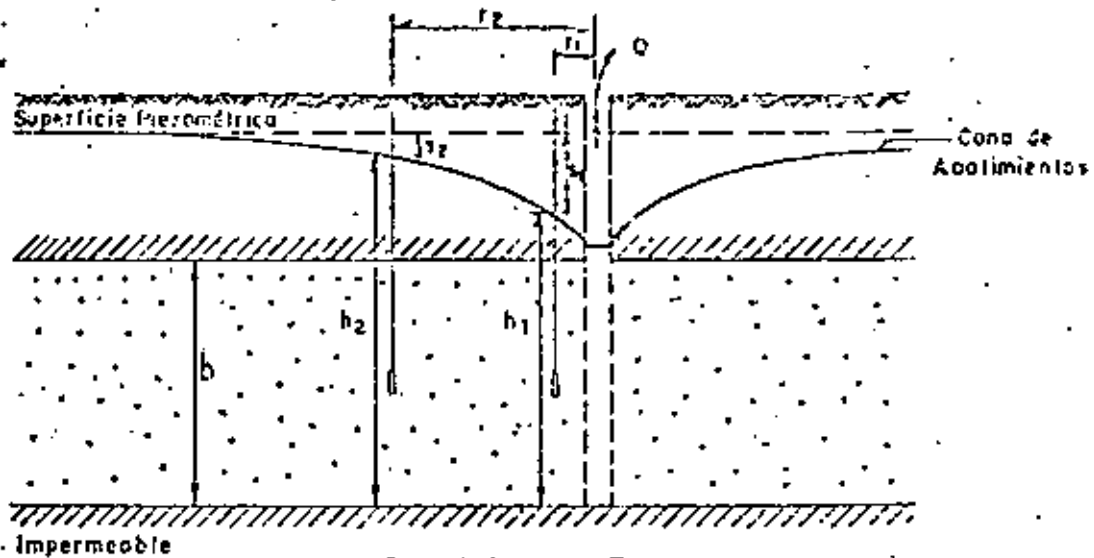


FIGURA No. 7

La expresión anterior, llamada "Fórmula de Thiem", permite calcular la permeabilidad cuando se conoce la posición del nivel del agua en dos pozos de observación:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_2 - a_1)} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad (3)$$

Cuando sólo se dispone de un pozo de observación, la permeabilidad se deduce mediante la ecuación:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_p - a_1)} \ln \frac{r_1}{r_p} \quad (4)$$

$$(a_p - a_1) = \frac{Q}{2\pi K b} \ln \frac{r_1}{r_p}$$

HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THIEGM

- a). - ACUIFERO HOMOGENEO E ISOTROPO EN EL AREA AFECTADA POR EL BOMBEO.
- b). - EL ESPESOR DEL ACUIFERO ES CONSTANTE (ACUIFERO CONFINADO) O EL ESPESOR SATURADO INICIAL ES CONSTANTE ANTES DE INICIAR EL BOMBEO (ACUIFERO LIBRE).
- c). - EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE.
- d). - LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA O FREATICA ES HORIZONTAL ANTES DE INICIARSE EL BOMBEO.
- e). - EL ABATIMIENTO EN LAS PROXIMIDADES DEL POZO NO VARIA EN EL TIEMPO.

en la que r_p es el radio del pozo de bombeo, y a_p es el abatimiento registrado en el mismo. Esta expresión debe utilizarse con reservas, porque el abatimiento medido en el pozo está influenciado por las pérdidas locales en el pozo de bombeo.

Aun cuando las fórmulas anteriores son aplicables a algunos casos prácticos, tienen dos limitaciones principales: no proporcionan información respecto al coeficiente de almacenamiento, ni permiten calcular los abatimientos en función del tiempo.

Pruebas de bombeo en régimen transitorio.-

En 1935, C. V. Theis inició el estudio de la hidráulica de pozos en régimen transitorio, al desarrollar la fórmula que lleva su nombre. Mediante ella pueden deducirse los valores de los coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento, a partir de los abatimientos registrados en uno o varios pozos de observación para diferentes tiempos de bombeo, con la ventaja de que no es necesario esperar la estabilización del cono de abatimientos, como en el caso anterior.

La solución desarrollada por Theis, es:

$$a = \frac{Q}{4\pi r T} W(u) \quad (5)$$

donde: a es el abatimiento registrado a la distancia r del pozo de bombeo; Q , es el caudal; T , la transmisibilidad; $W(u)$, la función de pozo, y

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (6)$$

Con base en las expresiones (5) y (6), Theis desarrolló el método gráfico-numérico de solución para determinar los parámetros T y S , que a continuación se describe:

- a).- Trazar la curva tipo $W(u) \sim 1/u$ en papel con trazado doble logarítmico.
- b).- Construir la gráfica abatimiento-tiempo del pozo de observación en papel idéntico al utilizado en el inciso a).
- c).- Superponer las gráficas manteniendo los ejes paralelos, y buscar la coincidencia de la

HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THEIS

- a).- EL ACUIFERO ES HOMOGENEO E ISOTROPO.
- b).- EL ESPESOR SATURADO DEL ACUIFERO ES CONSTANTE.
- c).- EL ACUIFERO TIENE EXTENSION LATERAL INFINITA.
- d).- EL CAUDAL BOMBEADO PROCEDE DEL ALMACENAMIENTO DEL ACUIFERO.
- e).- EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE.
- f).- EL ACUIFERO LIBERA EL AGUA INSTANTANEAMENTE AL ABATIRSE LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA.

CURVA TIPO PARA INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS TOTALMENTE PENETRANTES EN ACUIFEROS CONFINADOS

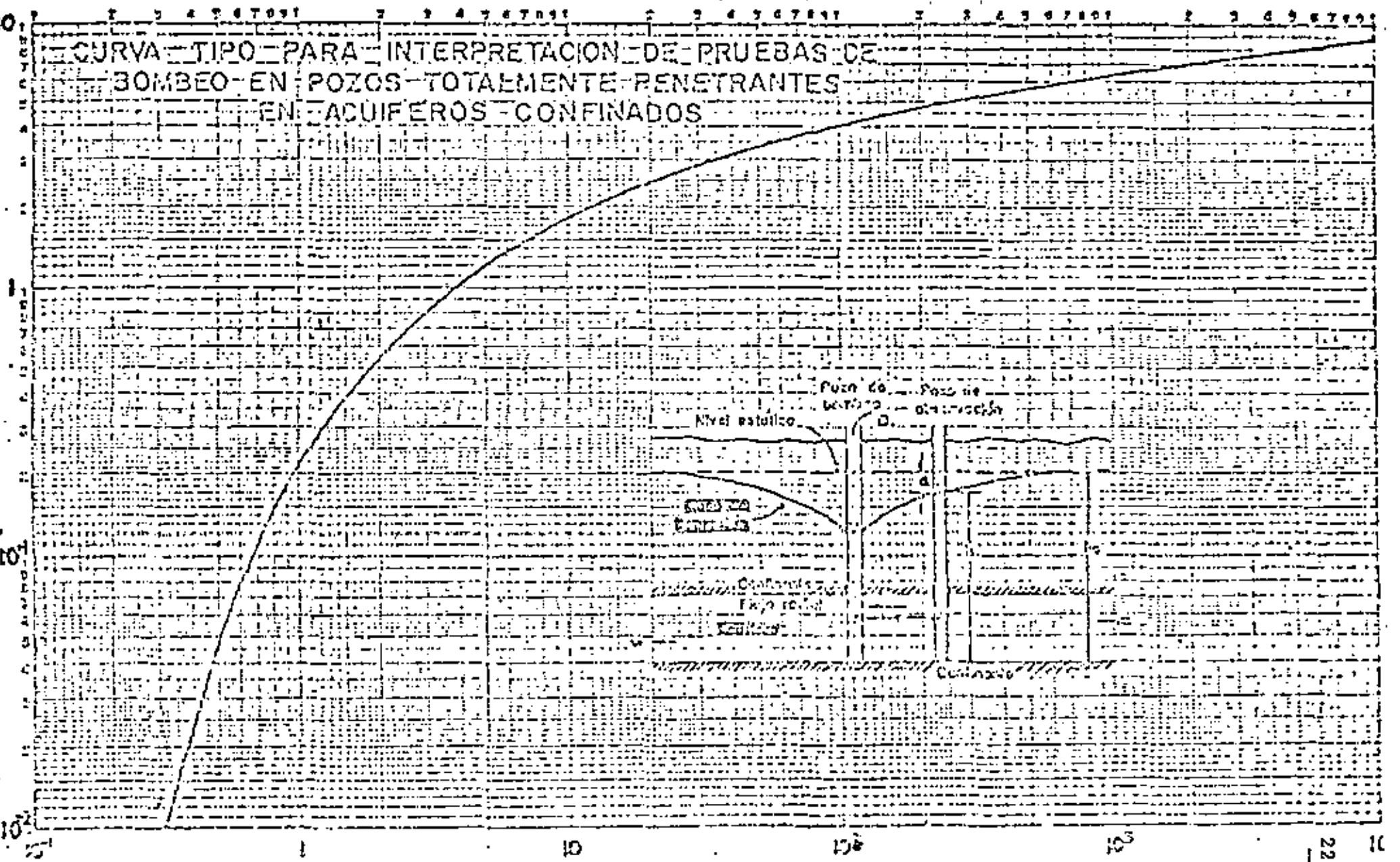


FIGURA No. 8

curva de campo y curva tipo.

- d).- Seleccionar un punto de ajuste y obtener sus coordenadas en los cuatro ejes.
- e).- Substituir los valores de las coordenadas en las ecuaciones (5) y (6), despejando los valores de T y S.

En la figura 8 se muestra la curva tipo; la figura 9 ilustra la interpretación de una prueba de bombeo.

En general, debe darse menor peso a los puntos correspondientes a los tiempos más cortos, pues en esta parte de la prueba pueden tenerse las mayores discrepancias entre las condiciones reales y las hipótesis establecidas para obtener la fórmula: hay cierto retraso entre el abatimiento de la superficie piezométrica y la liberación del agua, retraso que puede ser mayor en esta parte de la prueba, en la que los niveles se abaten rápidamente; el caudal puede variar apreciablemente por el incremento brusco de la carga de bombeo, etc. Para tiempos mayores de bombeo, estas discrepancias se van minimizando y se tiene un mejor ajuste entre la teoría y las condiciones reales.

Un método más sencillo para la interpretación de las pruebas, fué desarrollado por Jacob, quien observó -- que para tiempos largos ($t > 5Sr^2/T$), la ecuación (5) puede expresarse:

$$a = \frac{2.30 Q}{4\pi T} \log \frac{2.25 Tt}{r^2 S}$$

A partir de esta fórmula, desarrolló el método gráfico de interpretación que lleva su nombre, y que consiste en lo siguiente:

- a).- Construir la gráfica abatimiento (en escala aritmética) contra tiempo (en escala logarítmica).
- b).- Pasar una recta por los puntos que se alinean, y determinar su pendiente. Los puntos correspondientes a los primeros minutos de la prueba se apartan generalmente

de la recta, debido a que corresponden a tiempos cortos ($t < 5r^2S/T$) para los cuales no es válida la fórmula de Jacob.

- c).- Si la pendiente de la recta de ajuste es $\frac{Q}{P}$ la transmisibilidad puede obtenerse de la expresión:

$$T = \frac{0.183 Q}{P}$$

- d).- Determinar el valor de t , t_0 , para el cual la prolongación de la recta de ajuste interseca la línea de abatimiento nulo.

- e).- Calcular el coeficiente de almacenamiento mediante la expresión:

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2}$$

El mismo método puede seguirse cuando se conocen los abatimientos en varios pozos de observación para un tiempo dado. En este caso se grafica el abatimiento contra la distancia (en escala logarítmica). Los coeficientes buscados se obtienen mediante las fórmulas:

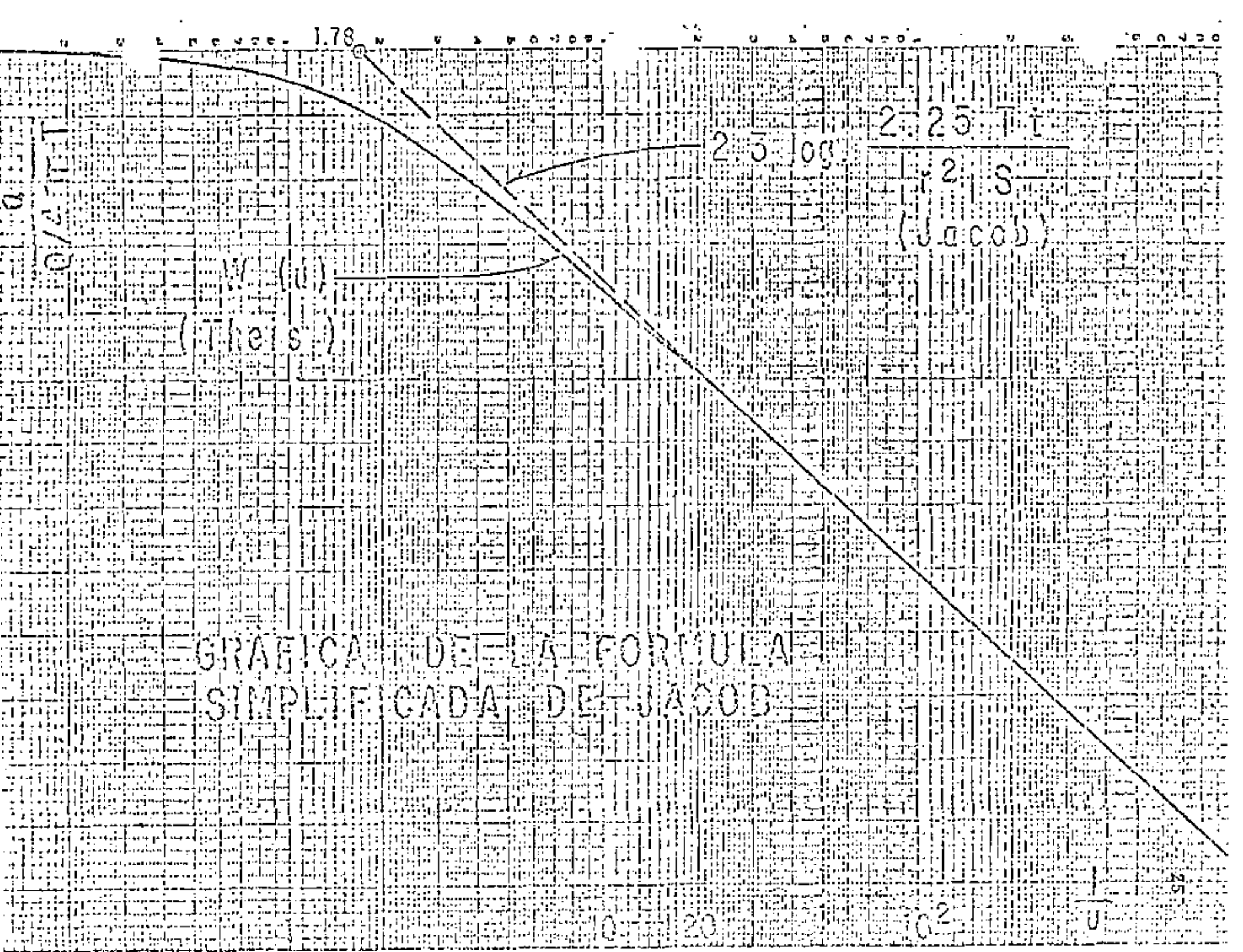
$$T = \frac{0.366 Q}{b}$$

$$S = \frac{2.25 T t}{r_0^2}$$

en que r_0 es el valor de r para el cual la prolongación de la recta de ajuste interseca la línea de abatimiento nulo.

La forma más general del método se aplica cuando se tienen observaciones en varios pozos de observación para diferentes tiempos. En este caso, se llevan en el eje logarítmico los valores de la relación t/r^2 , y se sigue la secuencia descrita anteriormente.

En la figura 10 se compara la curva tipo de Theis con la aproximación de Jacob, en trazado semilogarítmico; en la figura 11 se ejemplifica la aplicación del método. Las figuras Nos. 12, 13, 14, 15 y 16, ilustran la aplicación de la fórmula de Jacob para determinar la influencia de los diferentes factores que influyen en la forma y dimensiones del cono de abatimientos en un caso específico.



GRAFICA DE LA FORMULA
SIMPLIFICADA DE JACOB

$t_0 = 7.4 \text{ min.}$

LECTURA EQUIVOCADA

$p = 1.2 \text{ m/ciclo}$

INTERPRETACION DE PRUEBA DE BOMBEO POR EL METODO DE JACOB.

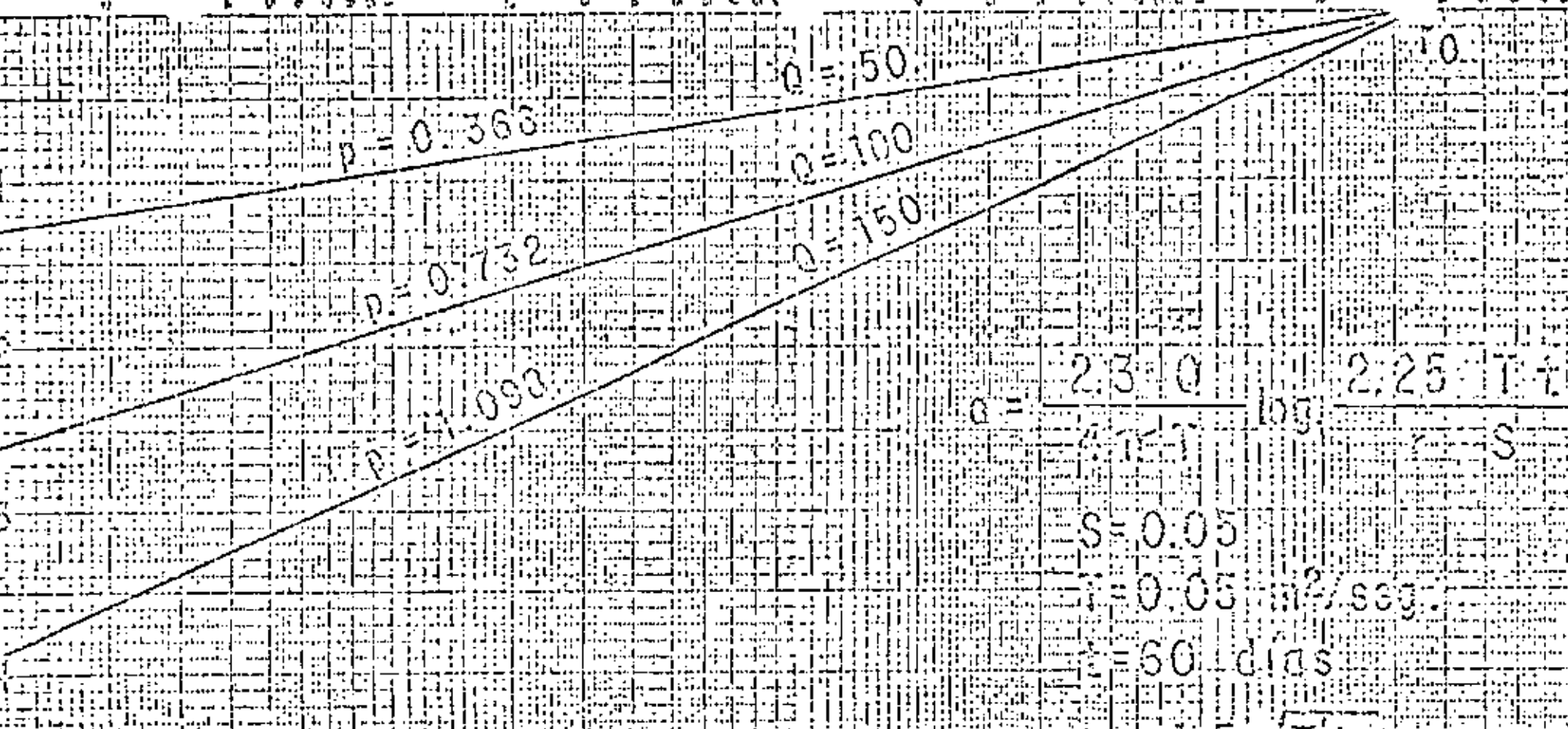
$$T = \frac{0.183 Q}{p} = 0.015 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{2.125 T t_0}{r^2} = 0.0015$$

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

$$r = 100 \text{ m}$$

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS



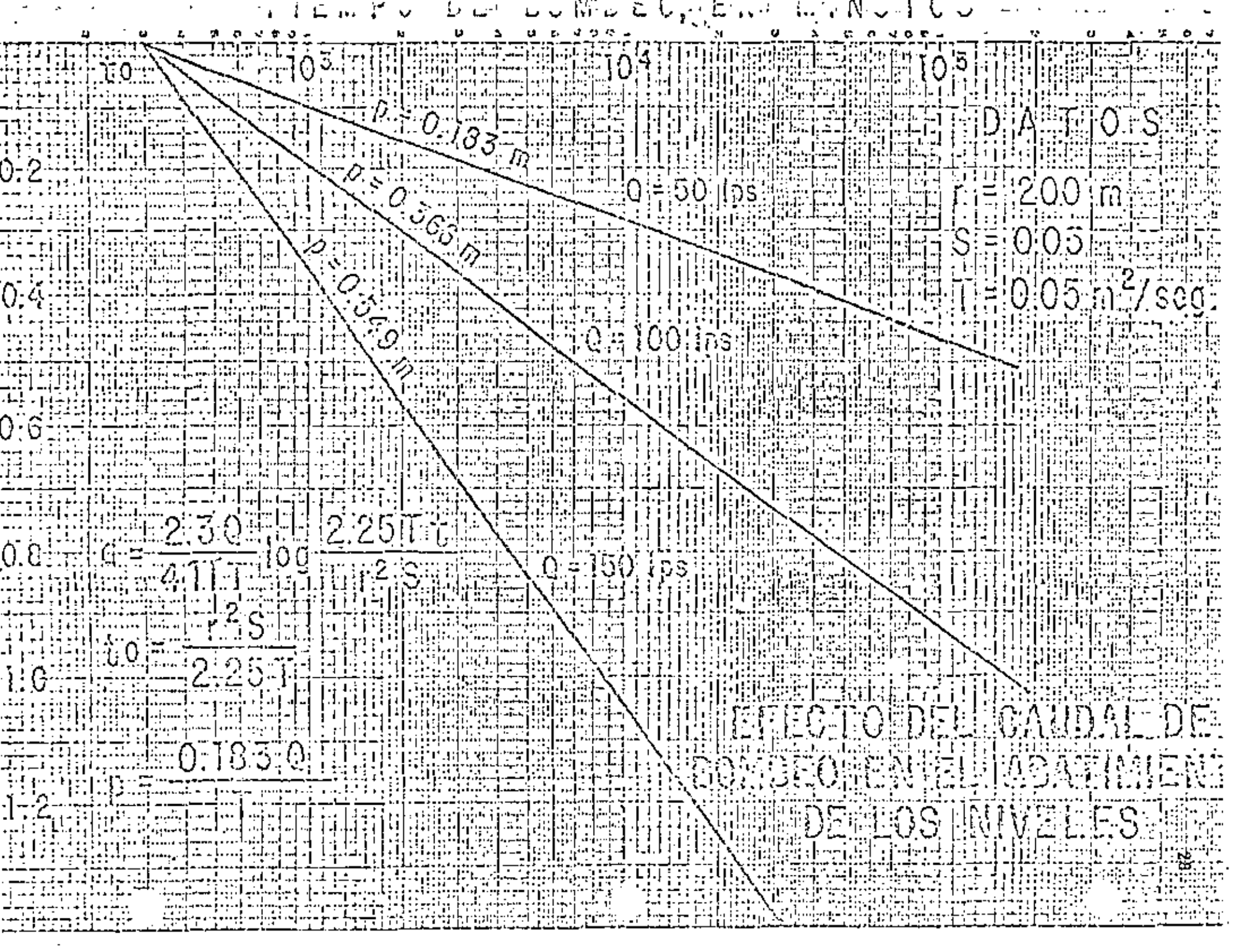
$a = \frac{2.30}{\log} 2.25 \frac{Tt}{S}$
 $b = \frac{1.5}{\sqrt{Tt}} \frac{S}{p}$

$S = 0.05$
 $T = 0.05 \text{ m}^2/\text{seg.}$
 $t = 60 \text{ días}$

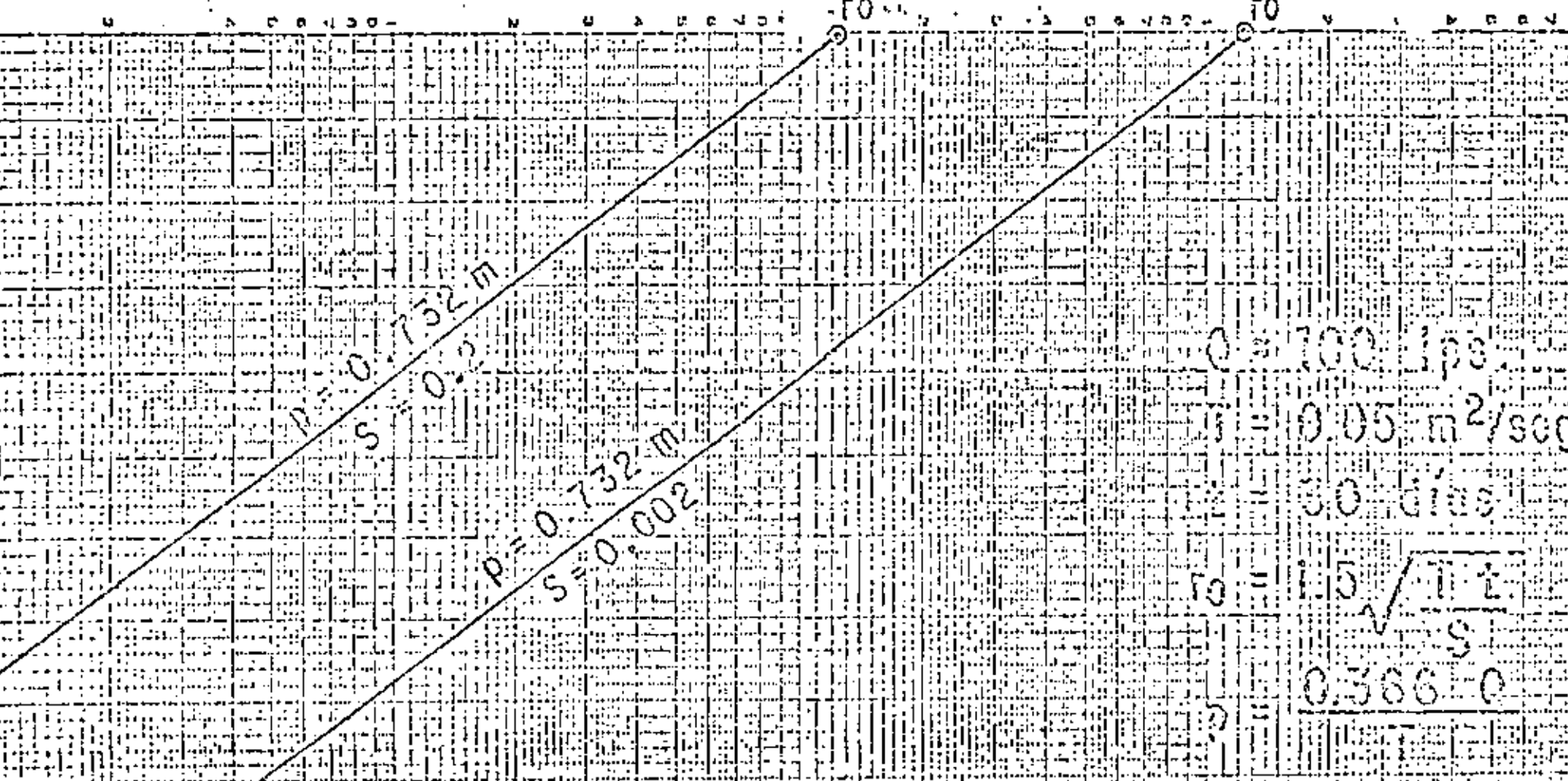
INFLUENCIA DEL CAUDAL DE BOMBEO
 EN EL ABATIMIENTO DE LOS NIVELES
 DEL AGUA

$r_0 = 15 \sqrt{Tt}$
 $p = 0.366$

10¹ 10² 10³ 10⁴



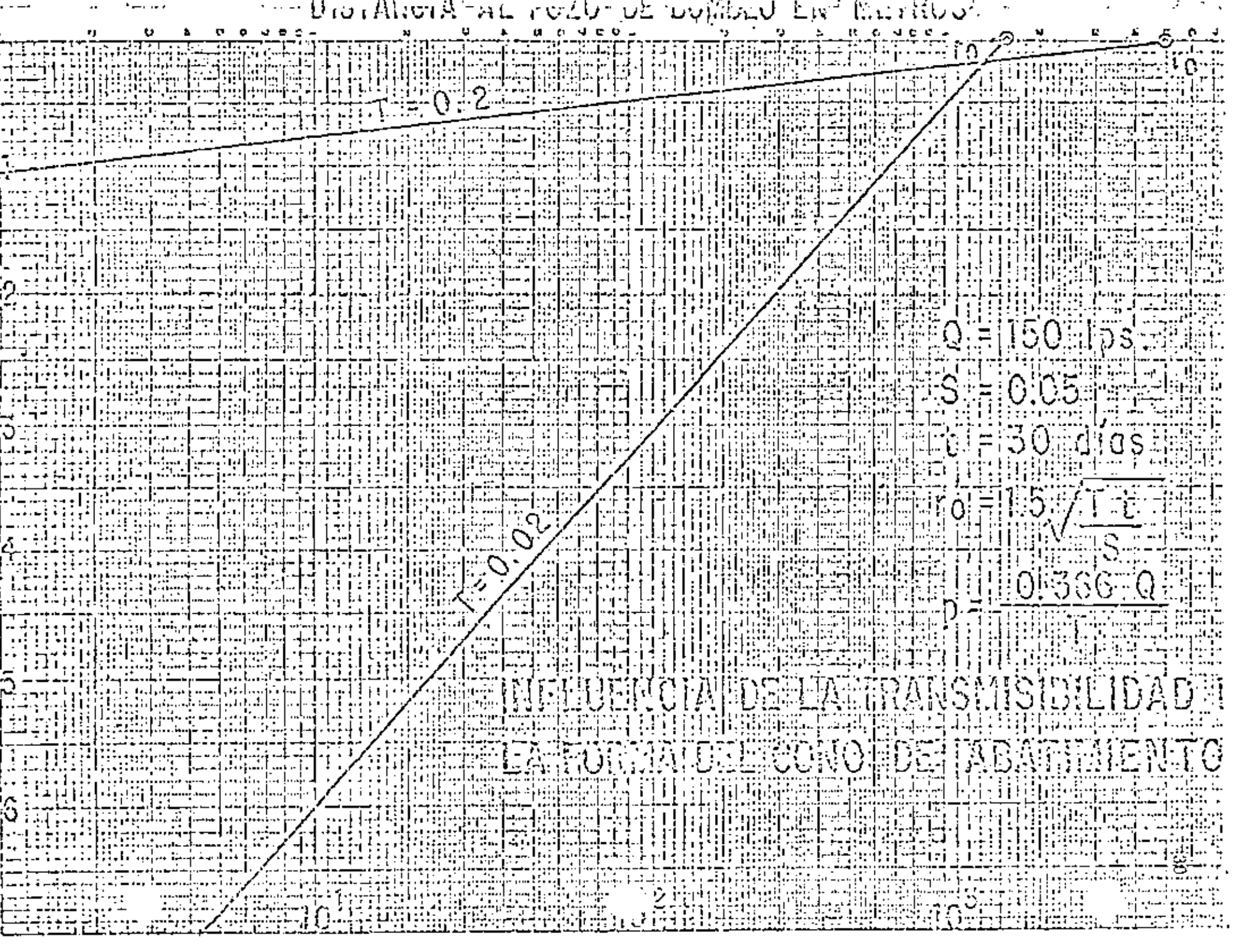
— DISTANCIA AL POZO DE BOMBEA EN METROS —



$P = 0.732 \text{ m}$
 $S = 0.2$
 $P = 0.732 \text{ m}$
 $S = 0.002$

$Q = 100 \text{ lps}$
 $T = 0.05 \text{ m}^2/\text{seg}$
 $t = 30 \text{ días}$
 $r_0 = 1.5 \sqrt{\frac{Tt}{S}}$
 $r_0 = 0.566 \text{ m}$

INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE
 ALMACENAMIENTO EN LA FORMA
 DEL CONO DE ABATIMIENTO



$$Q = 150 \text{ lps}$$

$$S = 0.05$$

$$t = 30 \text{ días}$$

$$r_0 = 15 \sqrt{\frac{Tt}{S}}$$

$$D = 0.366 Q$$

INFLUENCIA DE LA TRANSMISIBILIDAD
 EN LA FORMA DEL CONO DE ABATIMIENTO

Penetración parcial.-

Cuando un pozo capta sólo una parte del espesor saturado de un acuífero, se le denomina "parcialmente penetrante".

En la porción de acuífero no penetrado por el pozo de bombeo el agua recorre trayectorias de mayor longitud para entrar al cedazo; por consiguiente, las pérdidas de carga en la formación son mayores en este sistema que en el de penetración total. En otras palabras: los abatimientos en un pozo parcialmente penetrante son mayores que los provocados en uno totalmente penetrante, para un mismo caudal de extracción, aumentando el abatimiento conforme disminuya la penetración del pozo (Ver figuras Nos. 17 y 18).

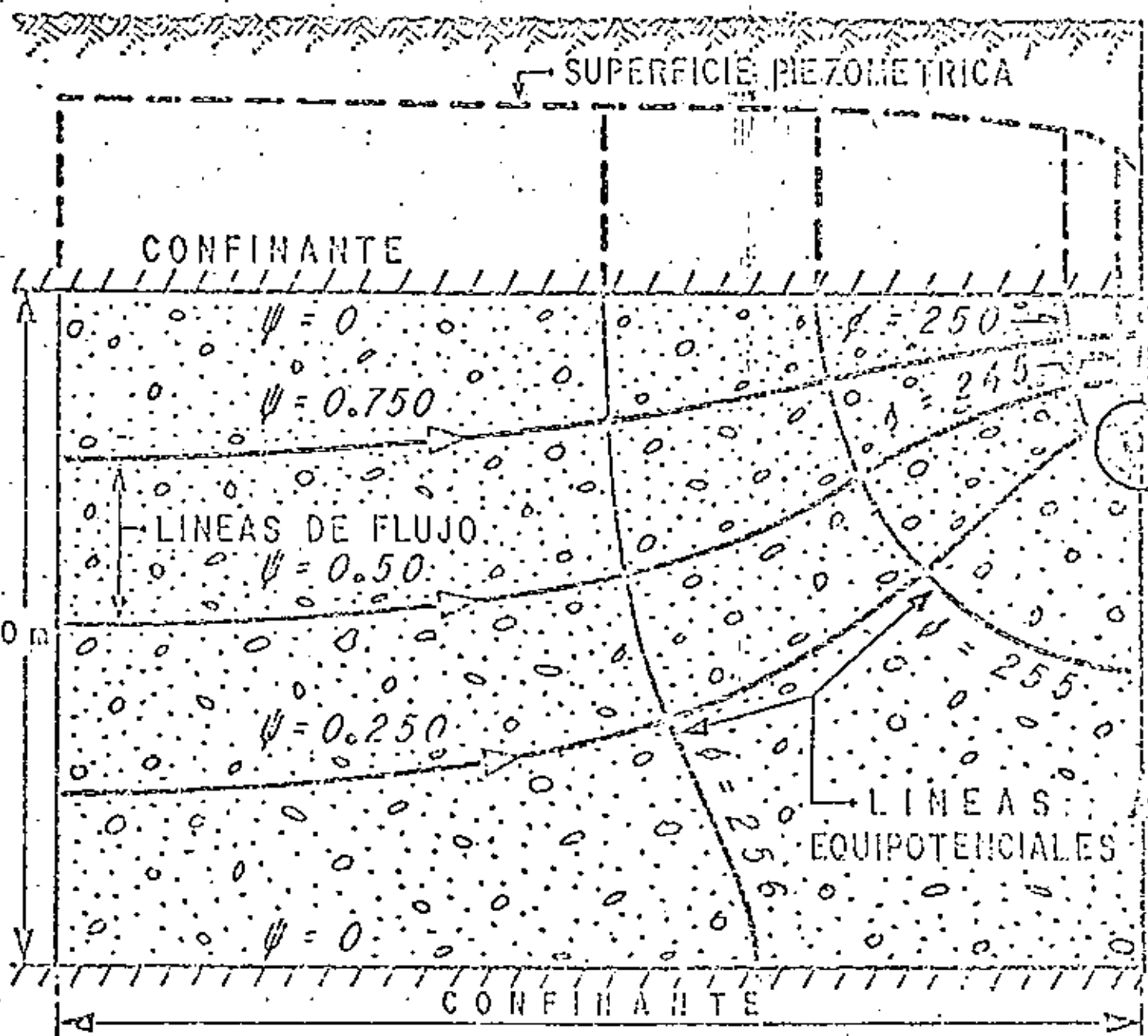
Para dar una idea aproximada de la disminución de la eficiencia hidráulica del pozo causada por la penetración parcial, considérese que si un pozo capta sólo la mitad del espesor saturado de un acuífero, el abatimiento provocado en él será algo menor que el doble del provocado en un pozo totalmente penetrante, para el mismo caudal de bombeo. Si se considera ahora un mismo abatimiento, el caudal que puede proporcionar un pozo es tanto menor cuanto menor es la penetración de su cedazo. (Ver figura No. 19).

En las proximidades de estos pozos el flujo es tridimensional; por ello, el abatimiento registrado en el pozo de bombeo y en pozos de observación próximos a él, depende, entre otros factores, de la longitud y posición de los cedazos. Esto complica la interpretación de las pruebas de bombeo, ya que los abatimientos son función también de las características constructivas de los pozos. Para simplificar la interpretación es conveniente ubicar los pozos de observación a distancias equivalentes al espesor del acuífero, o mayores, para las cuales el efecto de penetración es mínimo o nulo.

El nivel del agua en un pozo de observación situado a tales distancias se comporta como si el pozo de bombeo fuera totalmente penetrante, y la prueba se interpreta en la forma ya indicada; lo mismo puede hacerse cuando el pozo de observación penetra totalmente al acuífero, independientemente de su ubicación con respecto al pozo de bombeo.

Fuera de estos dos casos, la interpretación es bastante laboriosa, pues hay que construir una curva tipo pa-

PARCIALMENTE PENETRANTE



320 m

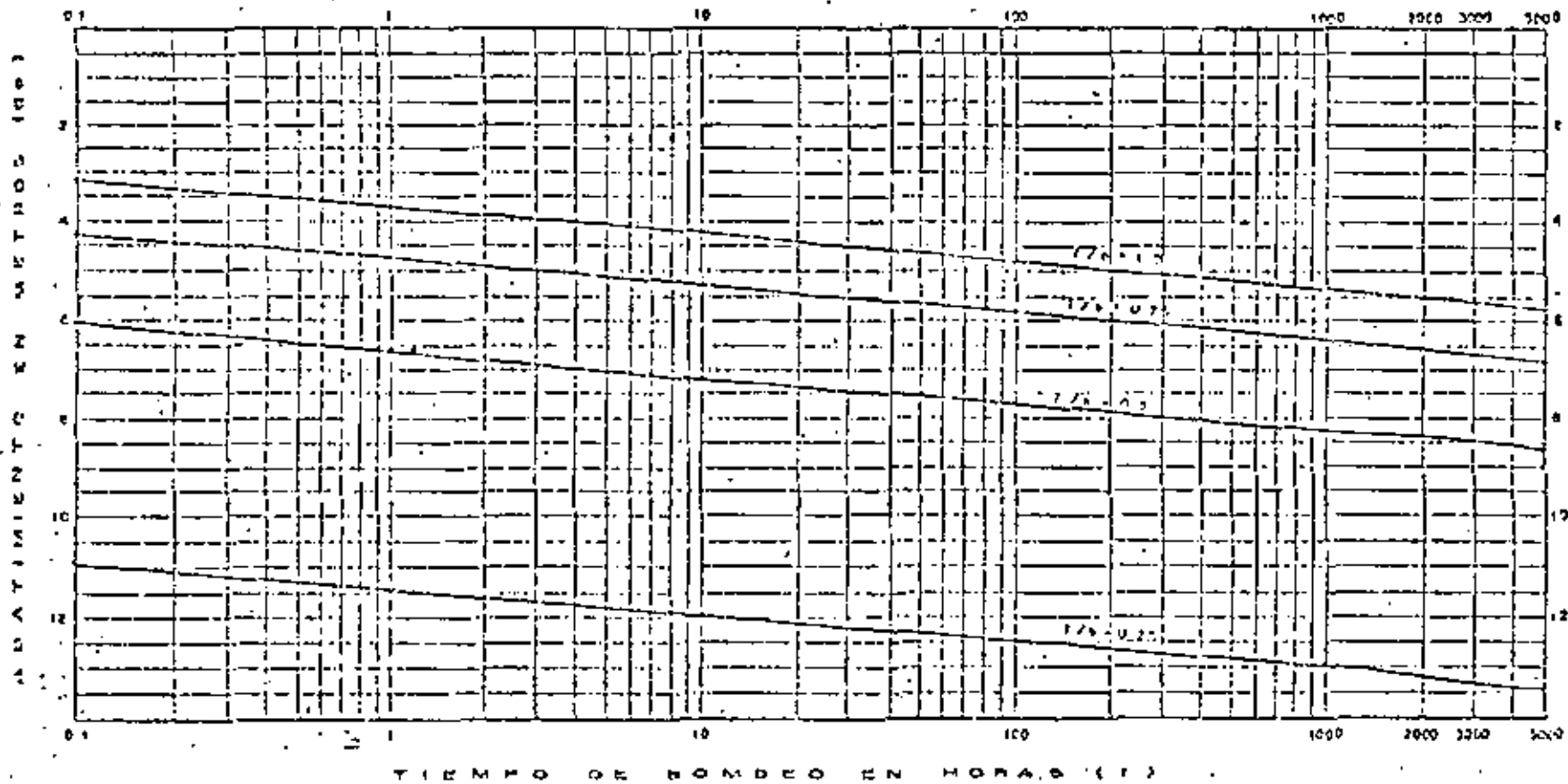
$Q = 150$ lps

$t = 2000$ hrs

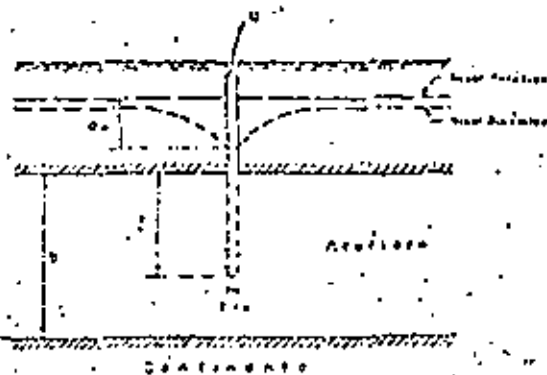
$T = 0.02$ m²/s

$S = 0.02$

FIGURA No. 17



- $Q = 150 \text{ lps.}$
- $T = 5 \times 10^8 \text{ m}^2 \text{ seg.}$
- $S = 2 \times 10^{-3}$
- $b = 200 \text{ m.}$
- $r = 0.2 \text{ m.}$



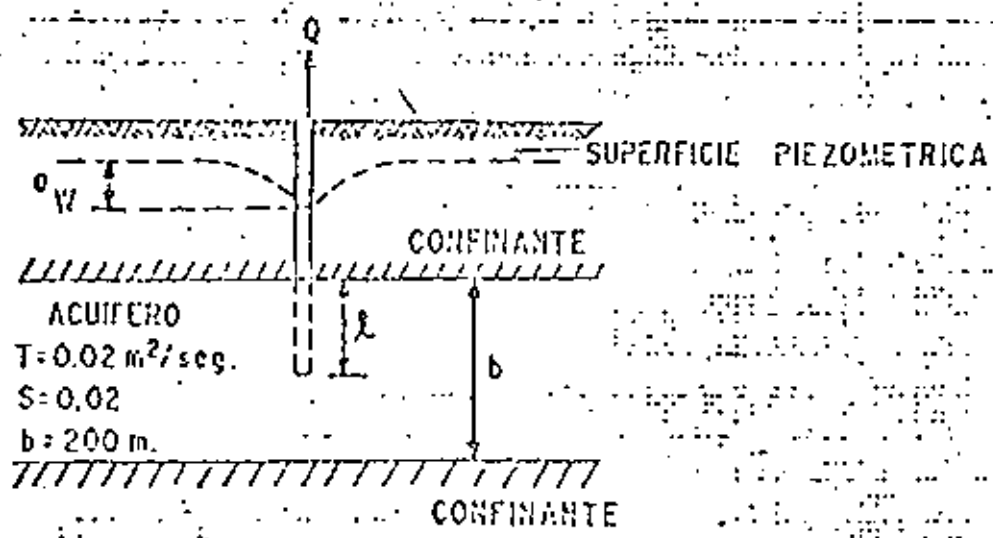
ABATIMIENTO EN METROS

$l/b = 1.00$

$l/b = 0.75$

$l/b = 0.5$

$l/b = 0.25$



NOTA:

ESTA RELACION CORRESPONDE A UN TIEMPO DE BOMBEO DE 2000 HORAS

RELACION - CAUDAL - ABATIMIENTO PENETRACION

ra las características de los pozos utilizados en la prueba.

En la figura 20 se ilustra el comportamiento del nivel del agua en pozos de observación a distancias y de características constructivas diferentes.

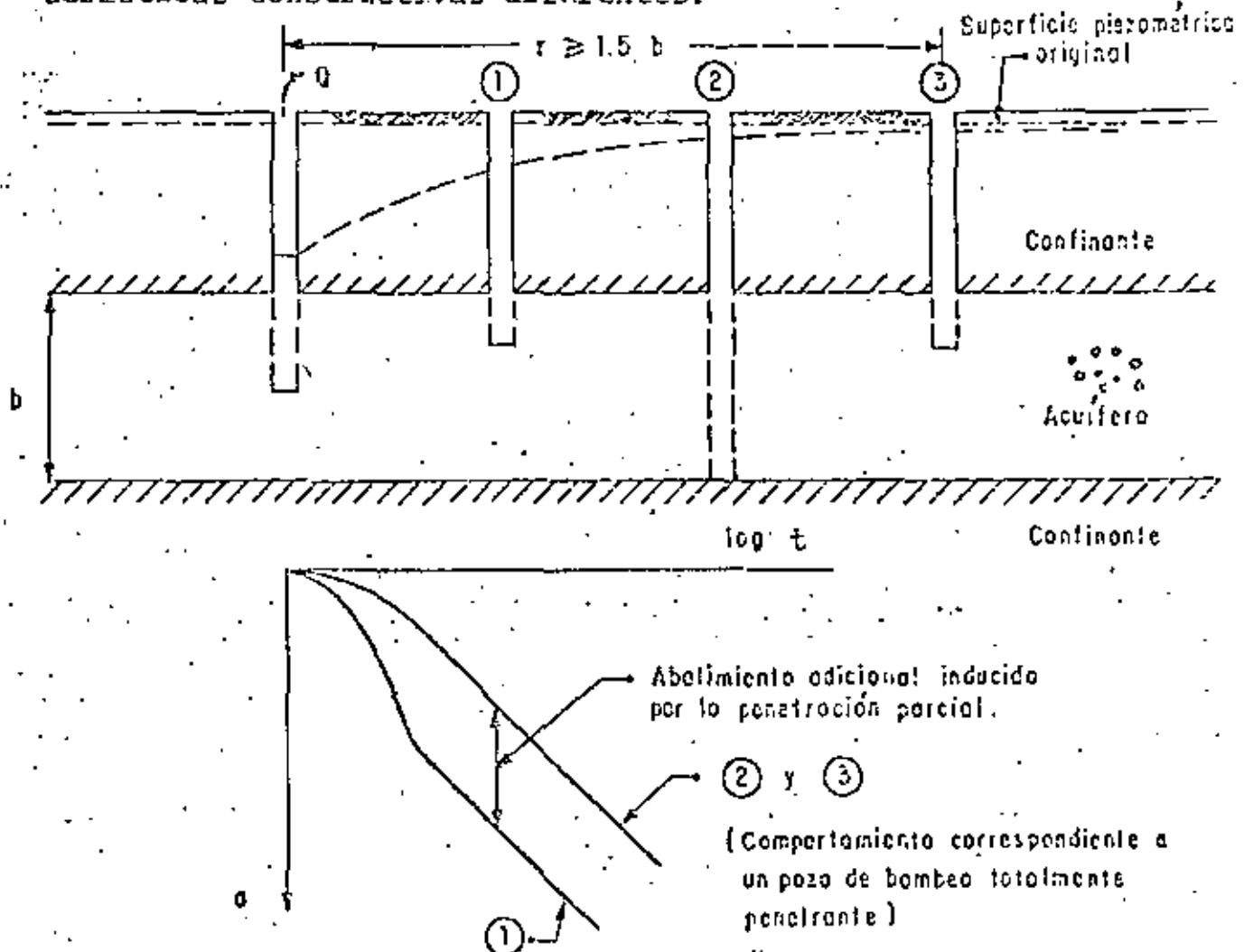


FIGURA No. 20

3.3.- POZOS EN ACUÍFEROS SEMICONFINADOS.

Probablemente, el acuífero más común en la naturaleza es el de tipo semiconfinado: los rellenos siempre tienen cierta estratificación, alternándose estratos de granulometría variada. Cuando un estrato de material permeable queda limitado verticalmente por materiales, también saturados, de menor permeabilidad, se tiene un acuífero semiconfinado como el ilustrado en la figura No. 21.

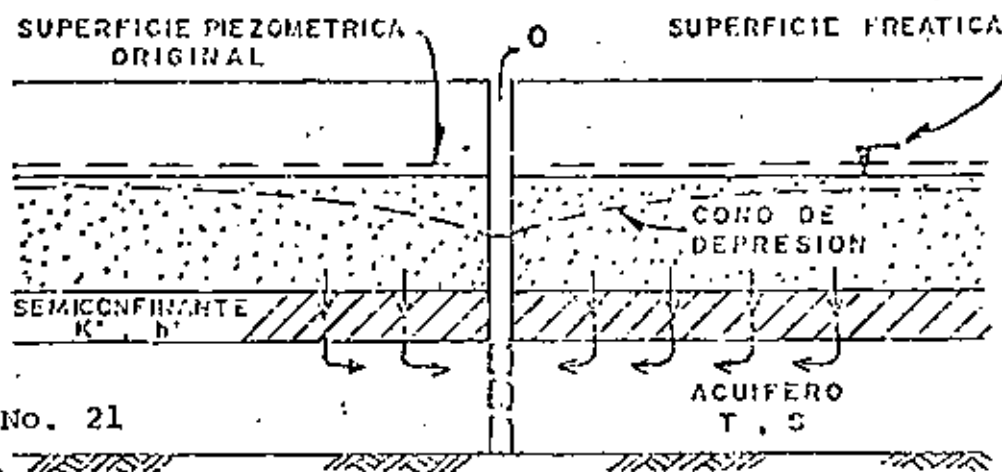


FIGURA No. 21

Al bombearse un acuífero de este tipo se provocan abatimientos de sus niveles piezométricos, generándose una diferencia vertical de cargas, que induce el flujo descendente del agua a través del semiconfinante. La cantidad de agua que circula a través de éste es directamente proporcional a la diferencia de cargas entre las superficies freática y piezométrica, e inversamente proporcional a la resistencia hidráulica del mismo estrato.

Puesto que en este sistema sólo una parte del volumen bombeado procede del acuífero, y el resto es aportado por el estrato adyacente al semiconfinante, el abatimiento de los niveles piezométricos es menor que en el caso del acuífero confinado. Como la aportación vertical aumenta con el tiempo, el abatimiento de los niveles piezométricos va decreciendo, hasta que la aportación vertical equilibra el caudal de extracción; y en ese momento, los niveles piezométricos se estabilizan.

La solución correspondiente a este sistema es la siguiente:

$$Q = \frac{Q}{4 \pi T} W(u, r/B)$$

donde:

$$B = \sqrt{T b' / k'}$$

siendo k' y b' la permeabilidad vertical y el espesor del estrato semiconfinante, respectivamente.

Las curvas tipo correspondientes a esta solución se presentan en la figura 22, en la cual puede apreciarse el comportamiento arriba descrito.

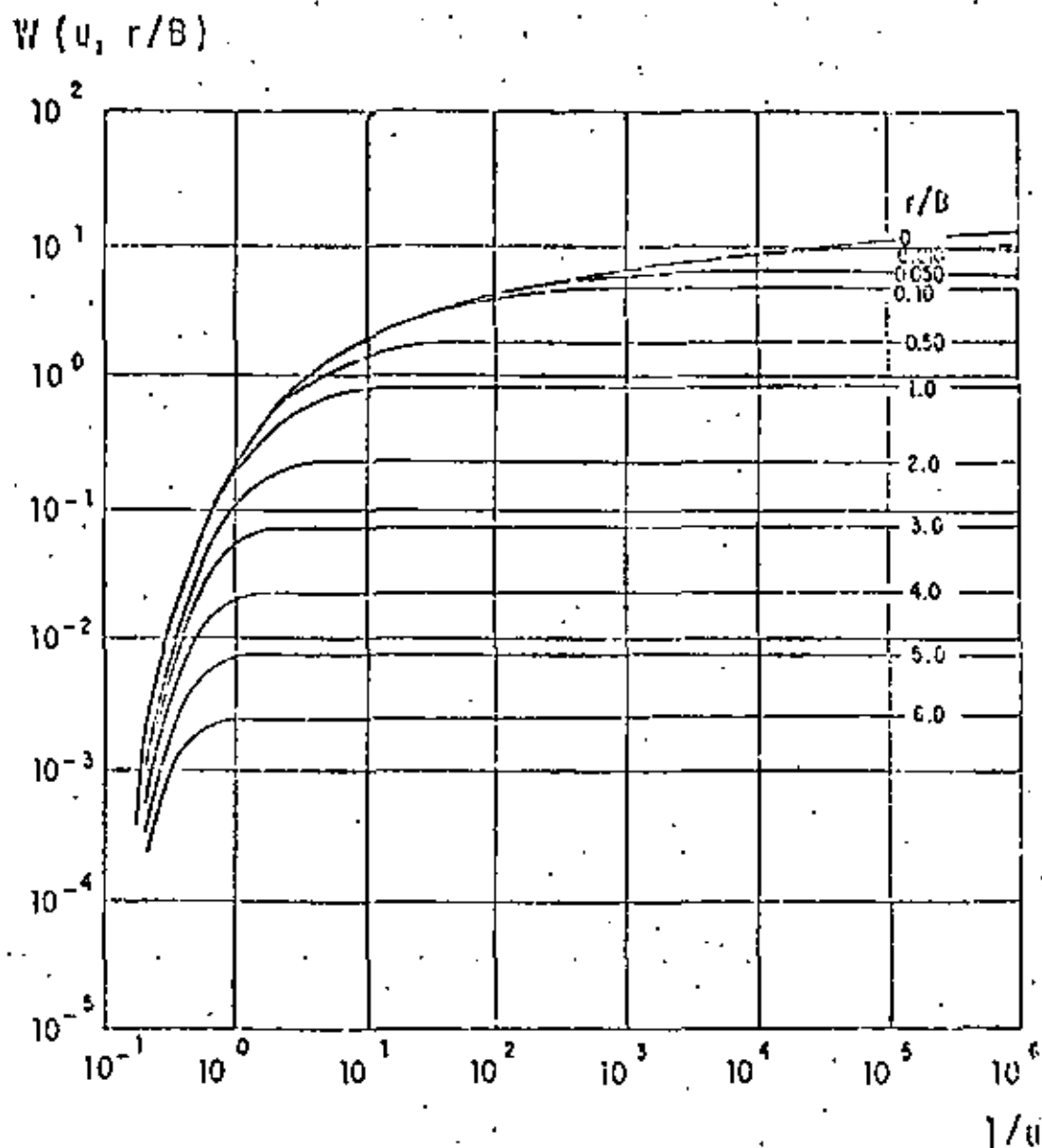


FIGURA No. 22

El procedimiento de interpretación de las pruebas en este caso es semejante al seguido en el caso de los acuíferos confinados, con la diferencia de que ahora debe buscarse la coincidencia entre la curva de campo y una de las curvas tipo. Lograda la coincidencia, se selecciona un punto de ajuste, y se substituyen los valores de sus coordenadas en las ecuaciones correspondientes, para deducir los parámetros buscados.

3.4.- POZOS EN ACUIFEROS LIERES.

Los acuíferos libres se caracterizan por estar limitados superiormente por una superficie freática; puesto que el espesor saturado del acuífero varía con las fluctuaciones de esta superficie, la transmisibilidad del acuífero es también variable en el área y en el tiempo. Si las fluctuaciones de los niveles son poco significativas con respecto al espesor del acuífero, la transmisibilidad puede suponerse constante, y la interpretación de las pruebas se efectúa como si se tratara de un acuífero confinado. En cambio, si dichas fluctuaciones son importantes -específicamente, mayores del 20% del espesor saturado del acuífero-, los abatimientos medidos se corrigen en la forma siguiente:

$$a_c = a - \frac{a^2}{2b}$$

siendo a_c el abatimiento corregido, y b , el espesor saturado inicial del acuífero. Los abatimientos así corregidos, se interpretan como si se tratara de un acuífero confinado.

IV.- HIDRAULICA DEL POZO DE BOMBEO.

La hidráulica de los pozos de bombeo es sumamente compleja, debido a que en el interior de ellos y en su vecindad inmediata se presentan diversos efectos locales. Por una parte, dado que el gradiente hidráulico es máximo en las proximidades del pozo y que la permeabilidad es mayor por la presencia de un filtro artificial o desarrollado naturalmente, la velocidad del agua puede ser tal que el régimen de flujo adquiere carácter turbulento. Por otra parte, hay un incremento notable de la velocidad del agua al concentrarse el flujo a través de las ranuras; un cambio brusco de la dirección del agua al ser acelerada verticalmente por los impulsores, y fricciones en el cedazo y en la columna de succión. Todo esto se traduce en una repentina pérdida de carga en el pozo. Como resultado, el nivel del agua en su interior no se encuentra en la intersección del cono de depresión y la pared externa del ademe, sino más abajo, siendo la diferencia la pérdida local de carga (Ver figuras Nos. 23 y 24).

De acuerdo con lo anterior, el abatimiento total provocado en el pozo de bombeo tiene dos componentes principales: el abatimiento debido a la resistencia que opone la formación a la circulación del agua, el cual es directamente proporcional al caudal extraído; y el abatimiento provocado en el interior del propio pozo, que es directamente proporcional al caudal elevado a una cierta potencia próxima al cuadrado.

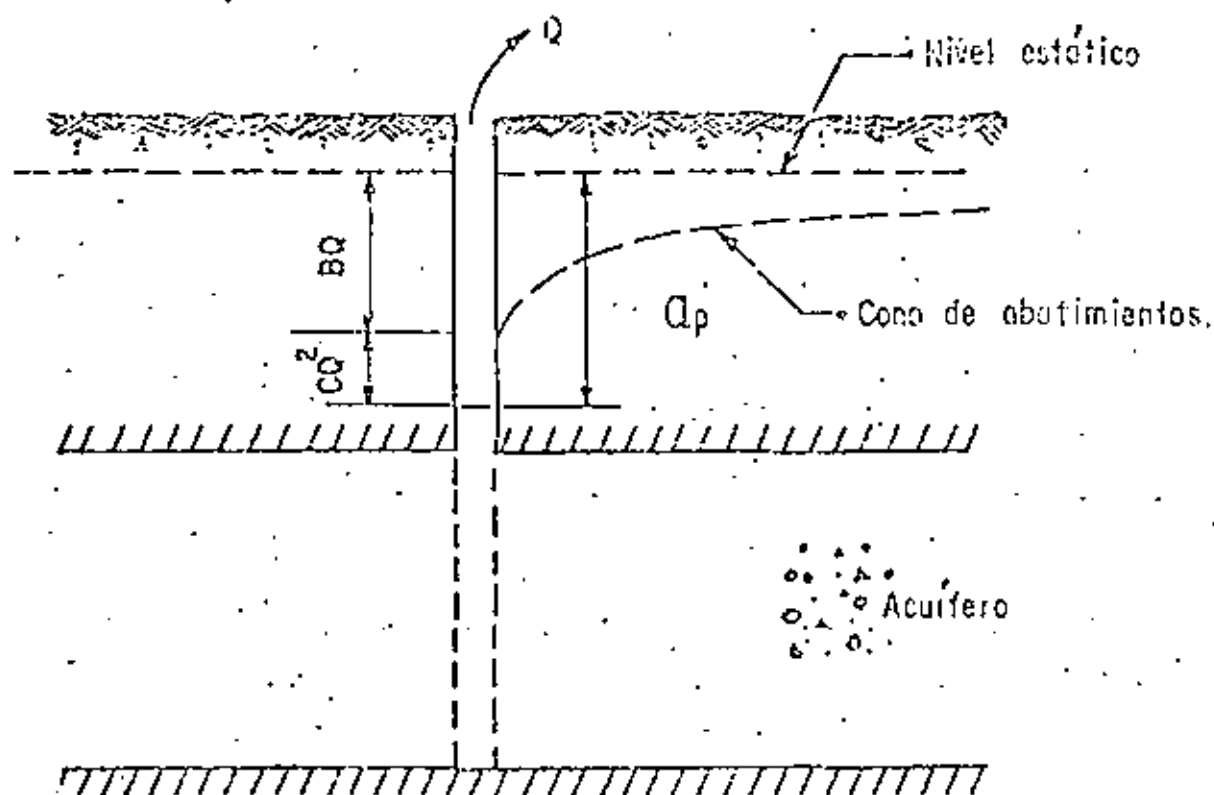
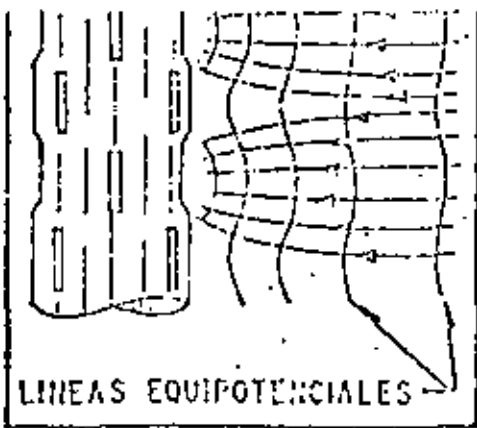


FIGURA No. 23

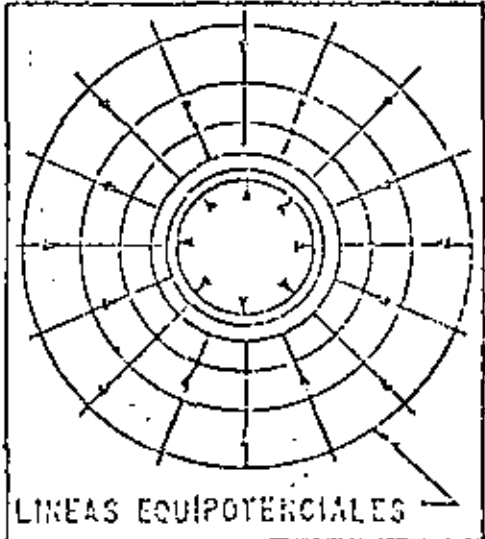
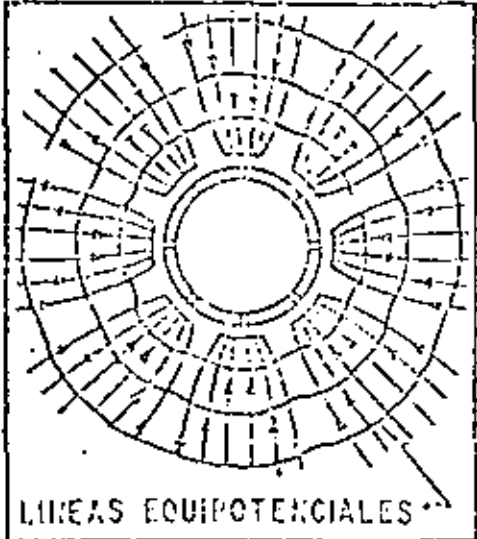
Lo anterior puede expresarse:

$$Q_p = BQ + CQ^2$$

en la que: Q_p es el abatimiento total en el pozo de bombeo; B , un coeficiente representativo de la resistencia del acuífero, y C , un coeficiente cuyo valor es función de las características



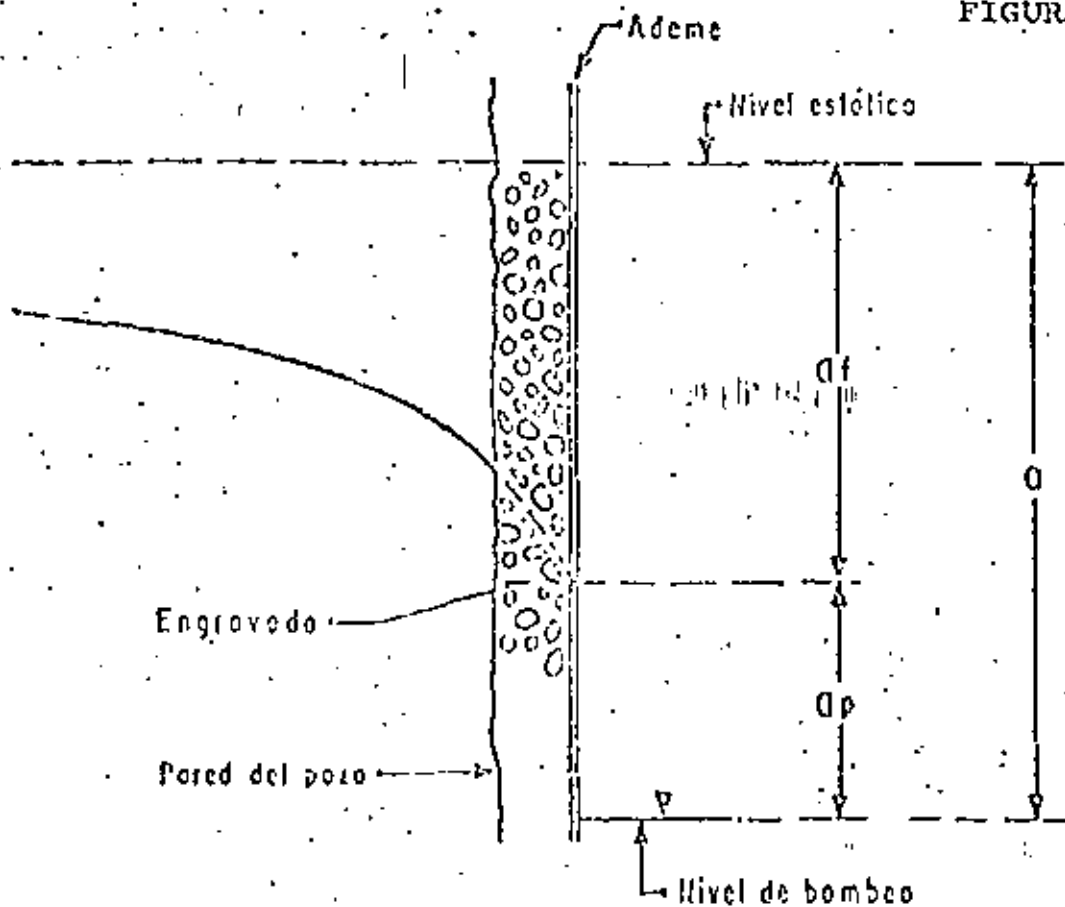
C O R T E



TUBERIA RANURADA

P L A N T A

FIGURA No. 24



cas constructivas del pozo.

El valor del coeficiente B depende del tipo de sistema de flujo de que se trata; por ejemplo, en el caso de un pozo totalmente penetrante en un acuífero confinado, el abatimiento en la formación está dado por la expresión:

$$Q = \frac{Q}{4 \pi r T} W(u)$$

por tanto:

$$B = \frac{1}{4 \pi r T} W(u)$$

A la relación entre el caudal bombeado y el abatimiento que provoca, se le denomina "caudal específico", y puede escribirse:

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{1}{B + CQ} \quad \text{---} \quad \frac{Q_p = rR + cQ^2}{rR + cQ^2} = \frac{1}{Q_p}$$

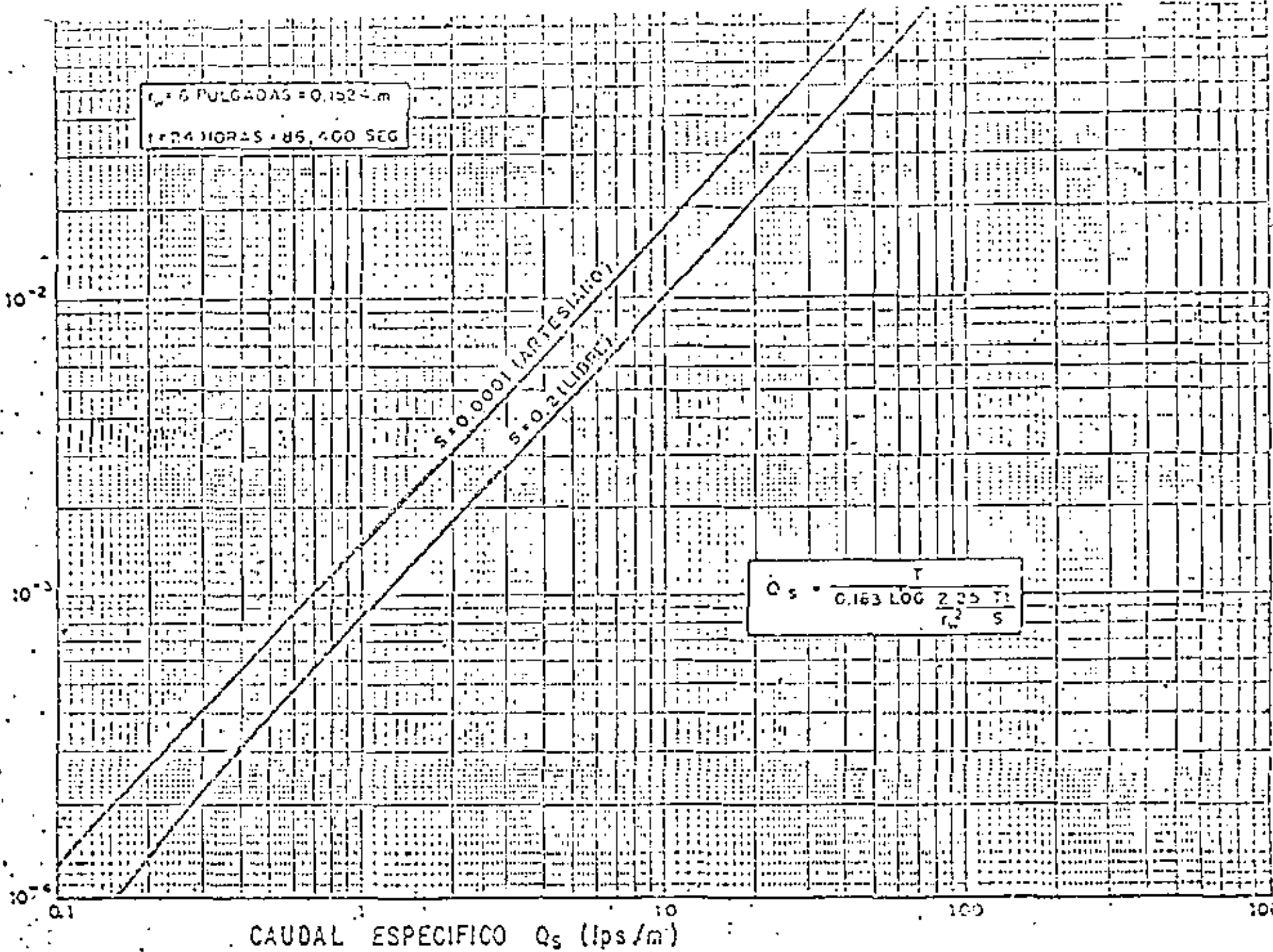
Este parámetro representa en una forma más objetiva la capacidad transmisora de un acuífero: un caudal específico alto refleja una alta transmisibilidad, y viceversa. Presenta la ventaja de que su valor no está sujeto a errores de interpretación, ya que se obtiene como el coeficiente de dos términos medidos (caudal y abatimiento), y guarda una proporcionalidad más o menos directa con la transmisibilidad, lo que permite utilizarlo para deducir valores aproximados de ésta cuando se carece de pruebas de bombeo. Es importante destacar que el caudal específico no es constante sino que decrece con el caudal y con el tiempo de bombeo, como puede inferirse de la última expresión (Ver figuras Nos. 25 y 26).

Para el cálculo de los coeficientes B y C, se utiliza la llamada "prueba escalonada", propuesta por C.E. Jacob. Esta prueba consiste en bombear el pozo en varias etapas sucesivas, en cada una de las cuales se mantiene el caudal constante; generalmente, el caudal se varía en forma creciente, -- siendo recomendable hacerlo en un rango lo mayor posible; la duración de cada etapa es de varias horas. Simultáneamente, se observa la fluctuación del nivel del agua en el pozo; la figura 2 ilustra esquemáticamente el comportamiento típico del nivel del agua en una prueba escalonada.

A partir de la gráfica abatimiento-tiempo se obtienen los elementos necesarios para deducir los valores de los

COEFICIENTE DE TRANSMISIBILIDAD T (m²/seg)

f 42



CAUDAL ESPECIFICO Qs (lps/m)

FIGURA No. 25

COEFICIENTE DE TRANSMISIBILIDAD T (m²/seg)

$r_w = 6 \text{ PULGADAS} = 0.1524 \text{ m}$
 $t = 120 \text{ DIAS} = 10.368 \times 10^6 \text{ SEC}$

6⁻¹

6⁻²

10⁻⁴

$S = 0.0001 \text{ (ARTESIANO)}$
 $S = 0.2 \text{ (LIBRE)}$

$$Q_s = \frac{0.183 T}{r_w^2 S} \log \frac{2.25 T t}{r_w^2 S}$$

CAUDAL ESPECIFICO Q_s (lps / m)

0.1

10

100

1000

FIGURA No. 26

coeficientes buscados. Para ello, se elige un tiempo menor o igual que la duración de cada etapa, de preferencia tal que el nivel de agua ya se haya establecido; se mide gráficamente el abatimiento total correspondiente a este tiempo, tomado a partir del inicio de cada etapa; se calcula el coeficiente entre dichos abatimientos y los caudales respectivos, y con estos valores se traza la gráfica $a/Q - Q$, mostrada en la figura No. 28.

Si los puntos de esta gráfica muestran una tendencia lineal, se traza una recta de ajuste; el valor del coeficiente C está dado por la pendiente de esta recta, y el del coeficiente B es igual a la ordenada al origen.

Conociendo los valores de ambos coeficientes es posible predecir la posición del nivel dinámico para cualquier caudal de extracción.

Es frecuente que los puntos de la gráfica se encuentren dispersos sin mostrar una tendencia definida; en ocasiones, esto se atribuye a una deficiente limpieza y desarrollo del pozo, aunque también puede deberse a una irregular distribución de las características hidráulicas de la formación.

INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO ESCALONADAS

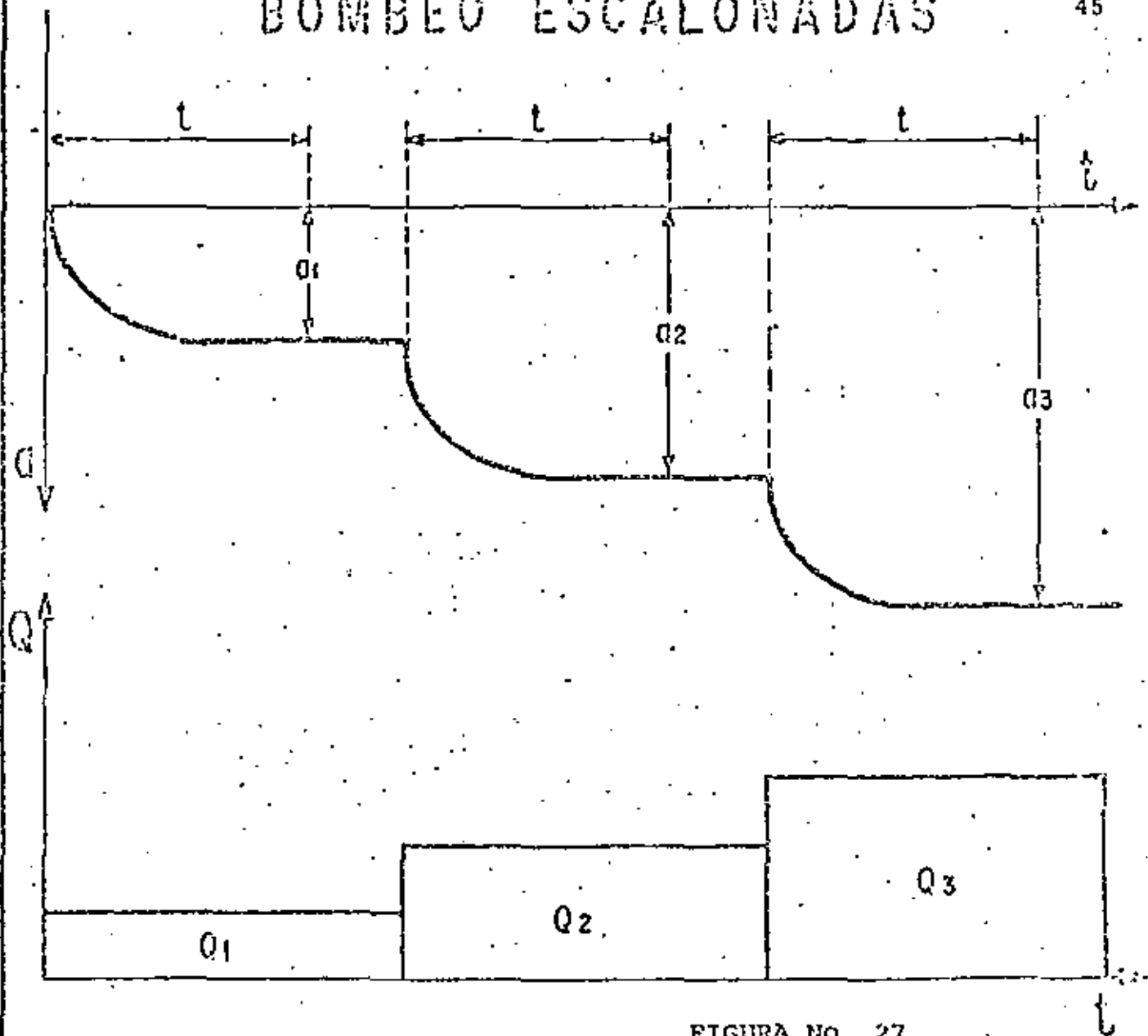


FIGURA NO. 27

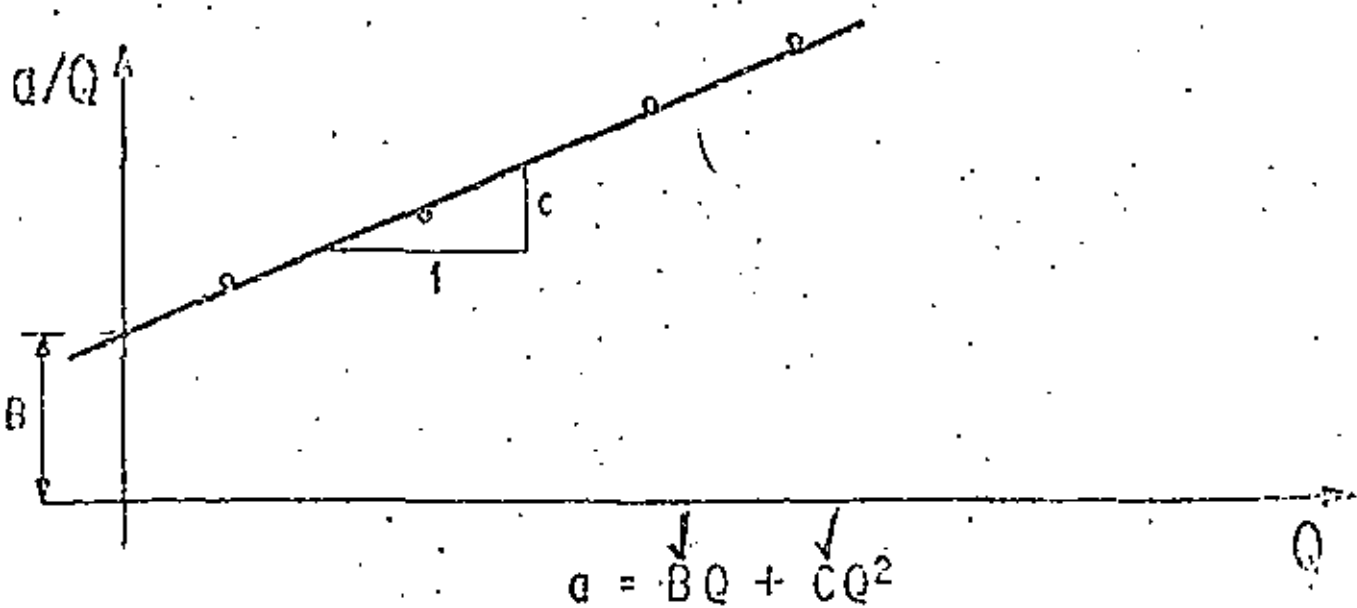


FIGURA NO. 28





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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ANALISIS DE TUBERIAS

M. EN I. FRANCISCO JAVIER ECHAVARRIA ALFARO

JUNIO, 1980



2. ANÁLISIS DE TUBERÍAS

2.1 Aspectos generales

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

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

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

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

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

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

donde

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.2 Determinación de la pérdida de energía por fricción

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

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

donde

f = Factor de fricción, sin dimensiones;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2-9-11

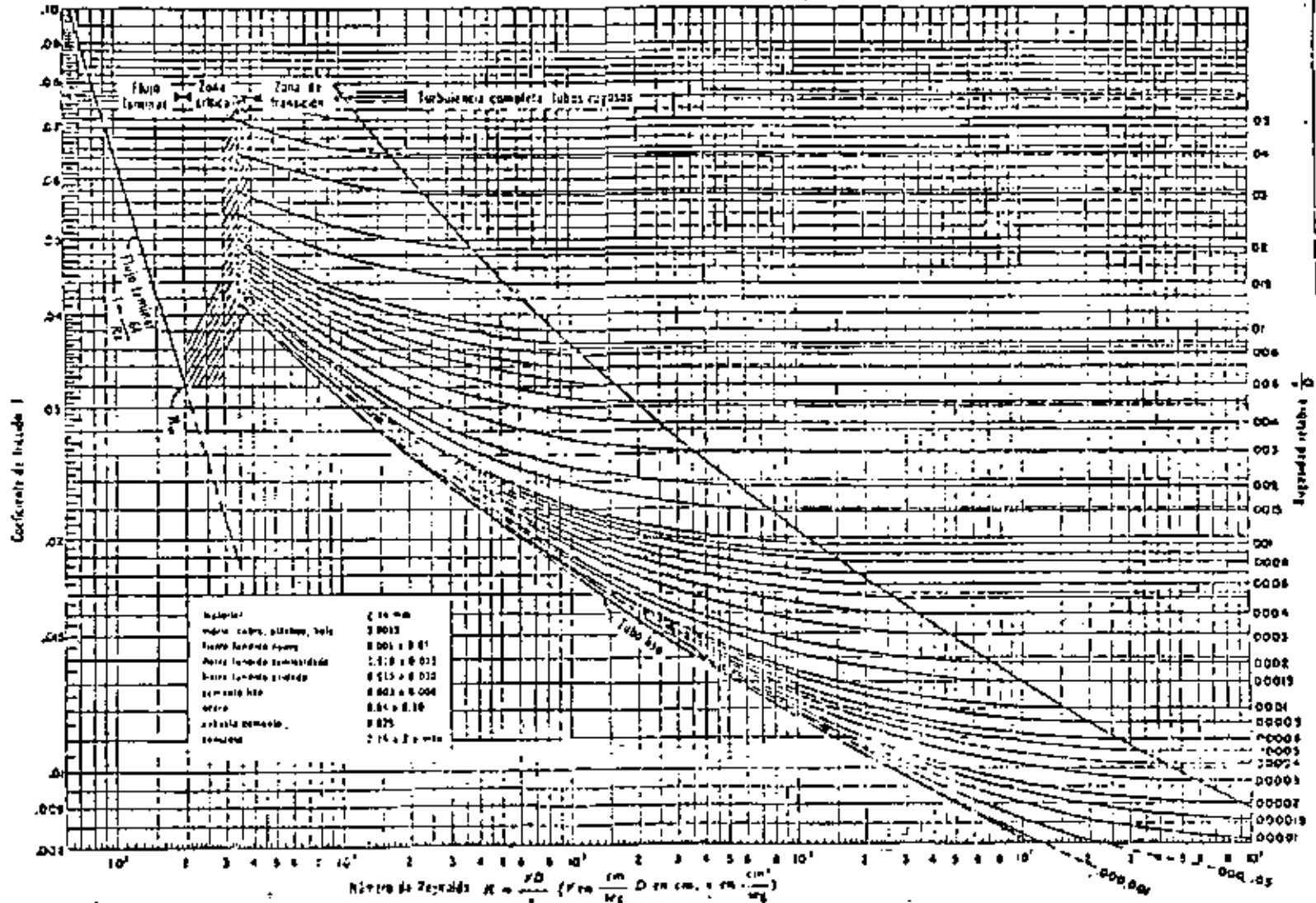


Fig. 2.1

Coefficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody. 2.1

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

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

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

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

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

2.3 Pérdidas locales

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

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

Tabla 2. 1. Resumen de las fórmulas para el cálculo de pérdidas por fricción, aplicables al flujo de agua en conductos a presión. Las unidades se expresan en sistema MKS

Tipo de tubería y flujo	Autor	Fórmula	Observaciones
Cualquier tipo de tubo y flujo.	Darcy-Weisbach	$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$	Es la Ec. (8.2) y es de tipo universal; f se obtiene del diagrama universal de Moody, o de alguna de las fórmulas indicadas a continuación.
Tubos lisos o rugosos en la zona laminar.	Poiseuille	$f = \frac{64}{R_e}$	Es la Ec. (8.3) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para $R_e < 2300$.
Tubos lisos en la zona de transición o turbulenta.	Blasius	$f = \frac{0.3164}{R_e^{0.25}}$	Es la Ec. (8.4) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para tubos de aluminio, latón, cobre, plomo, pl' tico, vidrio y asbesto-cemento para $R_e > 10^4$.
	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{R_e \sqrt{f}}{251} \right)$	Es la Ec. (8.5b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para $2.3 \times 10^4 \leq R_e \leq 3.4 \times 10^5$.
	Kozeny (Ref. 9)	$f = \frac{2g}{(7.78 \log R_e - 5.95)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de asbesto-cemento y para $R_e > 4000$.
	Richter (Ref. 43)	$f = 0.01113 + 0.917/R_e^{0.41}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de hule y para $R_e > 4000$.
	Ludin (Ref. 42)	$V = 140 R_e^{0.116} S_p^{0.70}$	Equivale a usar la Ec. (8.9b) con $a = 57.37$, $x = 0.645$, $y = 1.70$. Vale para tubos de asbesto-cemento. En esta fórmula R_e es el radio hidráulico del tubo.

Tabla 2.1 (Continuación)

Tubos rugosos en la zona de transición o turbulenta.	Colebrook-White	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right)$	Es la Ec. (8.7) y vale para tubos lisos o rugosos en la zona de transición o turbulenta y con $R_e > 4000$. Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Hazen-Williams (Ref. 44)	$V = 0.355 C_H D^{0.84} S_p^{0.54}$	Equivalente a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.355 C_H$; $x = 0.63$, $y = 0.54$. Es la fórmula más común para tubos rugosos. C_H depende del material del tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
Tubos rugosos en la zona turbulenta.	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71 D}{\epsilon}$	Es la Ec. (8.6b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Kozeny (Ref. 9)	$f = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. N depende del material en la tubería según la tabla 8.4.
	Chezy	$V = C \sqrt{R_h S_f}$	Es la fórmula general para este tipo de tubos y se obtiene de la fórmula de Darcy-Weisbach haciendo $D = 4 R_h$. Equivalente a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.5 C$; $x = y = 0.5 C$ es un coeficiente que se obtiene de las fórmulas de Bazin, Kutter o Manning.
	Bazin (Ref. 31)	$C = \frac{87}{1 + \delta/\sqrt{R_h}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde δ depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Kutter (Ref. 45)	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde m depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Manning (Ref. 47)	$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_p^{1/2}$	Resultado de la fórmula de Chezy al considerar que $C = R_h^{2/3}/n$. Equivalente a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.397/n$, $x = 2/3$, $y = 1/2$. n depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.

2.2.6

Tabla 2. Valores de C_H , Δ , m , n y N aplicables a las fórmulas de la tabla B3 de acuerdo con el material de que está construido el tubo

2.2

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

2.7.C

donde

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

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

2.3.1 Pérdida por entrada

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

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

2.3.2 Pérdida por rejilla

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



a) $K = 0.5$



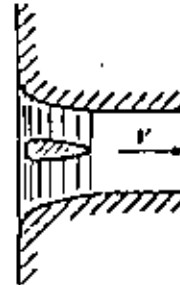
b) $K = 0.5 + 0.3 \cos \theta + 0.2 \cos^2 \theta$



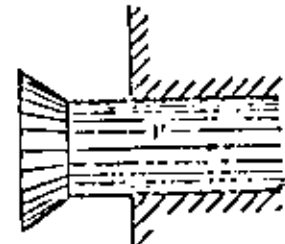
c) $K = 0.15 + 0.25$



d)

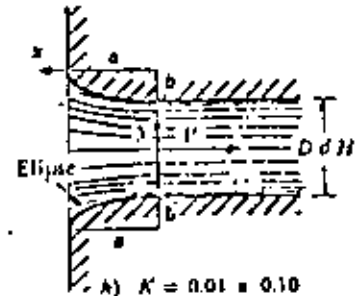
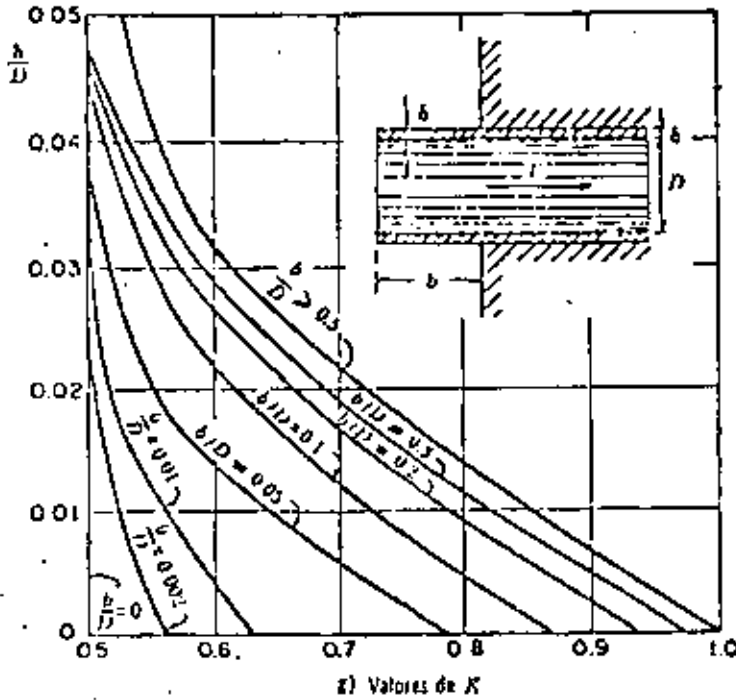


e) $K = 0.06 + 0.10$



f) $K = 0.5$

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



A) $K = 0.01 + 0.10$
para tubo circular; δ
de 0.07 a 0.2 para
tubo rectangular.



i) Coeficientes de pérdida por escotadura
 $K = 0.05 + 0.10$,
si $b/D > 1$ ó $b/h > 0.2$
y $V > 2$ m/seg.
De lo contrario, $K = 0$.

Fig 2.2 | Coeficientes de pérdida —por entrada— para diferentes formas. z: z

forma:							
$C_f =$	2.42	1.83	1.67	1.03	0.72	0.76	1.29

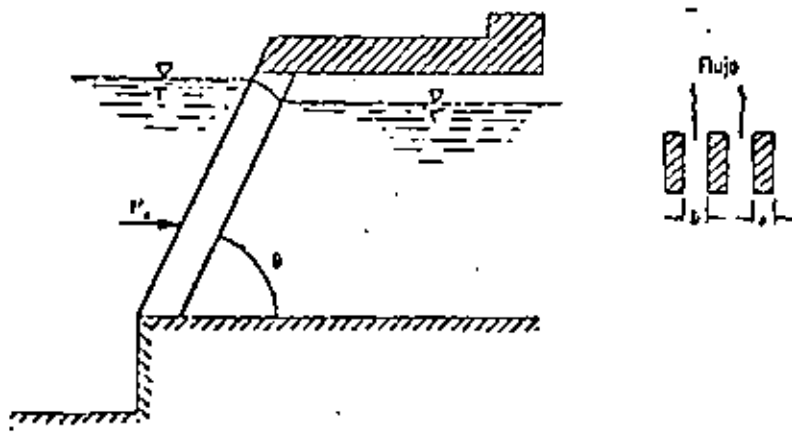


Fig 2.3 Coeficientes C_f aplicables a la fórmula de Kirschmer de acuerdo con la forma de las barras. 2-5

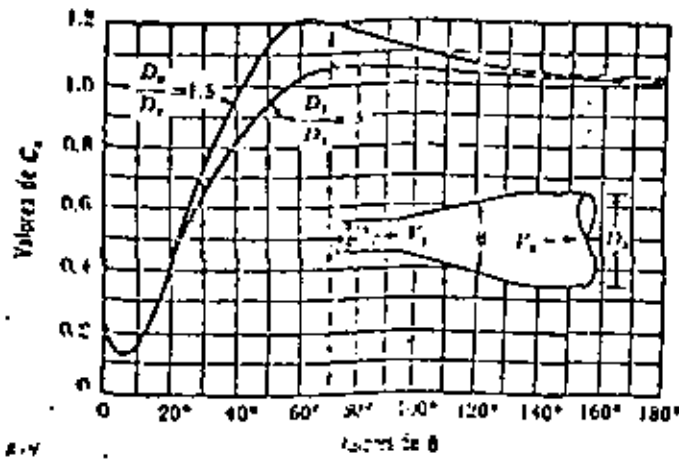


Fig 2.4 Coeficientes de pérdida para ampliaciones graduales.

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

en que

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

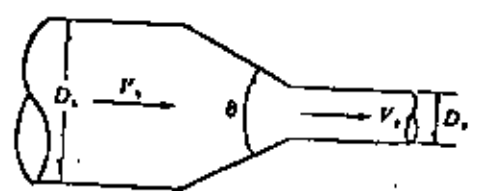


Fig 2.5 Reducción gradual. 2-5

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

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

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

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

2.3.3 Pérdida por ampliación

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

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

donde C_a depende del ángulo θ del difusor, como se muestra en la fig 2.4, la cual incluye los resultados de Gibson. Para ampliaciones bruscas se usa la misma fórmula con $C_a = 1$.

2.3.4 Pérdida por reducción

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

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

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

Dicho ángulo vale :

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

en que

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

y en este caso, $K_p = 0.1$.

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

2.3.5 Pérdida por cambio de dirección

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

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

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

2.3.6 Pérdida por válvulas

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

2.4 Conducto sencillo

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

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

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

$$Q = A_l V_l$$

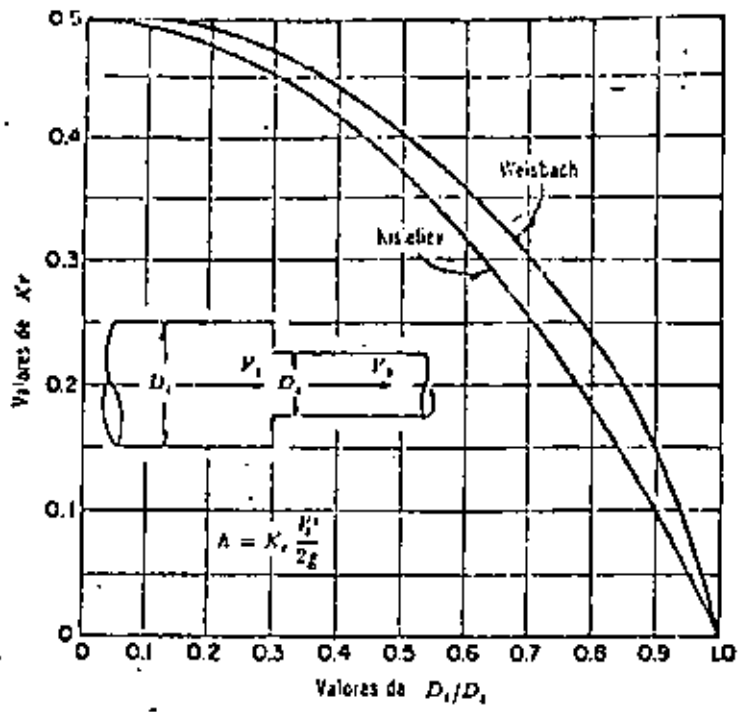


Fig 2.6 Pérdida de energía en una contracción brusca. 2.4

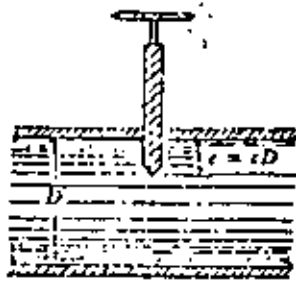


Fig 2.7 Válvula de compuerta. 2.4

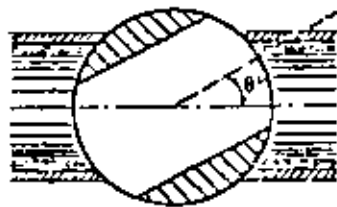
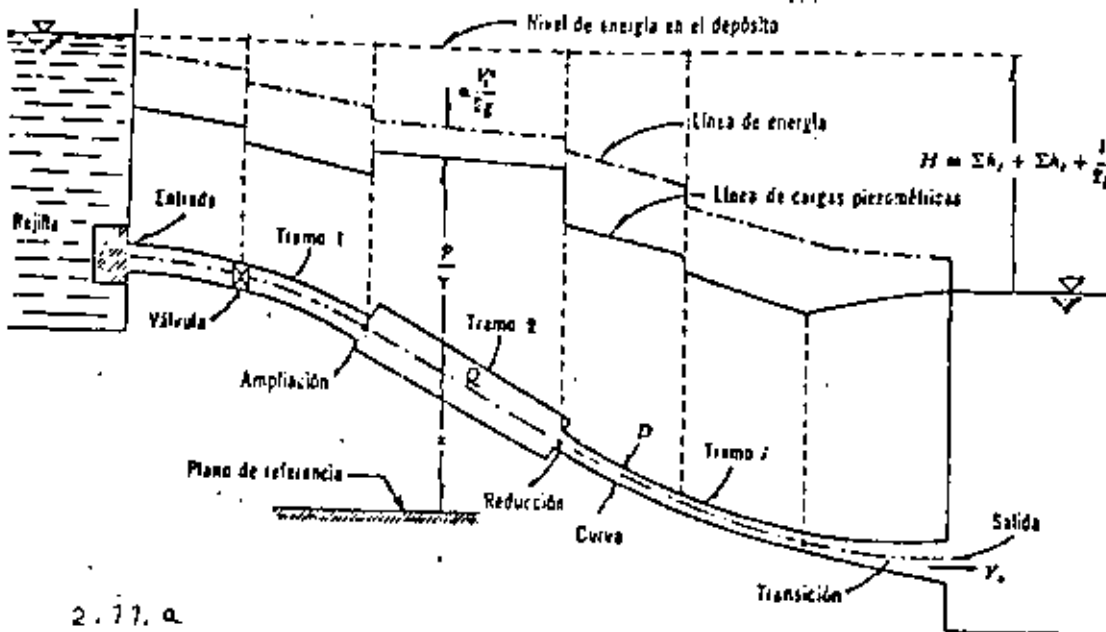


Fig 2.8 Válvula esférica. 2.4



Fig 2.9 Válvula de lenteja. 2.4



2.77. a

Fig 2.10 Conducto sencillo. 2.10

Tabla 2.3 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta de diámetro $D = 50$ mm.

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

Tabla 2.5 Coeficientes de pérdida para válvulas esféricas

θ°	K	A/A_0
5	0.05	0.926
10	0.29	0.85
15	0.75	0.772
20	1.56	0.692
25	3.10	0.613
30	5.17	0.535
35	9.68	0.458
40	17.3	0.385
45	31.2	0.315
50	52.6	0.25
55	106	0.19
60	206	0.137
65	436	0.091
82	∞	0

Tabla 2.4 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta cuyo diámetro es menor o mayor de 50 mm

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

Tabla 2.6 Coeficientes de pérdida para válvulas de lenteja

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

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

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_l$$

donde

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

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

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

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

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

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

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

Solución.

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

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

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

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

- Por la fórmula de Darcy-Ewlsbach y de pérdidas menores vamos que :

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

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

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

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

la velocidad en la sección final vale

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

y el gasto :

$$Q = V_s A_s$$

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

El proceso se repite.

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

Solución

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

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

también en el número de Reynolds, nos da

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

en el que se conoce a

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

Problema 2.1 La instalación hidroeléctrica, con la geometría mostrada en la fig. 2.11, abastece a una casa de máquinas un gasto de $8.98 \text{ m}^3/\text{seg}$, La instalación consta de una galería con acabado interior de cemento de 3.00 m de diámetro, una cámara de oscilación y una tubería de acero soldado, nuevo, de 1.50 m de diámetro. Determinar:

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

simple tubo piezométrico.

Solución a).

Las áreas en la galería y tubería son, respectivamente :

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

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

y las velocidades :

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

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

La ecuación de la energía, entre una sección dentro del vaso y la de salida de la tubería, es:

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

La carga neta sobre las máquinas es entonces :

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

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

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

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

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

y en la tubería :

Del diagrama de Moody, tenemos que :

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

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

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

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

Las pérdidas de fricción serán :

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

$$h_{ft} = 0.011 \times \frac{860}{1.5} \times \frac{(5.08)^2}{19.6} = \frac{8.30}{27} = 10.39 \text{ m}$$

y la carga neta :

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

Solución b)

La potencia neta del sistema vale :

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

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

En caballos de vapor :

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

En kilovatios :

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

Solución C)

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

pérdidas en la conducción y en las máquinas.

La carga bruta es.

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

y la eficiencia del sistema :

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

La eficiencia de la conducción resulta ser :

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

93.5 por ciento.

Solución d)

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

de los cálculos anteriores, resulta entonces :

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

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

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

Determinar el diámetro necesario en la tubería. (fig 2, 12)

Solución.

La potencia suministrada por la bomba a la tubería es :

$$P = 75 \times 0,75 \times 25 = 1\,406 \text{ kg m/seg}$$

y la carga de bombeo para $Q = 8/60 + 0,1 \text{ m}^3/\text{seg}$, la siguiente:

$$H_n = \frac{P}{\gamma Q} = \frac{1\,406}{1\,000 \times 0,1} = 14,06 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} 14,06 &= 10 + \frac{v^2}{2g} + f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} + \\ &+ K_c \frac{v^2}{2g} + K_v \frac{v^2}{2g} \\ 4,06 &= \frac{v^2}{2g} (1 + f L/D + K_c + K_v) \quad (*) \end{aligned}$$

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

Después de efectuar varios ciclos, se propone $D = 0,254 \text{ m}$ cuya área, velocidad y carga de velocidad son ;

$$A = \frac{\pi}{4} (0,254)^2 = 0,05065 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0,1}{0,05065} = 1,974 \text{ m/seg}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0,199 \text{ m}$$

El número de Reynolds para $\nu = 0,0131 \text{ cm}^2/\text{seg}$ es :

$$R_e = \frac{1,974 \times 0,254 \times 10^6}{1,31} = 3,827 \times 10^5$$

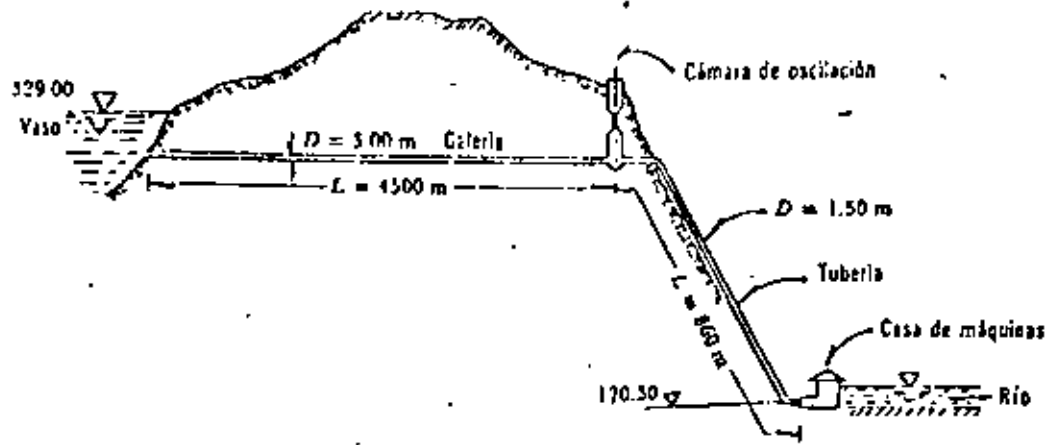


Fig 2.11 Instalación hidroeléctrica del problema 9.4. 2.11

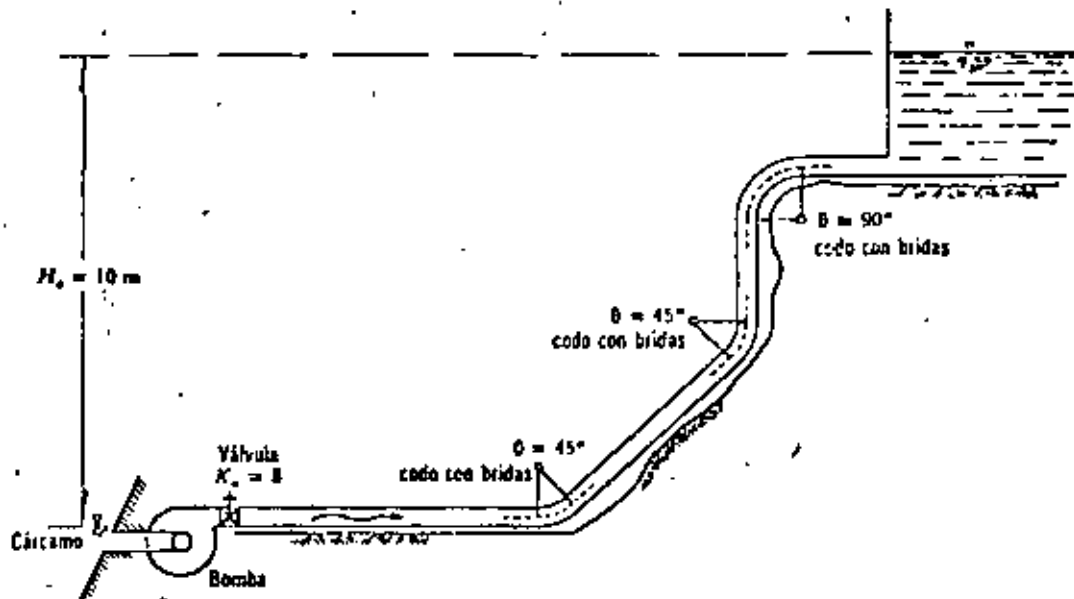


Fig 2.12 Instalación del problema 9.6. 2.12

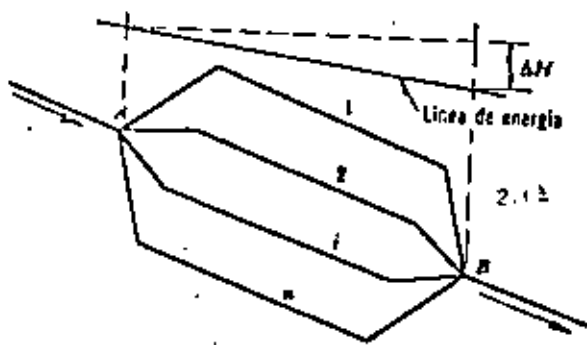


Figura 2.13 Sistema en derivación.

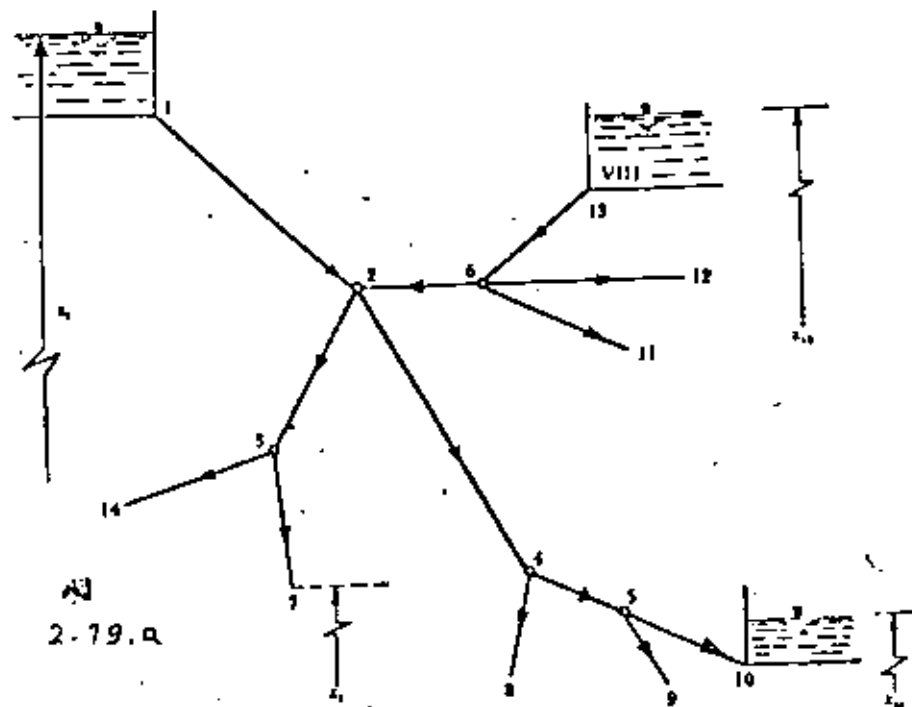


Fig 2.14 Ejemplo de red abierta. 2.14

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

se obtiene :

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

Para codos a 45° , $C_c = 0.16$ y para 90° $C_c = 0.25$. Por lo cual,

$K_c = 2 \times 0.16 + 0.25 = 0.57$. Por tanto :

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

siendo el gasto :

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

entonces el diámetro de 254 mm es el adecuado.

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

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

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

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

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

por lo que :

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

donde :

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

siendo el gasto :

$$Q_i = A_i V_i$$

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

Obtendremos:

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

y al simplificar, resulta :

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

o bien :

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

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

$$\Delta H = K_e \frac{V_e^2}{2g} = \frac{8K_e}{\pi^2 D_e^4} \frac{Q^2}{9}$$

Resulta:

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

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

2.5 Redes abiertas

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

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

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

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

donde Z_1 es el nivel de la superficie libre del agua si el tubo descarga a un recipiente o bien, el nivel del centro de gravedad de la sección final, si el tubo des-

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

Por ejemplo, para el extremo 7, se tiene :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Solución

La carga producida por la bomba es

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

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

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

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

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

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

que siguen :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$X = 0.0323 \Rightarrow 16.389 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre F y D, es :

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

$$X = \frac{0.000074}{D_4^4}$$

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

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

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

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

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

La ecuación de energía entre A y E, es :

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

$$D_1 = \sqrt[5]{\frac{0.00642}{5.6}} = \sqrt[5]{0.000973} = 0.25 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre E y F, será :

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

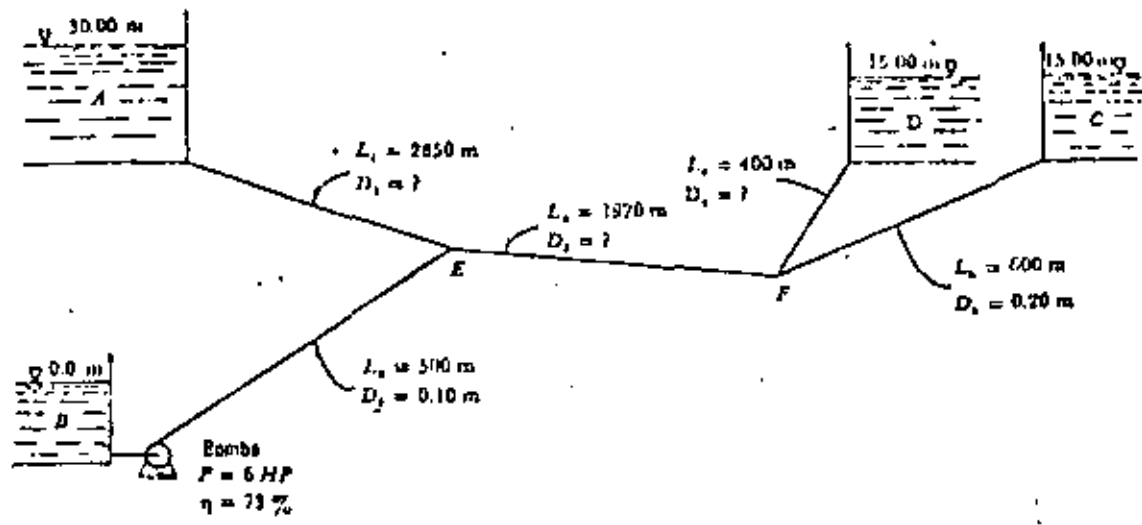


Fig 2.15 Red abierta del problema 9.13. 2.15

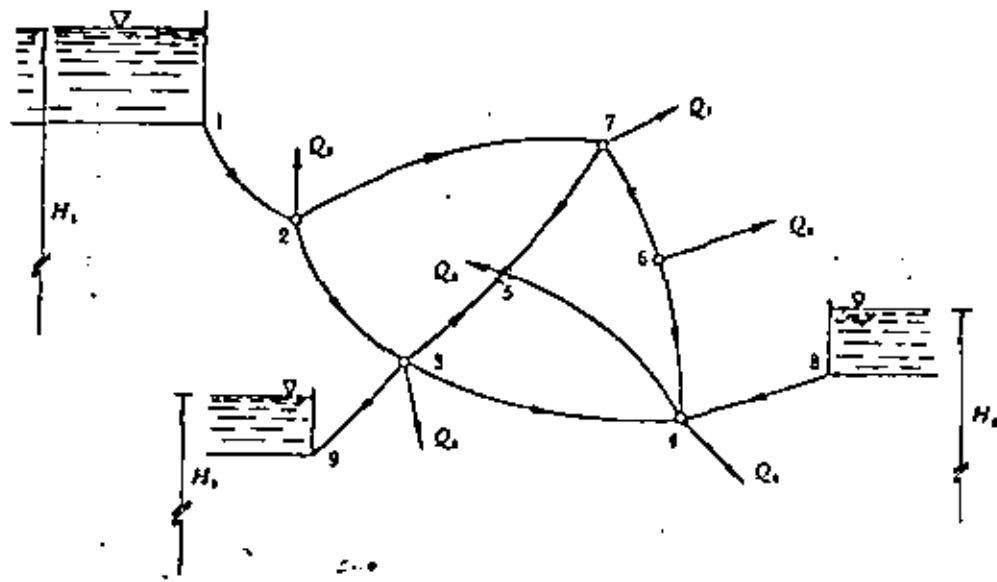


Fig 2.16 Ejemplo de red cerrada. 2.16

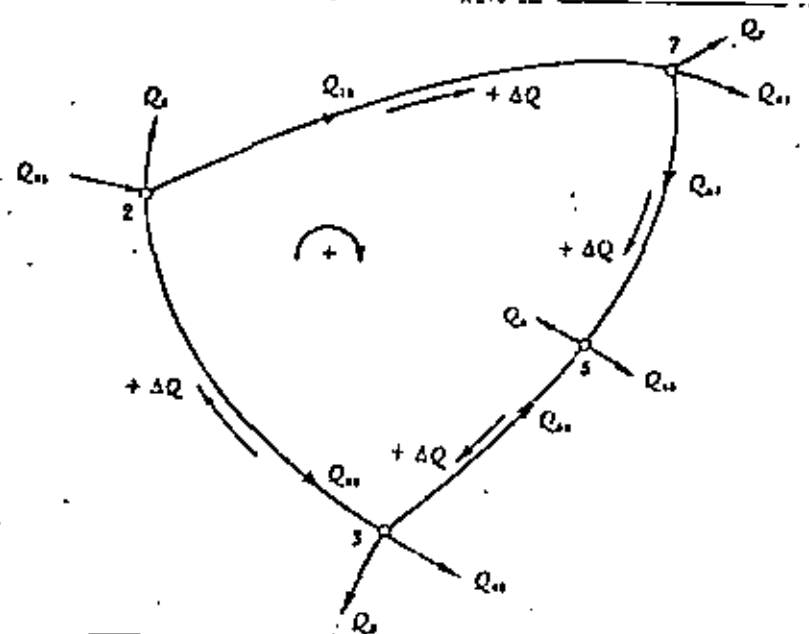


Fig 2.17 Circuito elemental en una red cerrada. 2.26. a

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

2.6 Redes cerradas

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

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

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

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

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

donde

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

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

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

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

donde el gasto Q_3 es conocido.

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

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

resulta :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

En cada nudo se satisface la ecuación de continuidad; además la pérdida de energía entre dos nudos de la red (cualquiera que sea el recorrido que se elige para llegar de uno a otro) es la suma algebraica de las pérdidas en cada tramo. Para ello, es necesario también establecer una convención de signos, por ejemplo; la pérdida en un determinado tramo tiene signo positivo si la dirección del gasto en el tramo coincide con la del recorrido; y el negativo en caso contrario.

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

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

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

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

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

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

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

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

o bien, en el caso general, tenemos :

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

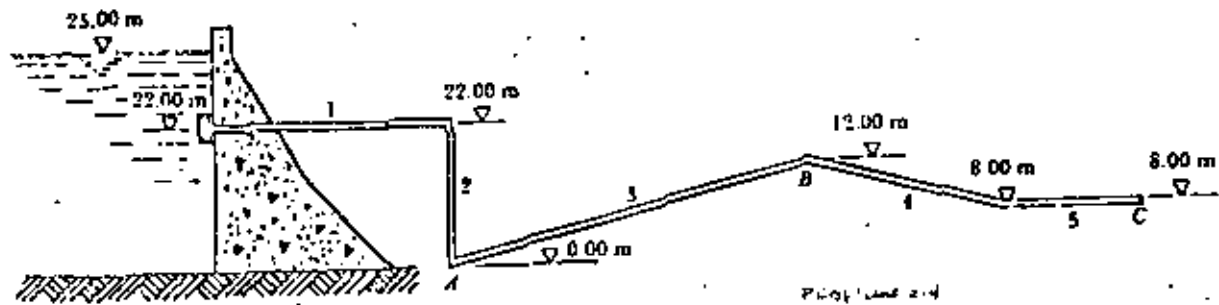
donde el gasto Q_{ij} y la corrección ΔQ son positivos cuando su sentido coincide con el de recorrido del circuito en el sentido de las manecillas del reloj, o negativo en caso contrario. La iteración se realiza hasta que se satisfaga la ecuación

ción de circuito.

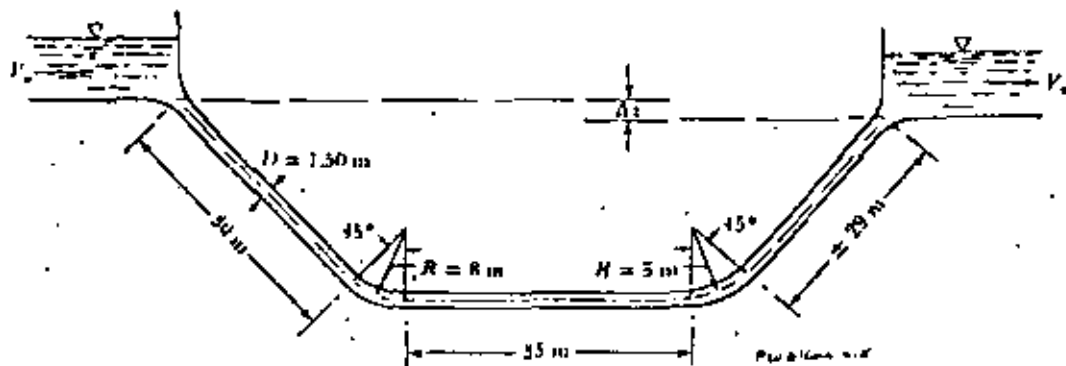
La rapidez en la convergencia del método es muy diversa y depende, tanto de la estimación de los valores iniciales como del tipo y tamaño de la red, pero especialmente del número de tramos que se unen en cada nudo. Mientras que en redes pequeñas se alcanza una buena aproximación con tres o cuatro iteraciones,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

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

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



Problem 2.4



Problem 2.5

2.31.a.



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

HIDRAULICA DE CONDUCTOS

NOTAS FORMADAS DEL LIBRO "HIDRAULICA GENERAL"
VOLUMEN I, M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA
LIMUSA, 1976.

M. EN I. FRANCISCO J. ECHAVARRIA ALFARO

JUNIO, 1980



1. CONCEPTOS Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES .

1.1 Propiedades de los fluidos

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

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

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

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

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

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

1.1.1 Fuerzas que actúan en el interior de un fluido

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

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

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

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

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

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

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

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

donde

g es la aceleración local de la gravedad

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

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

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

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

1.1.2 Temperatura

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

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

1.1.3 Densidad y peso específico

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

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

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

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

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

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

Ambas propiedades γ y ρ se relacionan mediante la ley

$$\gamma = g \rho$$

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

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

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

que corresponden al agua pura a 4°C .

1.1.4 Viscosidad

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

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

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

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

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

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

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

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

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

1.1.5 Comprensibilidad

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

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

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

1.2 Ecuaciones de la hidrostática

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

1.2.1 Ecuaciones de Euler

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

Si la fuerza de cuerpo por unidad de masa de la partícula es $M = Xi + Yj + Zk$ el equilibrio de las fuerzas en la dirección x implica que

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

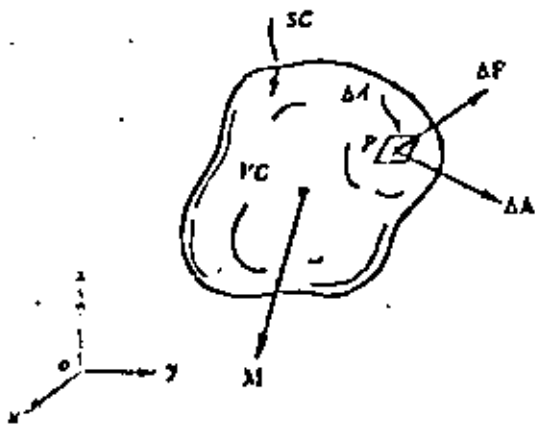


Fig. 1.1

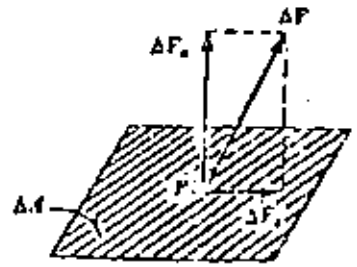


Fig. 1.2

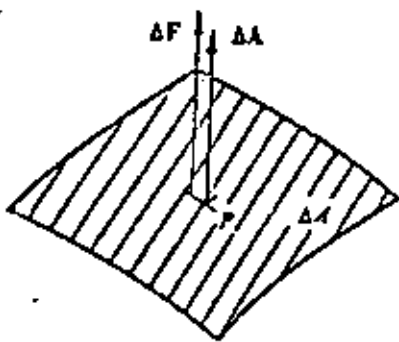


Fig. 1.3

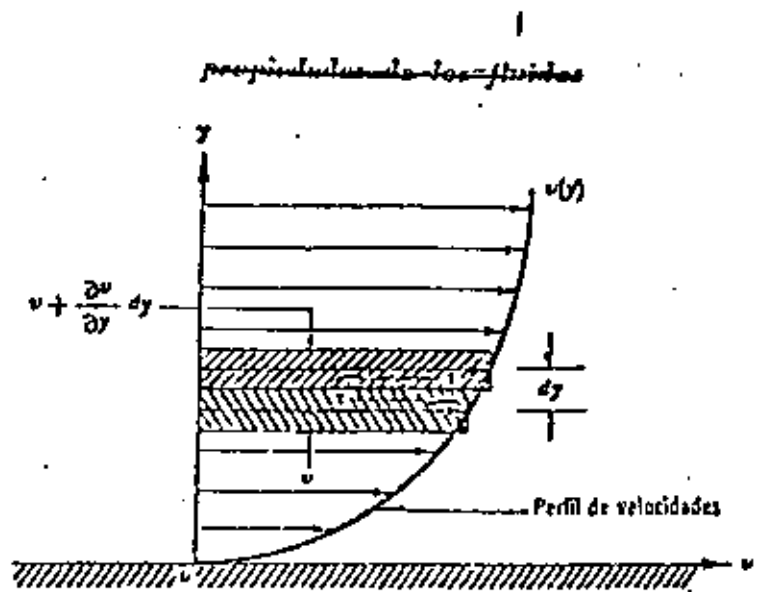


Fig. 1.4

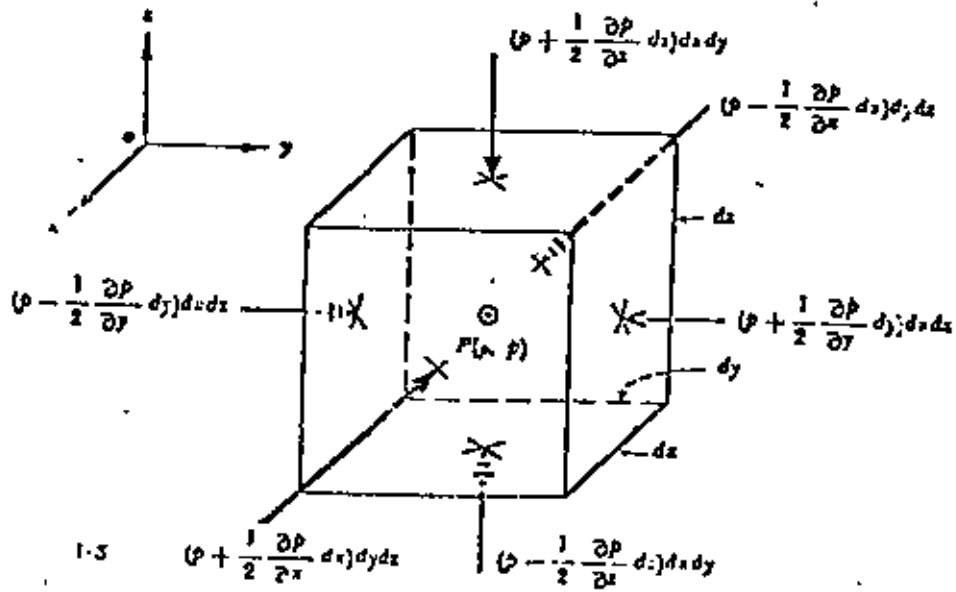


Fig. 1.5

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

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

Conocidas como las ecuaciones estáticas de Euler.

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

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

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

De las ecuaciones anteriores se deduce finalmente que

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

1.2.2 Integración de las ecuaciones de Euler

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

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

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

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

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

La presión absoluta en el punto considerado es

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

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

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

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

columna de agua de 10.33 m de altura.

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

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

1.3 Empuje en superficies

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

La fuerza resultante sobre la superficie A sera :

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

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

$$P = \gamma A Z_G$$

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

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

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

Se pueda dar también una interpretación distinta y para ello se substituya $z = y \operatorname{sen} \theta$ en la ecuación anterior:

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

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

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

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

$z = y_G \operatorname{sen} \theta$, resulta

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

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

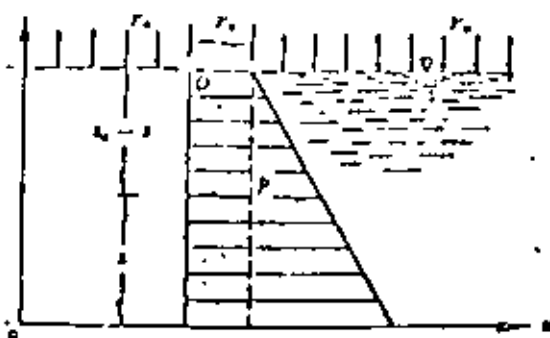


Fig. 1.6

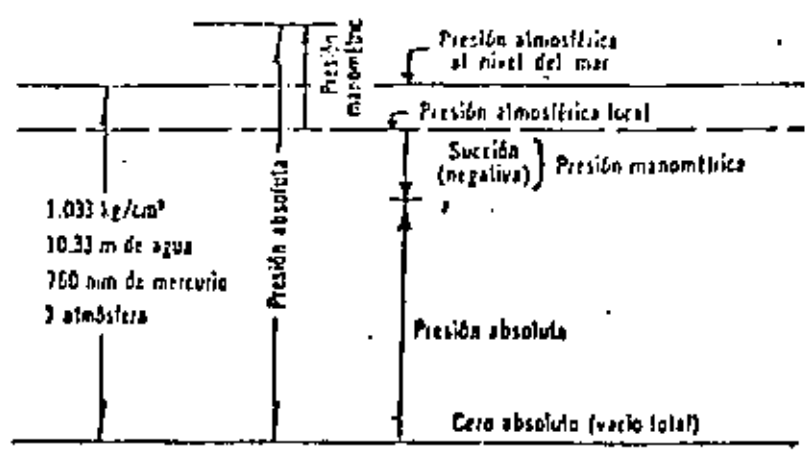


Fig. 1.7

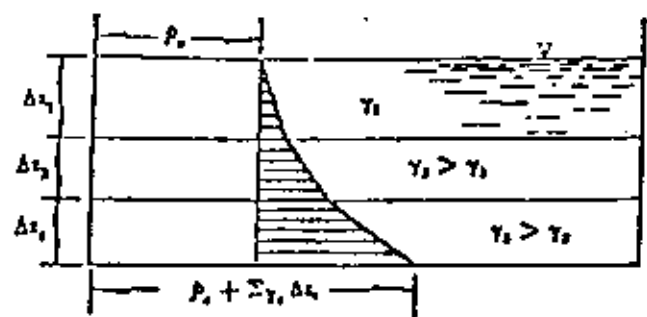


Fig. 1.8

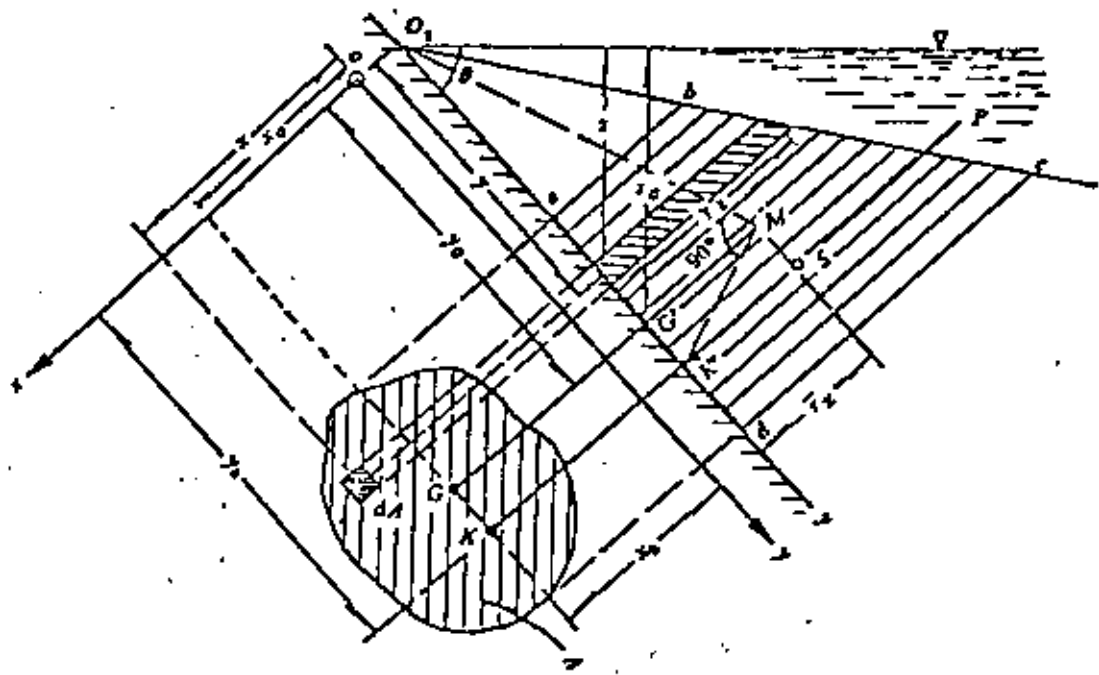


Fig. 1.9

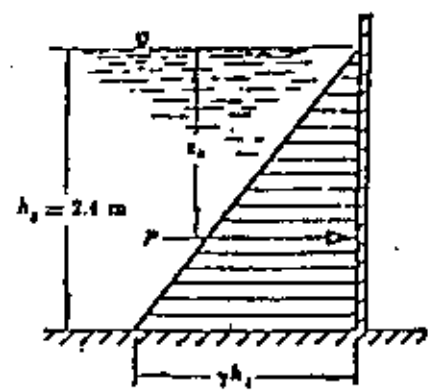


Fig. 1.10

análoga a X_k :

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

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

$$x_k = \frac{I_{xy}}{\gamma A}$$

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

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

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

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

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

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

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

tribución de presiones

La profundidad del centro de presiones

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

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

Solución b)

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

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

Para el triángulo a la izquierda

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

aplicada a la distancia $y k_1$, desde el punto A, entonces

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

Para el triángulo a la derecha, se tiene que

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

aplicada a la distancia yk_2 desde el punto A, resulta

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

El empuje total está representado por la cuña sombreada :

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

$$= 1 \times 2 \frac{(2.4^2 - 1.4^2)}{2 \times 0.866} = 4.398 \text{ ton}$$

Tomando momentos de las fuerzas respecto del punto A, obtenemos

$$P yk = yb \frac{h_1^2}{2 \text{ sen } \theta} \times \frac{2}{3} \frac{h_1}{\text{sen } \theta} -$$

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

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

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

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

Solución c)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Los centros de presión coinciden con los de gravedad de las

áreas de las cuñas sombreadas.

$$z_{k1} = \frac{2}{3} a_1 = \frac{2}{3} \times 1 = 0.667 \text{ m}$$

$$y_{k2} = \frac{a_2}{3} \frac{a_1 + 2h}{a_1 + h} = \frac{2.2}{3} \frac{1 + 3}{1 + 3} = 1.283 \text{ m}$$

$$z_{k2} = a_1 + y_{k2} \sin \theta = a_1 + y_{k2} \left(\frac{h - a_1}{a_2} \right) = 1 + 1.283 \frac{3}{2.2} = 2.166 \text{ m}$$

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

La componente vertical es

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

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

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

Las componentes horizontal de P vale:

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

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

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

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

$$P_{2z} = \gamma b \left(\frac{a_1 + h}{2} \right) a_2 \cos \theta = 14 \left(\frac{1+3}{2} \right) 2.2 \times 0.416 = 123.4 \text{ ton}$$

La horizontal es

$$P_{2x} = \gamma b \left(\frac{a_1 + h}{2} \right) a_2 \sin \theta = 1 \times 1 \left(\frac{1+3}{2} \right) 2.2 \times \frac{2}{2.2} = 4 \text{ ton}$$

El empuje total resultante vale

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Solución.

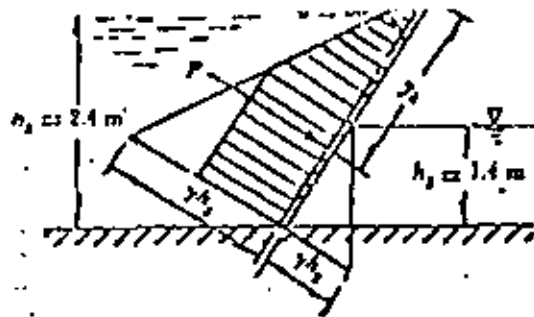
La componente horizontal del empuje hidrostático sobre la superficie cilíndrica, de ancho b , es igual al área sombreada del trapecio, es decir,

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

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

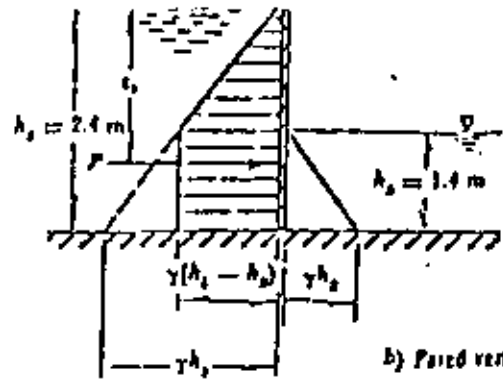
$$z_k = \frac{D}{3} \frac{3z_0 + 2D}{z_0 + D} + z_0$$

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



a) Pared inclinada

Fig. 1.11



b) Pared vertical

Fig. 1.12

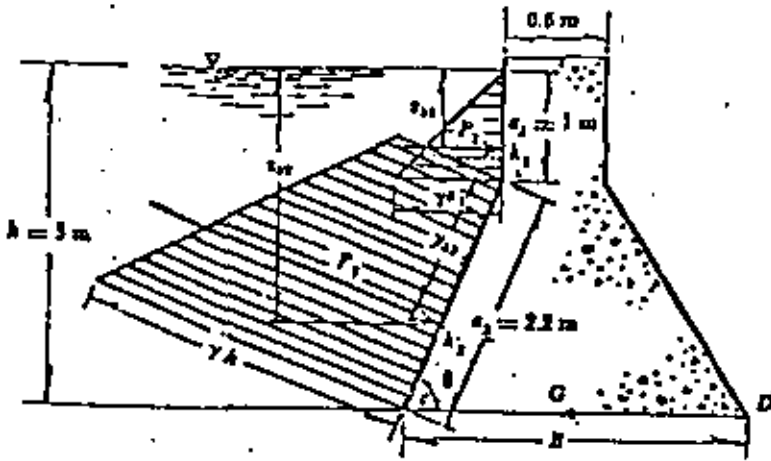


Fig. 1.13

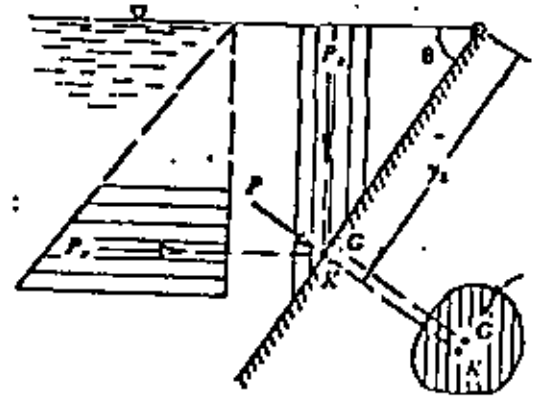


Fig. 1.14

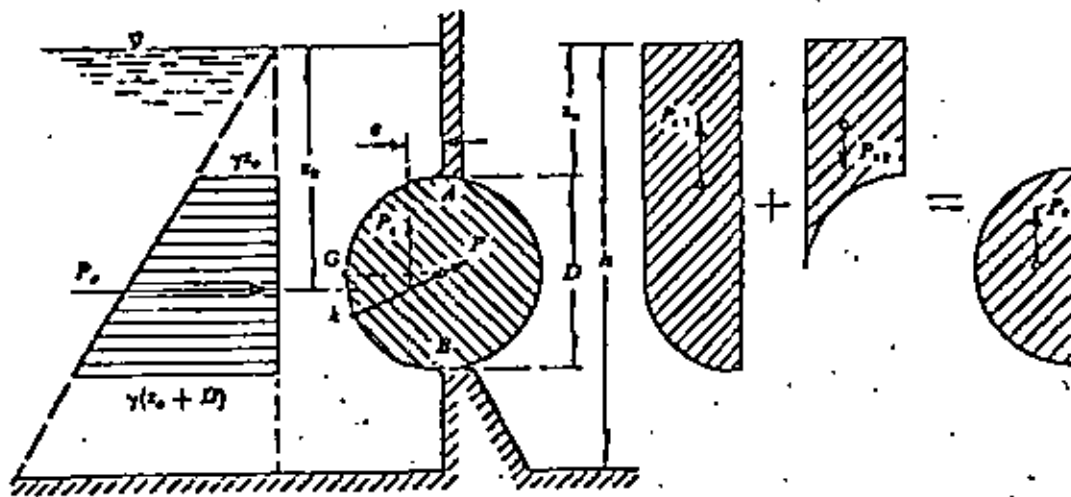
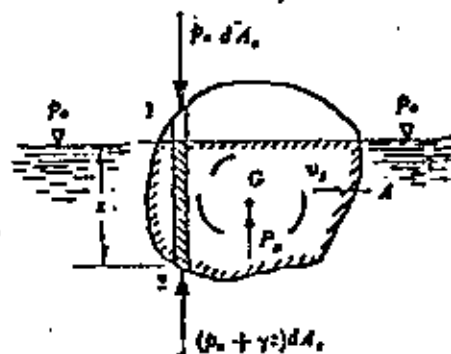


Fig. 1.15



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

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

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

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

Esta fuerza debe ser radial al cilindro.

1.4 Flotación

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

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

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

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

$$P_z = \gamma v_s$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$n = \frac{F_2 f}{B}$$

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

$$F_1 f = \gamma \tan \theta \iint_A x^2 dA = \gamma \tan \theta I_z$$

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

Substituyendo las ecuaciones anteriores resulta que

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

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

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

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

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

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

esto es:

$$h = \frac{W}{\rho V} - h_0 = \frac{\tan \theta I_z}{\rho V} - h_0 > 0$$

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

$$h_0 < \frac{W}{\rho V}$$

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

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

Solución

Estabilidad respecto del eje A-A.

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

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

y la profundidad de flotación :

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

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

La altura metacéntrica, es

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

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

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

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

Estable también.

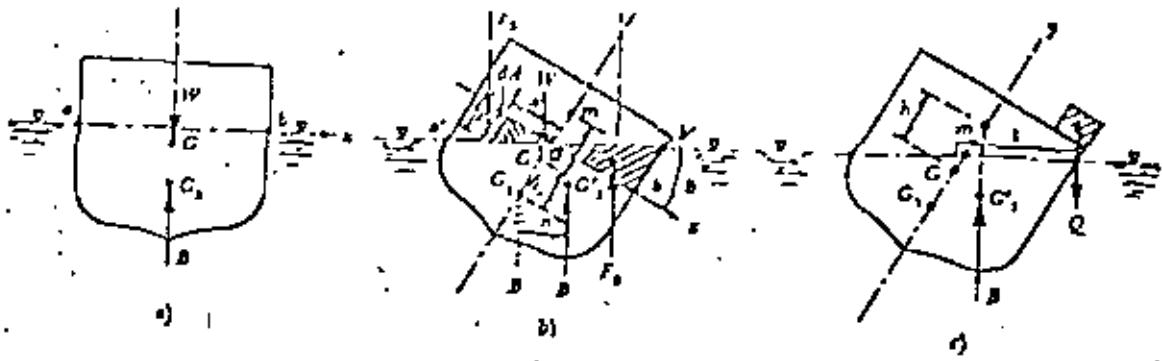


Fig. 1.17

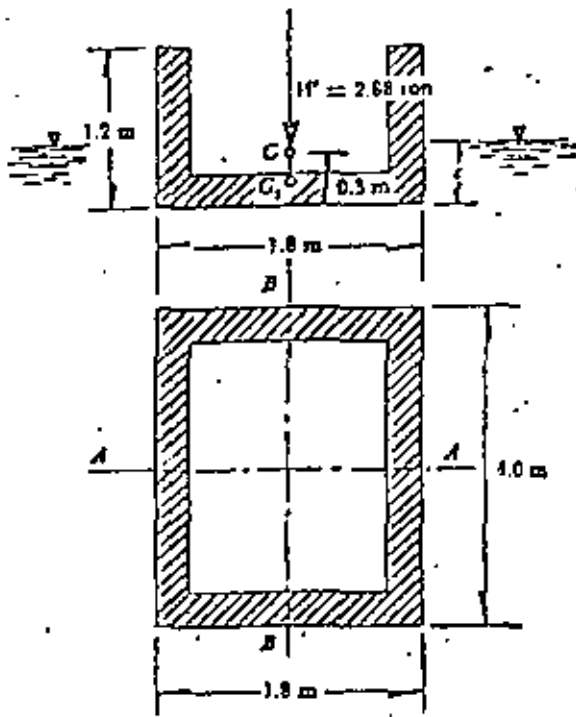
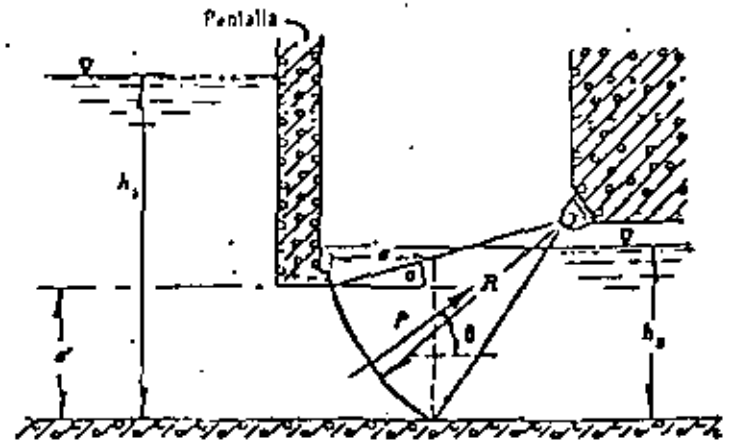
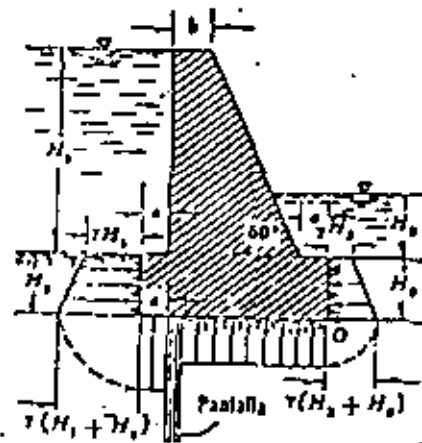


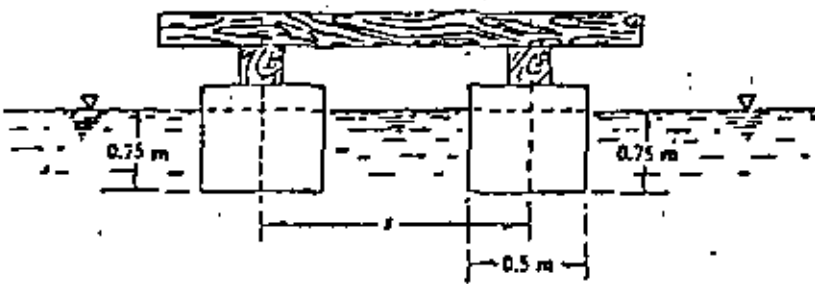
Fig. 1.18



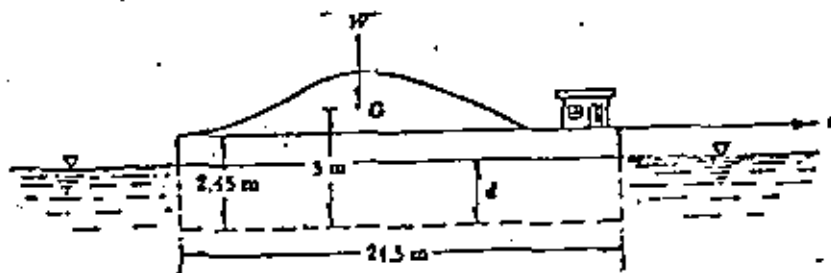
Problema 1.6



Problema 1.7



Problema 1.8



Problema 1.9

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

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

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

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

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

1.5 Cinemática de los líquidos

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

1.5.1 Los campos de un flujo

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

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

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

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

de inercia.

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

1.5.2 Clasificación de los flujos

Existen diferentes criterios para clasificar un flujo. Este pueda ser permanente o no permanente; uniforme o no uniforme; tridimensional; bidimensional o unidimensional; laminar o turbulento; incomprensible o comprensible ; etcétera. Aunque no los únicos, sí son los flujos más importantes que clasifica la ingeniería.

En general, las propiedades de un fluido y las características mecánicas del mismo serán diferentes de un punto a otro dentro de su campo; además, si las características en un punto determinado varían de un instante a otro, el flujo es no permanente. Por el contrario, será un flujo permanente si las características en un punto permanecen constantes para cualquier instante; o bien, si las variaciones en ellas son muy pequeñas con respecto a sus valores medios y éstos no varían con el tiempo.

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

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

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

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

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

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

El flujo puede clasificarse en tridimensional, bidimensional y unidimensional.

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

gradiente de velocidad o de presión (o tiene ambos) en dos direcciones exclusivamente. Es unidimensional cuando sus características varían como funciones - del tiempo y de una coordenada curvilínea en el espacio, usualmente la distancia medida a lo largo del eje de la conducción. El flujo de un fluido real no puede ser completamente unidimensional debido al efecto de la viscosidad, ya que la velocidad en una frontera sólida es igual a cero, pero en otro punto es distinta de cero; sin embargo, bajo la consideración de valores medios de las características en cada sección, se puede considerar unidimensional. Esta hipótesis es la más importante en hidráulica, por las simplificaciones que trae consigo.

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

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

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

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

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

1.5.3 Línea de corriente, trayectoria y tubo de flujo

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

el punto de intersección existieran dos vectores v distintos.

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

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

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

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

1.5.4 Concepto de gasto o caudal

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

$$dA = dA \mathbf{n}$$

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

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



Fig. 1.19 a



Fig. 1.19 b

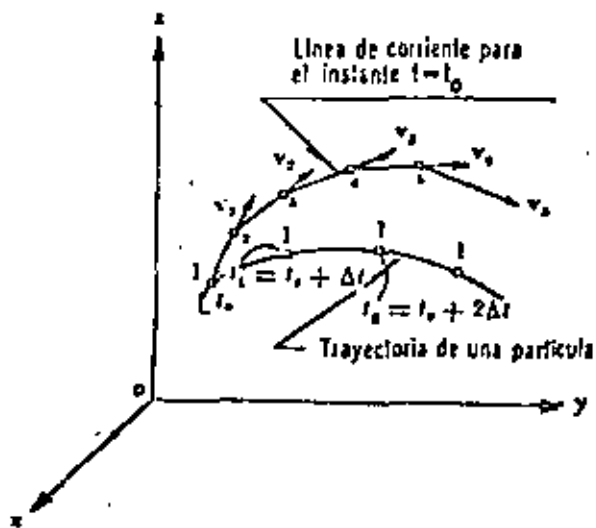


Fig. 1.20

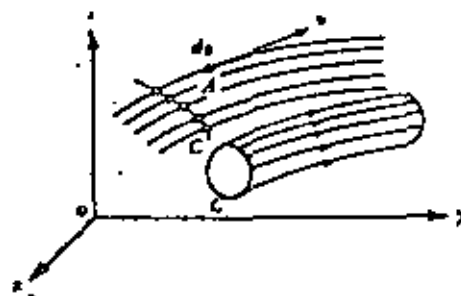


Fig. 1.21

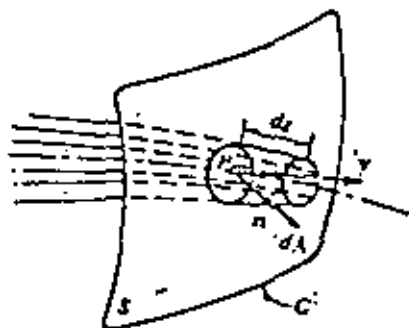


Fig. 1.22

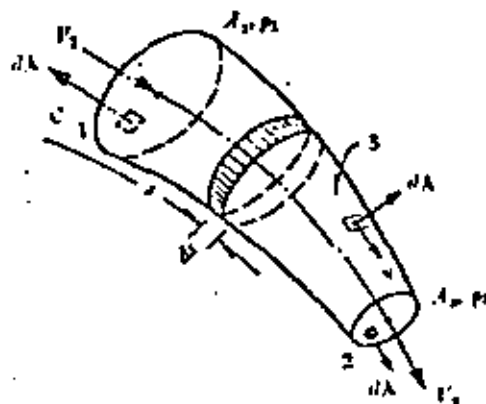


Fig. 1.23

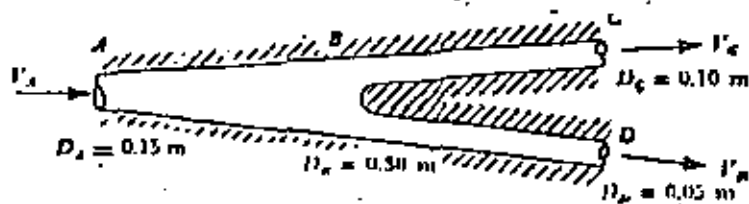


Fig. 1.24

a la de dA .

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

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

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

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

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

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

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

$$Q = \iint_A v dA$$

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

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

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

1.6 Principios básicos en el análisis hidrodinámico

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

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

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

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

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

1.7 Ecuación de continuidad para una vena líquida

La vena líquida mostrada en la Fig 1.2.3 está limitada por la superficie 3 (que generalmente coincide con una frontera sólida, o por ésta y una superficie libre) y por las secciones transversales 1 y 2, normales al eje que une los centros de gravedad de todas las secciones. Las velocidades en cada punto de una misma sección transversal poseen un valor medio V , que se considera representativo de toda la sección y de dirección tangencial al eje de la vena.

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

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

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

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

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

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

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

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

y desarrollando las derivadas parciales

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

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

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

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

o bien

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

Si, además, el fluido es incomprensible :

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

Esto significa que es constante el gasto que circula por cada sección de la vena líquida en un flujo permanente; o bien, que para dos secciones transversales 1 y 2 de la misma, se cumple lo siguiente :

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2$$

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

Solución

La ecuación de continuidad (4.1) aplicada a la vena líquida considerada en la fig 1.24 conduce que :

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

de donde

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

En forma análoga :

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

$$V_D = 0.60 \left(\frac{0.30}{0.05} \right)^2 - 2.7 \left(\frac{0.10}{0.05} \right)^2 = 21.6 - 10.8 = 10.8 \text{ m/seg}$$

El gasto total es

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

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

El gasto por el tubo C es entonces :

$$Q_C = V_C \frac{\pi D^2 c}{4} = 2.70 \times 0.785 \times 0.01 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y el gasto por el tubo D, el siguiente :

$$Q_D = V_D \frac{\pi D^2 D}{4} = 10.8 \times 0.785 \times 0.0025 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Esto es, el gasto total vale

$$Q = Q_C + Q_D = 0.021 + 0.021 = 0.042 \text{ m}^3/\text{seg}$$

que comprueba el resultado anterior.

1.8 Ecuación de la energía para una vena líquida

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

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

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

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

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

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

$$\beta \gamma v V A = \iint_A v \rho v dA$$

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

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

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

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

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

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} +$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

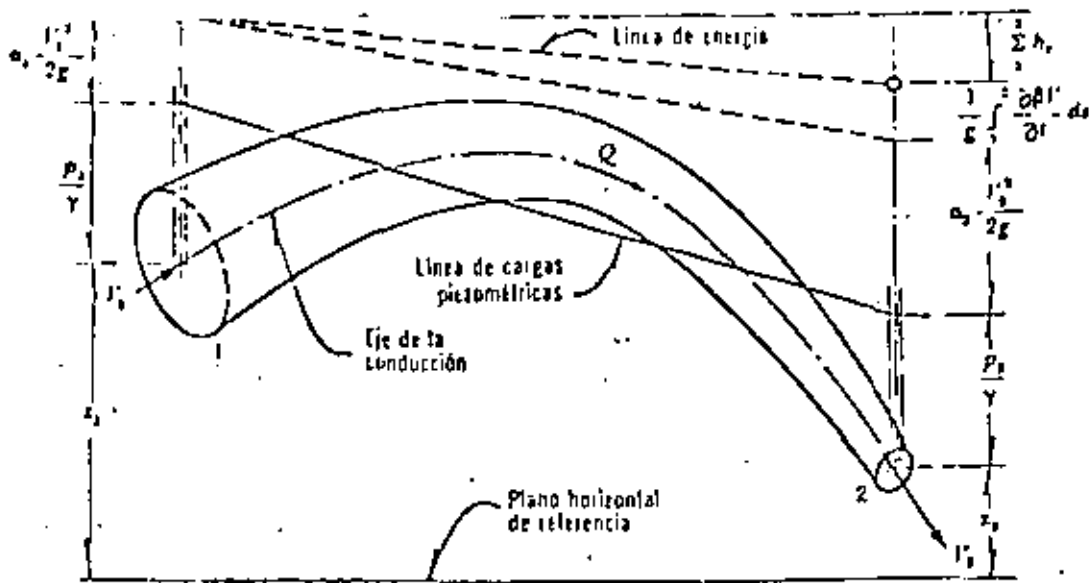


Fig. 1.25

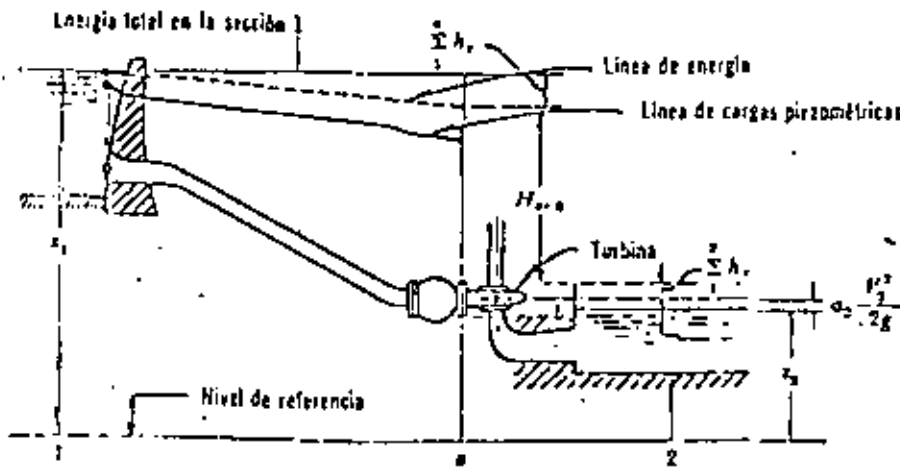


Fig. 1.26

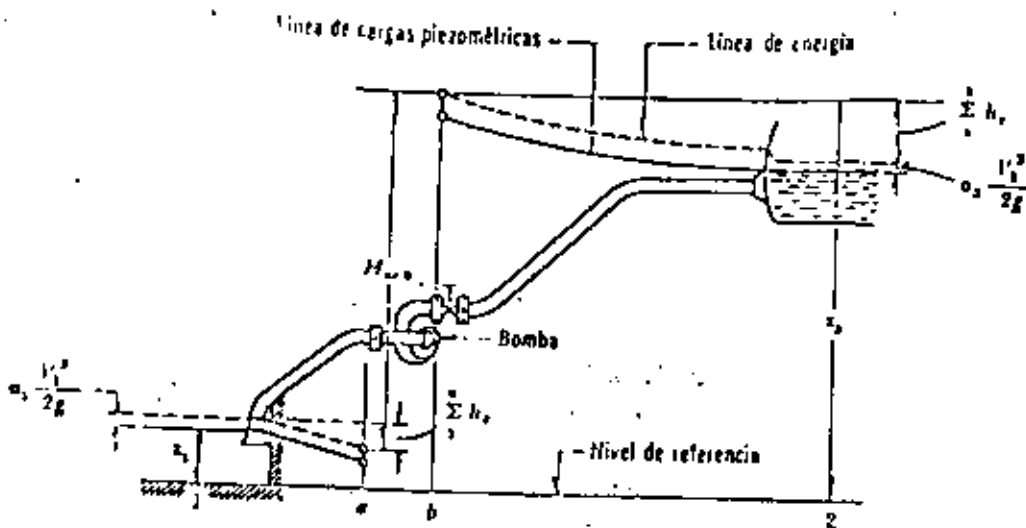


Fig. 1.27

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

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

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

$$z_1 = z_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^a hr + \sum_2^b hr + H_{a,b}$$

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

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

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

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

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

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

o bien

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

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

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

1.9 Ecuación de la cantidad de movimiento

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

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

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

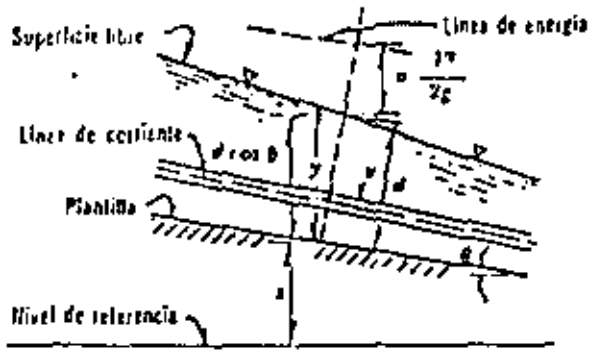


Fig. 1.28

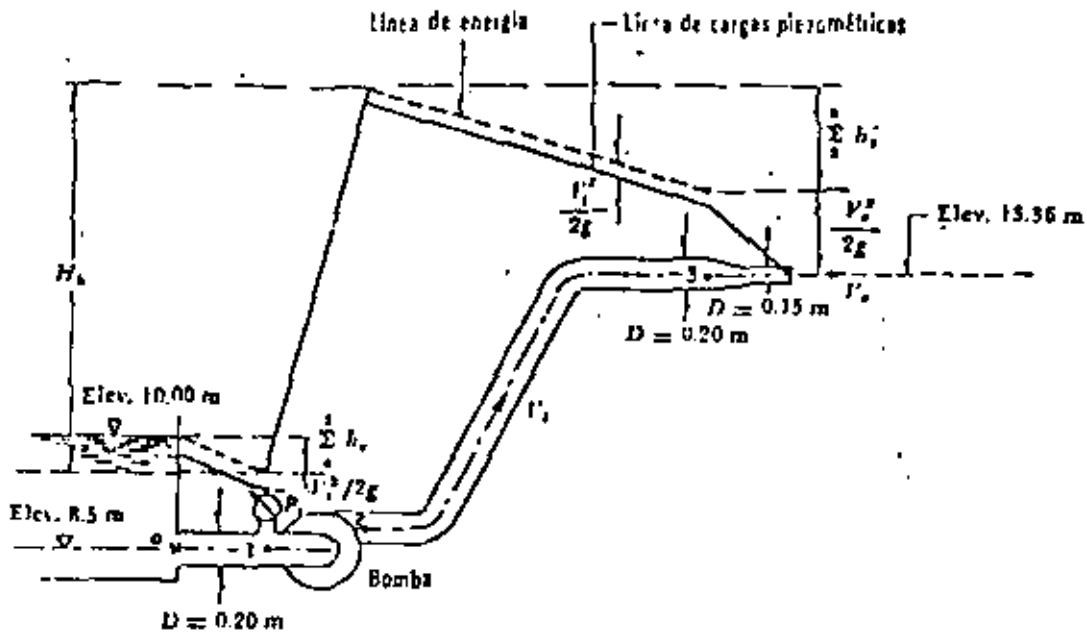


Fig. 1.29

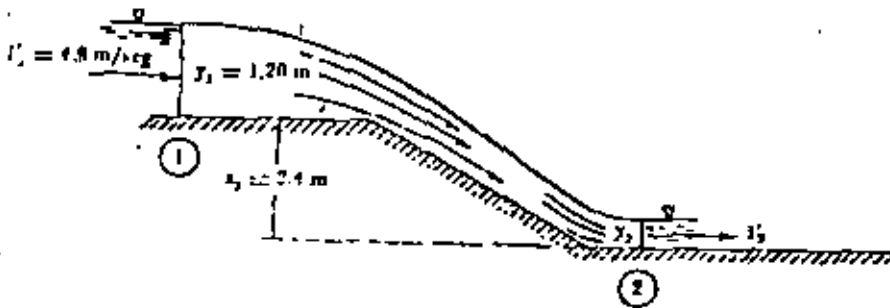
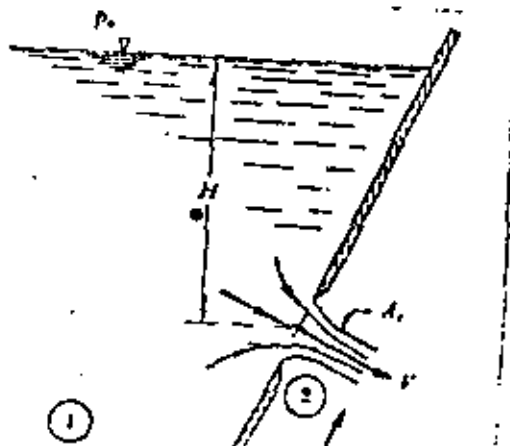


Fig. 1.30

Fig. 1.31



Las fuerzas externas son de dos tipos :

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

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

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

- b) Fuerzas de cuerpo F_c , generalmente las de peso propio. La cantidad de movimiento estudiada por ρQBV , entonces la ecuación de la cantidad de movimiento queda :

$$F_p + F_r + F_c = \rho \sum (QB V)$$

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

$$F_{pz} + F_{rx} + F_{cx} = \rho \sum (QB V_x)$$

$$F_{py} + F_{ry} + F_{cy} = \rho \sum (QB V_y)$$

$$F_{pz} + F_{rz} + F_{cz} = \rho \sum (QB V_z)$$

Solución.

Observese en la tabla que iguales incrementos de la relación $(r_1/R)^2$, significan iguales incrementos de áreas A_i ; así, es posible la aplicación de las Ecs. (4.40), (4.41) y (4.42).

Con $n = 10$ la velocidad media es

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

Los coeficientes a y β , como sigue :

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

$$\beta = \frac{23.558}{10 \times 1.53^2} = 1.006$$

De acuerdo con la ec (4.36), β será :

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

que es prácticamente el mismo valor antes obtenido.

Si el área del tubo es :

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

El gasto en la tubería será :

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

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

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

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

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

$$\frac{V_t^2}{2g} = \frac{(1.814)^2}{19.8} = 0.168 \text{ m}$$

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

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{(3.226)^2}{19.8} = 0.531 \text{ m}$$

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

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

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

$$h_b = \frac{\eta P \times 76}{\gamma Q} = \frac{0.85 \times 5 \times 76}{1000 \times 0.057} = 5.667 \text{ m.}$$

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

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

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

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

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

Las pérdidas de energía en cada tramo son :

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

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

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

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

Solución

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

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

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

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

De la ecuación de Bernoulli resulta que

$$Z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$
$$2.4 + 1.20 + 1.23 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

o bien

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

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

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

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

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

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

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





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

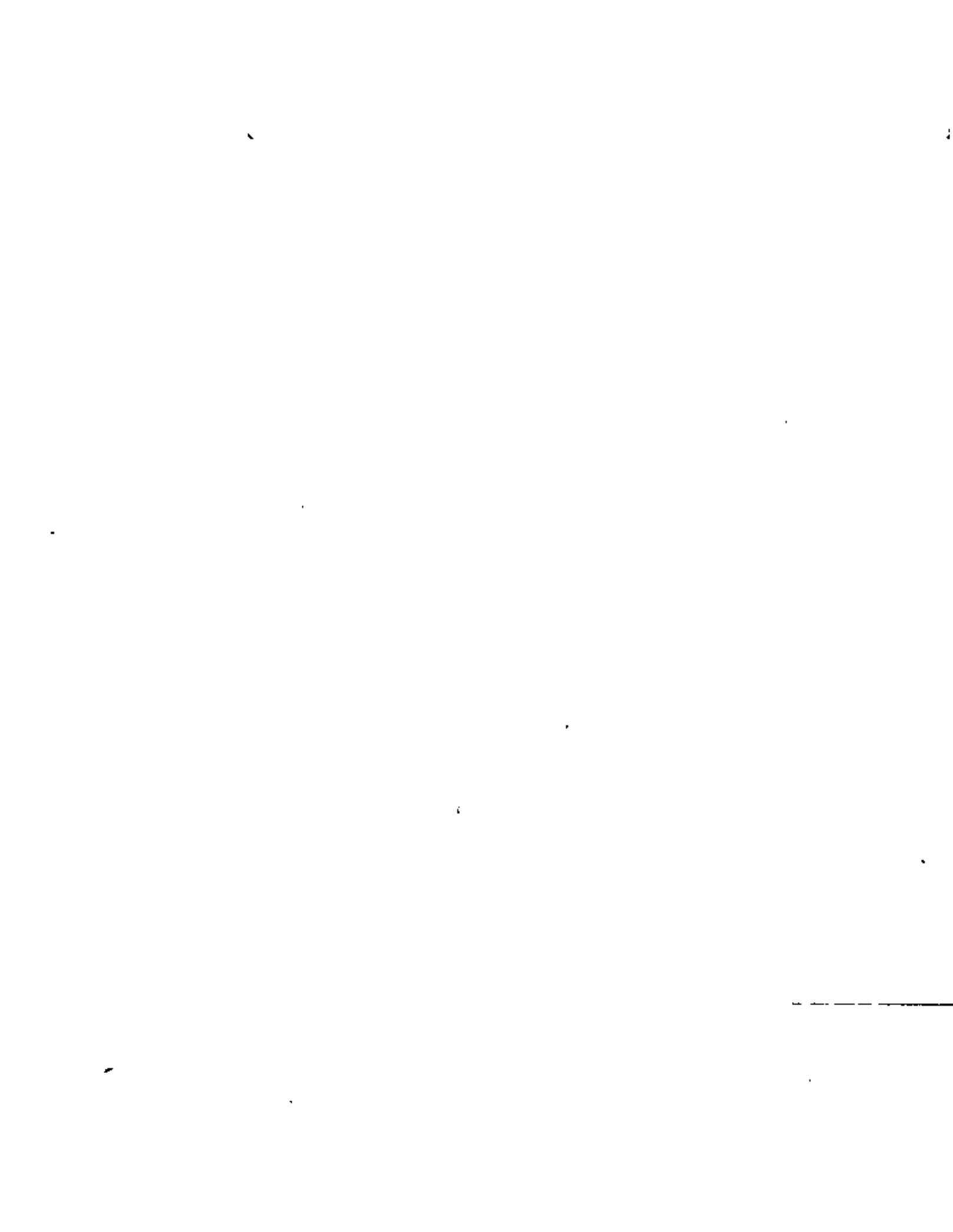


PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

PROYECTO DE CONDUCCIONES

Ing. Lauro Reynoso, Torres.

Julio, 1980.





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

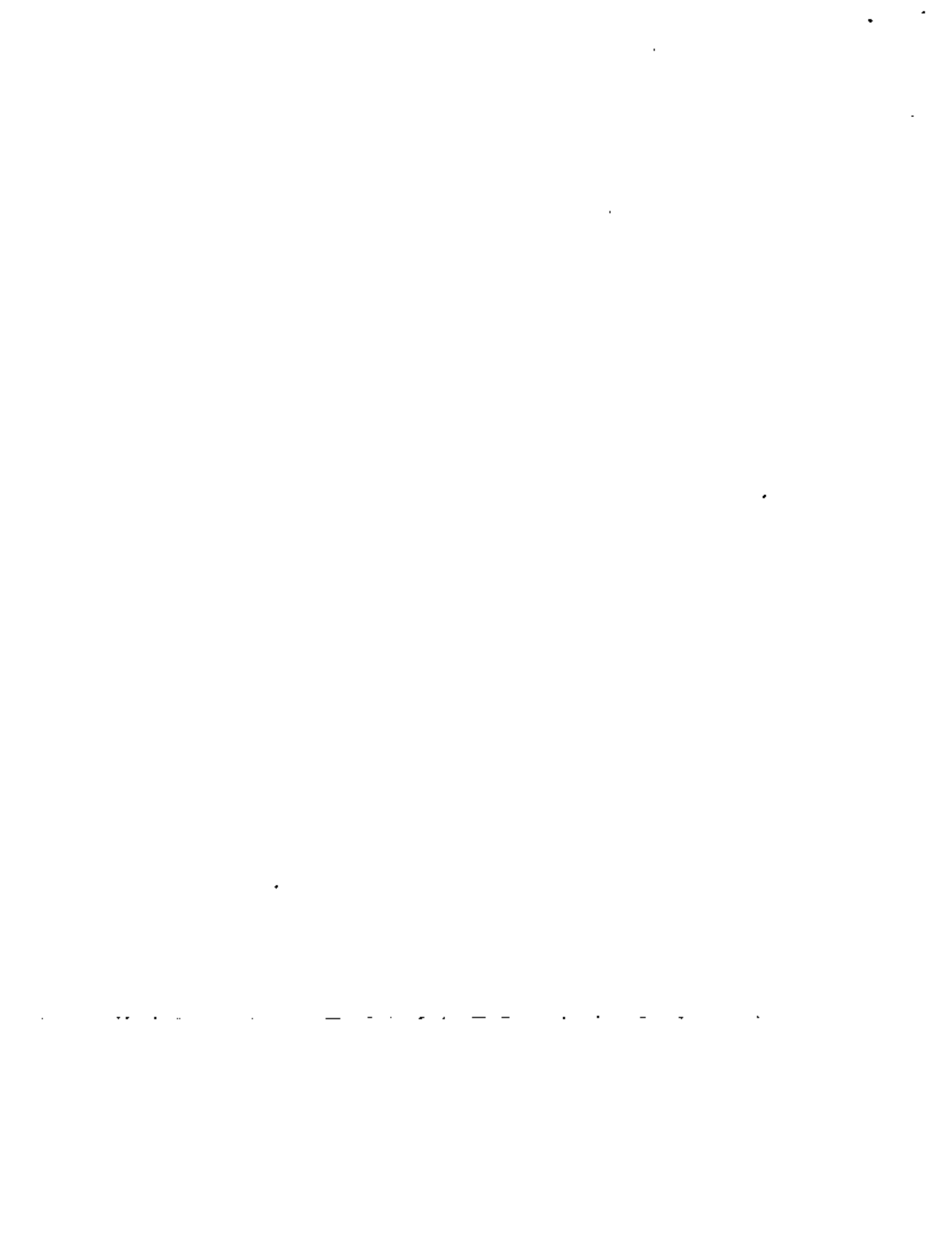


PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESFUERZOS EN CONDUCTOS. MATERIALES

M. EN I. GASTON MENDOZA GAMEZ

JULIO, 1980



ESFUERZOS EN CONDUCTOS

Las líneas de conducción deben resistir diversos esfuerzos resultantes de la presión hidráulica de trabajo, de sobrepresiones debidas a fenómenos transitorios (golpe de ariete), de cargas externas (rellenos, superpuestas, impacto), de cambios de dirección o de sección, y de expansión y contracción.

1. Presión interna

Las presiones internas en los conductos les causan la presión estática y el oleaje hidráulico (golpe de ariete). Estas presiones causan esfuerzos de tensión circunferenciales en las paredes de las tuberías y de ahí que son factores importantes en el diseño del espesor de las paredes de la tubería.

Para calcular el espesor de la tubería se emplea la fórmula de Barlow:

$$t = \frac{P D}{2 S} \quad (1)$$

donde

t espesor de la pared, en cm

P presión interna, en kg/cm^2

S esfuerzo permisible de tensión, en kg/cm^2

D diámetro interior de la tubería, en cm

2. Oleaje hidráulico (golpe de ariete)

Este fenómeno transitorio se analiza en otro tema del curso

3. Cargas externas

Marston analizó y formuló las cargas sobre tuberías cubiertas. La magnitud de las cargas depende de la naturaleza del material de relleno y la plantilla, del ancho y la profundidad de la zanja, del método de relleno y de la rigidez del conducto.

La teoría de Marston establece que la carga sobre un conducto enterrado es igual al peso del prisma de tierra que actúa directamente sobre el conducto (prisma interior) + las fuerzas de corte (fricción) transferidas a dicho prisma por los adyacentes (la magnitud y la dirección son función del asentamiento relativo entre los prismas interior y adyacentes)

$$\text{Ecuación general: } W = Cw B^2 \quad (2)$$

donde

W Carga total de tierra transmitida al tubo, en kg/m de tubería

C coeficiente que depende de:

- i) la relación de la altura del relleno al ancho de la zanja o diámetro del tubo
- ii) las fuerzas cortantes entre el prisma interior y los adyacentes, y
- iii) la dirección y magnitud del asentamiento relativo entre los prismas para condiciones de terraplén.

w peso volumétrico del terreno, en kg/m^3 (normalmente entre 1 600- y 2 200 kg/m^3)

B ancho de la zanja o diámetro del tubo, en metros

Condiciones de carga

Hay dos técnicas principales de construcción:

zanjas y terraplén. La condición de tunel no es tan frecuente, pero tiene métodos de diseño específicos. (fig 1)

Condición de zanja

Se tiene donde el tubo se instala en una zanja con un ancho menor de dos veces el diámetro del tubo, excavada en terreno natural y rellena hasta la superficie natural del terreno

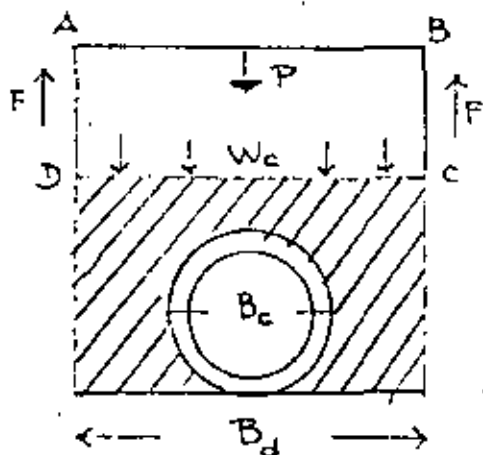
La ec. general se escribe como:

$$W_c = C_d w B_d^2 \quad (3)$$

donde

B_d ancho de la zanja en metros, medido en la corona del tubo

C_d coeficiente de carga que es una función de la relación H/B_d , donde H es la altura del relleno en metros, medida a partir de la parte superior del tubo



P peso del prisma ABCD

F fuerzas de corte

$$W_c = P - 2F$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2k\mu' \cdot H/B_d}}{2k\mu'}$$

k relación de Rankine de la presión lateral a la presión vertical

$$k = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \text{sen } \emptyset}{1 + \text{sen } \emptyset}$$

$$\mu = \tan \emptyset$$

$$\mu' = \tan \emptyset'$$

μ coeficiente de fricción interna del material de relleno

μ' coeficiente de fricción entre el material de relleno y los lados de la zanja

$$\mu' \leq \mu$$

Los valores de C_d se presentan en la fig 2 en función de los tipos usuales de relleno y las relaciones H/B_d , donde

Curva A para materiales granulares sin cohesión, $k\mu$ y $k\mu' = 0,1924$

Curva B para arena y grava, $k\mu$ y $k\mu' = 0,165$ (max)

Curva C para terreno saturado, $k\mu$ y $k\mu' = 0,150$ (max)

Curva D para arcilla, $k\mu$ y $k\mu' = 0,130$ (max)

Curva E para arcilla saturada, $k\mu$ y $k\mu' = 0,110$ (max)

Condición de terraplén

a) - Proyección positiva

Se define como la condición donde el tubo se instale en una zanja excavada en terreno natural con un ancho mayor de 2 o 3 veces el diámetro del tubo o donde la corona del tubo esté arriba de la superficie original del terreno y cubierta con relleno de tierra arriba de la superficie del terreno -

natural. La carga sobre el tubo es el peso del prisma de terreno sobre él, mas (o menos) las fuerzas verticales de corte que se extienden hacia arriba del terraplén desde los lados del conducto. En general, estas fuerzas no se extienden hasta la corona del terraplén, sino que terminan en un plano horizontal a cierta elevación arriba de la corona del conducto, llamado "plano de igual asentamiento"

La ec. genl. se escribe como:

$$W_c = C_c w B_c^2 \quad (4)$$

donde

B_c diámetro exterior del tubo, en metros

C_c coeficiente de carga que es una función de la relación H/B_c , la relación de proyección p , y la relación de asentamientos r_{ed} .

Los valores de C_c se presentan en la fig 3.

donde

p se define como la relación de la distancia que la corona del conducto proyecta sobre la superficie del terreno natural el ancho exterior del conducto

r_{ed} es un índice de la dirección y magnitud de los asentamientos relativos del prisma de suelo que obra sobre el conducto y de los prismas del suelo adyacente. Estos asentamientos relativos generan las fuerzas de corte que se combinan algebraicamente con el peso del prisma central de suelo para producir la carga resultante sobre el conducto.

La expresión es la siguiente:

$$r_{sd} = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + d_c)}{S_m} \quad (5)$$

donde

S_g asentamiento del terreno natural adyacente al conducto

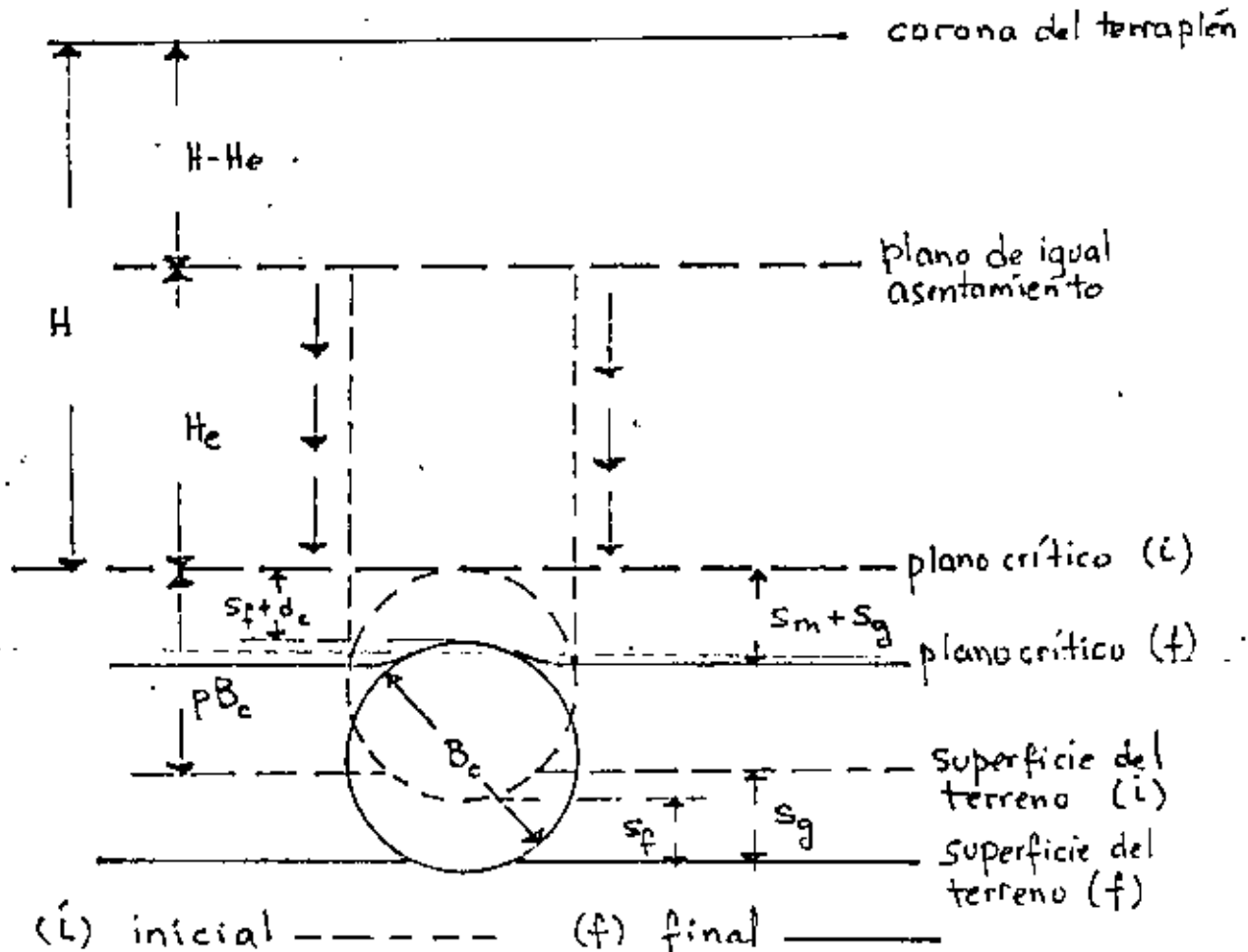
S_m compresión de las columnas de suelo de altura $p B_c$

$S_m + S_g$ asentamiento del plano crítico

d_c deflexión del conducto

S_f asentamiento del fondo del conducto

$S_f + d_c$ asentamiento de la corona del conducto



Cuando $r_{sd} > 0$, las fuerzas inducidas de corte son descendentes y viceversa.

La magnitud r_{sd} es un indicador de la altura relativa del plano de igual asentamiento y, por tanto, de la magnitud de la componente de corte de la carga. El plano de igual asentamiento coincide con la corona del conducto cuando el producto es igual a cero; en este caso no hay fuerzas de corte inducidas y la carga es igual al peso del prisma central.

En general, el valor de r_{sd} se maneja como un factor empírico en lugar de estimar la magnitud de sus diversos elementos. Los valores de diseño recomendados son:

<u>Conduta</u>	<u>Condiciones del suelo</u>	r_{sd}
Rígida	Roca o cimentación que no se deforma	+ 1.0
Rígida	Cimentación ordinaria	+ 0.5 a + 0.8
Rígida	Cimentación que se deforma	0 a + 0.5
Flexible	Rellenos laterales con compactación pobre	- 0.4 a 0
Flexible	Rellenos laterales bien compactados	0

Peso del terraplén

Si el suelo se va a compactar a una densidad seca especificada, se deberá emplear la densidad húmeda correspondiente (normal) para calcular la carga. Si no se dispone de información relativa al peso unitario del terraplén,

se recomienda usar un valor de diseño de $2\ 000\ \text{kg/m}^3$.

Por otra parte, la carga también es influenciada por el valor de k . Los valores de $k\mu$ empleados para diseño son:

para r_{sd} positiva, $k\mu = 0,19$

para r_{sd} negativa, $k\mu = 0,13$

Como información se dan algunos pesos unitarios de materiales:

<u>Material</u>	<u>w, en kg/m^3</u>
Arena seca	1 600
Arena húmeda	1 920
Arcilla húmeda	1 920
Arcilla saturada	2 080
Tierra húmeda	1 440
Tierra saturada	1 760

Ancho de transición

Es el ancho de zanja para el cual los métodos de cálculo de zanja y de terraplén dan cargas iguales. La carga calculada en el "ancho de transición" es teóricamente la carga máxima que puede transmitirse al tubo para cualquier altura de relleno. Para los anchos de zanja mayores que el de transición, la carga se calcula para la condición positiva de terraplén. Para los anchos de zanja menores que el de transición, la carga se calcula para la condición de zanja.

El ancho de transición se determina de la fig. 4

- b) proyección negativa
- c) Zanja imperfecta
- y condición de túnel

No se analizarán en este tema. Se tratan ampliamente en la ref. 1

Cargas sobrepuestas (vivas)

Son cargas externas que se transmiten a la tubería. Las cargas sobrepuestas pueden ser concentradas o distribuidas (fig 5). Estas cargas se pueden determinar aplicando la solución de Boussinesq para esfuerzos en un medio elástico semininfinito por medio de la integración de Holl para cargas concentradas y los coeficientes de influencia para cargas distribuidas de Newmark.

Cargas concentradas

Son cargas producidas por una fuerza simple de naturaleza estática o dinámica. En el diseño de tuberías, las cargas concentradas que se presentan con mayor frecuencia son las debidas a ruedas de vehículos.

La magnitud de la fuerza producida por la carga concentrada se calcula a partir de

$$W_s = C_a \frac{P F}{L} \quad (6)$$

donde

W_s carga sobre el conducto, en kg/m

P carga concentrada, en kg

F factor de impacto

L longitud efectiva del conducto, en metros

Para longitudes de tuberías menores de 90 cm, se usa la longitud real. Para otras se usa una longitud efectiva de 90 cm

C_s coeficiente de carga que es una función de la altura del relleno (desde la corone del tubo a la superficie de terreno) y del diámetro del conducto (tabla 1)

El factor de impacto, F, refleja la influencia de cargas dinámicas debidas a tráfico. Algunos valores son:

<u>Tipo de tráfico</u>	<u>F</u>
Carreteras	1.50
Ferrocarriles	1.75
Campo de aviación	
pistas de despegue	1.00
pistas de maniobras, explanadas, estaciona mientos	1.50

Cargas distribuidas

Son las cargas producidas por fuerzas uniformemente distribuidas sobre una área dada. Las cargas pueden ser de naturaleza estática o dinámica.

Para el cálculo se emplea la siguiente ecuación:

$$W_{s2} = C_{s2} P_s F B_c \quad (7)$$

donde

W_{s2} carga sobre el conducto, en kg/m

- P_u Intensidad de la carga uniformemente distribuida, en kg/m^2
- C_{92} coeficiente de carga que es una función de las relaciones $D/2H$ y $H/2H$. Donde H es la altura de relleno y D y H son el ancho y el largo, respectivamente, del área sobre la cual actúa la carga distribuida. (tabla 1).

4. Esfuerzos en cambios de dirección o de sección

En los cambios de dirección o de sección en conductos cerrados llenos se producen esfuerzos de tensión longitudinal con una resultante centrífuga. Por tanto, las curvas, codos, tees, se deben analizar adecuadamente por medio de abraques de concreto, cinchos, tensores o juntas especiales, que permiten soportar estos esfuerzos. La tensión longitudinal resultante del flujo de agua alrededor de un cambio de dirección a 90° en un conducto cerrado trabajando lleno, se calcula a partir de

$$T = \frac{W A V^2}{g} + p A \quad (6)$$

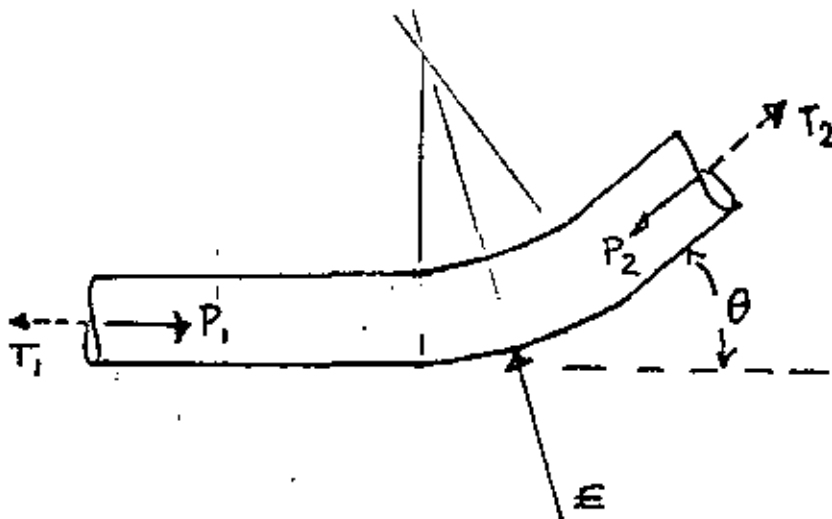
donde

- W peso unitario del agua
- A área de la sección transversal de la tubería
- V velocidad del agua
- g aceleración de la gravedad
- p presión interna

El primer término de la ec 6 representa el esfuerzo debido al flujo de agua alrededor del codo. La carga lo produce la fuerza centrífuga resultante de la masa de agua en movimiento.

La fuerza T se puede tomar como tensión longitudinal en el casco y las juntas de la tubería o se puede soportar con un atraque colocado en el codo. Este atraque localizado en la línea de acción de la resultante soporta la magnitud dada por:

$$E = 2A \left(\frac{L V^2}{g} + p \right) \sin \frac{\theta}{2} \quad (9)$$



5. Esfuerzos por temperatura

Los cambios longitudinales debidos a cambios de temperatura, se pueden calcular con la ecuación siguiente:

$$S = E \Delta T \quad (10)$$

donde

S = esfuerzo debido al cambio de temperatura, tensión o compresión, en kg/cm^2

- E módulo de elasticidad del metal, en kg/cm^2
 T Cambio en la temperatura, en $^{\circ}\text{C}$
 C coeficiente de expansión del metal, valores:

acero	$6.5 \times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$
F.F	$6.2 \times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$
concreto	$5.5 \times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$

Si la tubería no es apta para aceptar la expansión o contracción por cambios de temperatura, se deben instalar juntas de expansión. El cambio en la longitud de la tubería se calcula por:

$$\Delta L = C L T \quad (11)$$

donde

ΔL cambio en la longitud de la tubería

L longitud de la tubería

MATERIALES

Condiciones que deben satisfacer las tuberías

Los conductos son un medio para lograr el suministro de agua en un determinado punto satisfaciendo la calidad, la cantidad y la presión predeterminados, con un máximo de economía y en el momento deseado. De esta manera, los materiales de los conductos deben satisfacer las siguientes condiciones principales:

a) Con la calidad del agua

- 1) No deben alterar la calidad del agua conducida
- 2) El agua no los debe disolver fácilmente
- 3) Los materiales que se lleguen a disolver no deben ser dañinos a los usuarios

b) Con la cantidad de agua

- 1) Que permitan obtener tubería con diámetros o secciones de escurrimiento deseados.

- 2) Que no permitan una alteración sensible de la sección de escurrimiento con el transcurso del tiempo
 - 3) Que no permitan fuertes alteraciones de la rugosidad relativa con el transcurso del tiempo
 - 4) Que permitan el junteo de manera de tener fugas mínimas con el transcurso del tiempo
 - 5) Que se evite al máximo la corrosión y fracturas por los esfuerzos internos y externos
- c) Con la presión de agua
- 1) Que permitan diseños con espesores de pared delgados
 - 2) Que resistan los esfuerzos internos y externos con el transcurso del tiempo
- d) Con la economía
- 1) Con resistencia a choques durante las fases de carga, descarga y colocación
 - 2) Que permitan cortes
 - 3) Lo más ligeros posible para facilitar el transporte y la colocación
 - 4) Que permitan el menor número de juntas o conexiones
 - 5) Que para condiciones técnicas dadas que se satisfagan, sean de menor costo
 - 6) Más durables
 - 7) Que permitan menores costos de operación y mantenimiento
- e) Con el momento deseado
- 1) Conductos seguros que no presentan fugas ni fracturas
 - 2) Conductos de materiales durables

Tipos de tuberías

Por el material

- 1) hierro fundido
- 2) hierro dúctil
- 3) acero

- 4) concreto reforzado
- 5) asbesto cemento .
- 6) plásticos
- 7) fibra de vidrio

Tuberías de hierro fundido

Contiene de 2.2 a 4 por ciento de carbono. Este se presenta bajo forma de láminas de grafito, uniformemente repartidas.

El grafito le da a la fundición las calidades de:

- . Gran resistencia a la acción de cargas externas
- . Resistencia a la corrosión
- . Aptitud al moldeo
- . Excelente maquinaabilidad
- . Resistencia al desgaste por rozamiento
- . Capacidad de amortiguación de las vibraciones

Las especificaciones de tuberías de hierro fundido establecen 14 clases diseñadas para diversas condiciones de carga. Las condiciones básicas que se consideran son (Tubería centrífugada):

- 1 Resistencia a la tensión: 2000 a 3000 kg/cm²
- 2 Módulo de ruptura: 2800 kg/cm²
- 3 Módulo de elasticidad: 0.84 x 10⁶ kg/cm²
- 4 Factor de seguridad: 2.5
- 5 Condiciones de encamado
 - A Tubería sobre fondo plano con relleno suelto
 - B Igual que A, pero con relleno compactado alrededor del tubo hasta el diámetro horizontal
 - C Tubería sobre bloque de madera en el fondo de la zanja, con relleno suelto
 - D Igual que C, pero con relleno compactado alrededor del tubo hasta el diámetro horizontal
 - E Fondo de zanja moldeada a la tubería con un ángulo central de 90°, con relleno suelto

F Igual que E, pero con relleno compactado alrededor del tubo hasta el diámetro horizontal

Presiones de servicio 10, 12.5 y 15 kg/cm²
Longitudes estandar 3.6, 4.8, 5.4 y 6.1 m
Diámetros 100 mm a 1 500 mm

Clasificación de la tubería por el tipo de extremos:

- 1) Tubos lisos
 - 2) Tubos con espiga y campana
 - 3) Tubos con bridas
 - 4) Tubos con espiga y brida
-
- 1) Las juntas que se usan son: manguitos con anillos de hule, manguitos bipartidos y juntas Gibault (fig. 6)
 - 2) La junta estanca se logra con plomo calafateado y yute alquitranado o por compresión de un anillo de junta de elastómero (fig 6). Se emplea en conductos enterrados.
 - 3) Se emplean en estaciones de bombeo, plantas potabilizadoras y otras instalaciones cerradas. Requieren un alineamiento casi perfecto (fig 7)
 - 4) Para zonas de alta presión. Se emplean juntas mecánicas (fig 7). Esta junta permite deflexión y desplazamiento longitudinal del tubo con cambios de temperatura.

Revestimiento

Se emplean asfalto o cemento. Para estas condiciones los coeficientes de Hazen y Willians son:

	Tubo nuevo	tubo a los 20 años
Asfaltado	130	90
Cementado	140	130

Tuberías de hierro dúctil

En 1948 se obtuvo una fundición con grafito esferoidal (fundición dúctil), que le da al material, además de las características de la fundición gris, las siguientes:

Resistencia a la tensión y al choque .
Alargamiento importante
Límite elástico alto

La cristalización del grafito en forma de esferas se debe a la introducción en la fundición básica, de una cierta cantidad de magnesio.

Las características mecánicas de este material lo hacen competitivo con el acero, con la ventaja de poseer una resistencia superior a la corrosión.

Propiedades físicas

Resistencia a la tensión	3 800 a 4 500	kg/cm ²
Elongación	2 a 17	%
Resistencia al choque	1.8 a 3.5	kg/cm ²

Diámetros nominales (DN) 60 a 2 000 mm

Longitudes 6 a 9 m

Espesores

5.8 + 0.003 DN (DN: 60 a 200 mm)

4.5 + 0.009 DN (DN > 250 mm)

Presiones de servicio 10, 16, 25, 40, 64 kg/cm²

Juntas

Similares a las de fundición gris, pero con características especiales (fig 8). Se utilizan principalmente las juntas mecánicas y automáticas flexibles.

Revestimientos

Interior. Mortero de cemento aplicado por centrifugación

Exterior: Barniz negro

Piezas especiales: Alquitranadas

Tuberías de acero

Son resistentes a la presión interna y a los choques, pero tienen una resistencia relativa a altas cargas externas, por lo que se debe instalar en condiciones favorables para limitar dichas cargas; de otra manera se debe utilizar acero corrugado o reforzado. La tubería de acero tiene baja resistencia a la corrosión, por lo que se debe proteger.

Las tuberías de acero se clasifican de acuerdo al proceso de fabricación, el tipo de juntas y el tipo de revestimiento

Fabricación

Placa remachada

Placa soldada

Juntas

Tubos lisos

Tubos espiga y campana

Tubos con bridas

Revestimiento

Pinturas fosfatadas

Pinturas de resinas

Revestimiento metálico

Revestimiento de mortero de cemento exterior e interiormente

Revestimiento a base de alquitrán de hulla, exterior e interiormente

Revestimiento a base de alquitrán de hulla en el exterior y de mortero de cemento en el interior

Revestimiento plástico

Actualmente la mayoría de tubos de acero se fabrican con placa soldada, realizándose la junta en forma transversal y longitudinal o transversal y espiral (fig 9)

Las juntas de los tubos lisos se hacen por soldadura a tope con refuerzo o sin él, según la presión (fig 9), o con sistemas mecánicos tipo Dresser donde el estancamiento se logra con los anillos de hule, permitiendo flexibilidad que no se tiene en - - -

las juntas soldadas o remachadas. Las juntas mecánicas se utilizan en diámetros pequeños y conducciones cortas. Las juntas de espiga y campana se recomiendan para bajas presiones.

Las juntas con bridas se emplean generalmente en estaciones de bombeo y tuberías de pequeño diámetro.

Las juntas de expansión o de dilatación se usan en general, en líneas expuestas. Como ilustración se presentan en la fig. 10 algunos esquemas.

Diseño de la placa de acero

El espesor de la pared del tubo de acero se determina considerando los factores de presión interna, presión externa, cargas físicas especiales, resistencia a la corrosión y espesor mínimo según normas y especificaciones.

Para casos comunes, diámetros menores de 1 200 mm, carga externa uniforme y relleno relativamente pequeño, el espesor se puede determinar considerando la presión interna, ya que con materiales flexibles no se hace el análisis de acción de cargas internas y externas actuando simultáneamente.

$$t = P \frac{R}{f_t} \quad (12)$$

donde

- p presión interna (presión normal de trabajo más la correspondiente al golpe de ariete)
- R radio del tubo
- f_t esfuerzo de tensión admisible

En la actualidad se emplean esfuerzos de diseño del 50 por ciento del correspondiente al mínimo límite elástico del acero especificado, aunque algunos ingenieros aplican un esfuerzo del 60 por ciento del correspondiente al límite elástico.

Tipo de acero	Resistencia a la tensión kg/cm ²	Límite elástico aparente kg/cm ²
Soldado a tope	3150	1750
Grado A	3400	2100
Grado B	4225	2480
Grado x 42	4225	2950

Dentro de la gama normal de diámetros y espesores de pared para servicio de agua, la tubería de acero se diseña como un conducto flexible. El esfuerzo de sustentación de la tubería flexible se incrementa considerablemente por su habilidad para flambearse bajo la influencia de cargas externas, provocando empujes laterales contra el suelo de relleno, con lo cual desarrolla un soporte sustancial de la presión lateral del suelo. El ingeniero de diseño solo debe evaluar el encamado requerido y el sistema de relleno necesario para limitar la flexibilidad vertical a un límite aceptable. Los límites que se sugieren son:

- a) 2 por ciento para tubería revestida con mortero de cemento interior y exteriormente
- b) 4 por ciento para tubería revestida con mortero de cemento en el interior y alquitrán de hulla en el exterior
- c) 5 por ciento para tubería revestida con alquitrán de hulla interior y exteriormente.

Los esfuerzos longitudinales no son tan importantes en tuberías enterradas, pero sí en conductos no cubiertos. En este caso, los esfuerzos longitudinales ocurren por:

- a) Inclinación de la tubería respecto a la horizontal
- b) Cambios en longitud por temperatura que tiende a causar resistencia a la fricción en los apoyos
- c) Resistencia a la fricción en las juntas de expansión
- d) Presiones actuantes sobre reducciones en la línea

Los esfuerzos unitarios se determinan por:

$$\text{Compresión} \quad f_c = \frac{\sum F}{a} \quad (13 a)$$

$$\text{Tensión} \quad f_t = \frac{\sum F}{ae} \quad (13 b)$$

donde

- F suma de cargas longitudinales
- a area de la sección recta del casco
- e eficiencia de los cinchos

Tubería de concreto

Se emplea para grandes conductos, pero no es común en los sistemas de distribución:

Tiene las siguientes ventajas:

- a) Adecuada para resistir cargas de relleno y de presiones externas de colapso
- b) Bajo costo de mantenimiento
- c) Por el peso tiende a disminuir la posibilidad de que la tubería flote - - cuando está vacía.
- d) Exenta de corrosión cuando se entierra en suelo ordinario o cuando conduce agua potable
- e) Normalmente no se requieren juntas de expansión
- f) No requiere mano de obra especializada en la construcción

Como desventajas se tienen:

- a) Tendencia a gotear como resultado de la porosidad y grietas
- b) Presenta corrosión en presencia de álcalis o ácidos
- c) Difícil de reparar

Las tuberías de concreto se clasifican de acuerdo al proceso de fabricación y al tipo de juntas.

Por el proceso de fabricación

- 1) Concreto simple
 - Para baja presión
- 2) Concreto reforzado
 - a) Con refuerzo simple
 - i) Convencional
 - ii) Pretensado
 - b) Con doble refuerzo
 - Longitudinal y transversalmente (fig 11)

- c) Con camisa de acero
 - i) Convencional
 - ii) Pretensado (tipo Lock-Joint) (fig 11)

Por el tipo de junta:

- 1) Tubos lisos
 - a) Junta con manguito de concreto reforzado o de acero
 - b) Junta con inserción (fig 11)
- 2) Tubos con espiga y campana
 - a) Junta rígida
 - Con mortero de cemento
 - b) Junta semirígida
 - Con material bituminoso o plomo
 - c) Junta flexible
 - Con anillo de hule (fig. 11)

Diseño de la tubería de concreto reforzado

El acero de refuerzo resiste los esfuerzos de tensión debidos a presión y flexión. El concreto acepta los esfuerzos de compresión en la parte del tubo - sujeto a esfuerzos de flexión, cuando se considera solamente a la presión de reventamiento (estallido); el área de acero por metro lineal de tubería se calcula por:

$$A_s = \frac{p R}{f_t} \quad (14)$$

Cuando se consideran esfuerzos de flexión, los momentos y tensiones debidos a cargas que provocan pandeo se calculan en puntos críticos por medio de un análisis elástico de la estructura. A esta tensión se le agrega la debida a presión interna. La sección entonces se diseña para los esfuerzos combinados de tensión y pandeo.

Usualmente se emplea refuerzo longitudinal para absorber efectos por temperatura y contracciones debidas a asentamientos.

Diseño de la tubería de concreto presforzado

Estas tuberías se construyen pretensando el acero de refuerzo de manera de tener comprensión en el concreto bajo presión interna máxima. El acero requerido debe ser tal que su máximo esfuerzo se encuentre bajo el límite elástico. Las tuberías se pueden construir con un cilindro de acero rodeando un casco de concreto, o el cilindro puede rodearse con una espiral de alambre de alta tensión. A su vez, el alambre se cubre con una capa protectora de concreto no esforzado que forma la cubierta exterior de la tubería. El diseño económico se logra presforzando a tal grado que los límites elásticos del cilindro y el alambre se alcancen simultáneamente.

Tubería de asbesto cemento

Está compuesta de fibra de asbesto y cemento portland combinados bajo presión para lograr una estructura densa homogénea.

Las ventajas de esta tubería son:

- . Alta resistencia a la mayoría de condiciones corrosivas
- . Está exenta de electrólisis
- . Ligerá de peso
- . Fácil de cortar y unir
- . Resistente a cargas externas adecuadamente aplicadas
- . Fácil de taladrar y conectar
- . No requiere mano de obra especializada
- . No requiere juntas de expansión
- . El coeficiente de Hazen y Williams inicial (140) no se reduce sustancialmente con el paso del tiempo

Entre las desventajas se tiene:

- . Tiene una resistencia estructural relativamente baja a los esfuerzos de flexión que le causan fracturas cuando se mueve la tubería o se socava bajo presión
- . Las herramientas de excavación fácilmente la perforan
- . Es incierta la durabilidad de los anillos de hule en las juntas bajo todas-

las condiciones, atacándolas productos del petróleo

El material puede corroerse por ácidos y sulfatos del suelo

La instalación de tomas domiciliarias es difícil

La tubería de asbesto cemento se fabrica en México desde 76 a 910 mm de diámetro, en 4 clases según la presión de trabajo: 5, 7, 10 y 14 atmósferas y en longitudes de 4 metros. La tubería se termina con extremos lisos, para unir por medio de cople o manguito del mismo material y anillos de hule. La junta es estanca y flexible. La tubería de asbesto cemento se puede unir a piezas especiales de fundición por medio de juntas mecánicas (Gibault) o por medio de adaptadores a tubería de acero.

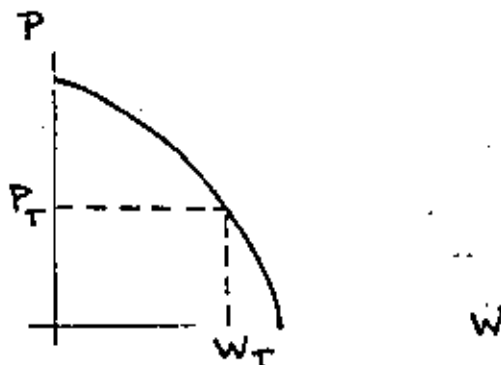
Selección de la tubería de asbesto cemento para líneas de conducción a presión.

Como se señaló anteriormente la resistencia de las tuberías para conducción deberá ser suficiente para soportar las fuerzas combinadas de presiones internas y de cargas externas.

Además, en la práctica se requiere de factores de seguridad que se apliquen a los requerimientos de resistencia, para asegurar una buena operación bajo las condiciones ideales de cálculo de cargas.

Teoría de las cargas combinadas (Schlick, ref 2)

Las pruebas de laboratorio para distintas combinaciones de presión interna y carga externa indican que hay una relación entre ellas en el momento de la fractura del tubo. Esta relación se puede representar por una curva parabólica



La ecuación de la curva es:

$$W_T = W \sqrt{\frac{P_i - P_r}{P_i}} \quad (15)$$

donde

- P_i presión interna en kg/cm^2 a la que reventará el tubo cuando no exista carga externa
- W carga externa en kg/m en la prueba de 3 apoyos, a la que se aplastará el tubo, cuando no exista presión interna
- P_t Presión interna que en combinación con una carga externa (W_T) aplicada como en la prueba de 3 apoyos, fracturará el tubo.
- W_T Carga externa aplicada en la prueba de 3 apoyos, que en combinación con una presión interna (P_T), fracturará el tubo.

En la fig 12 aparece el diagrama de la prueba al aplastamiento empleando el método de 3 apoyos. El espacio libre entre los soportes de madera deberá ser:

- 25 mm para diámetros de 450 a 600 mm
y 50 mm para diámetro de 750 mm y mayores

En el campo, la resistencia del tubo la influyen las condiciones de encamado y la presión lateral que actúa sobre el tubo. Por tanto, es necesario aplicar un factor de corrección a las cargas obtenidas en el laboratorio, para correlacionar las con las de campo. O sea, carga externa igual al factor de carga multiplicado por la carga de prueba.

$$W = f_c \times W_T \quad (16)$$

Las condiciones de encamado o plantilla mas usuales aparecen en la fig 13 anotándose también los factores de carga correspondientes.

Presión interna

La presión interna se define por:

$$P_T = (P_o + P_s) \times f_s \quad (17)$$

donde

- P_0 Presión estática o de operación, definida por el criterio de diseño
- P_s Presión transitoria resultante de un golpe de ariete o de otro tipo de sobrepresión, que incremente la presión de operación normal
- f_s Factor de diseño especificado por el ingeniero. Para diseño de tubos de as besto-cemento se emplea un factor de seguridad mínimo de 2.0

Método propuesto de análisis (refs 3 y 4)

En esta sección se presenta un método para la selección de tubos sometidos a condiciones de presión interna y carga externa. Aún cuando su aplicación inmediata es para la selección de tubos de asbesto cemento, el método es general para cualquier material de estructura rígida siempre que se apliquen, como es natural, las características propias del material utilizado.

- a) Se planteará la hipótesis de cálculo y el método para la preparación de ábacos que faciliten la selección de tubos para conducción de agua a presión en líneas y redes de distribución
- b) La resistencia del tubo deberá ser suficiente para poder soportar las fuerzas combinadas de presión hidráulica interna y de cargas externas, para las condiciones de apoyo en que va a trabajar el tubo
- c) Las cargas externas serán las cargas verticales debidas al peso del re lleno (carga muerta) y las que provengan de cargas sobrepuestas (car ga viva). Se calcularán según la teoría de A. Marston y los estudios posteriores efectuados por M.G. Spangler. (ref 5).
- d) Se aplicará un coeficiente de seguridad de 2.5 a las dos componentes de la parábola carga - presión desarrollada por el profesor W.J. Schlick (ref 2)
- e) En general, la sobrepresión por golpe de ariete se puede tomar como el 60 por ciento de la presión de trabajo, lo cual equivale a utilizar un coeficiente de seguridad de cuatro con respecto a la presión de diseño. En casos especiales, será necesario calcular el valor exacto.

- f) La carga viva se tomará como la carga equivalente producida por las ruedas del vehículo que influyan más desfavorablemente sobre el tubo, mas un 50 por ciento de esa carga debido al efecto de impacto.
- g) No se considera el caso de que la presión interna máxima, incluyendo sobrepresión, ocurra simultáneamente con la carga externa máxima incluyendo impacto. Por tanto, la selección del tubo se hace tomando el más desfavorable de los dos casos siguientes:
 - i) Carga muerta, combinada con la presión hidrostática más sobrepresión
 - ii) Carga muerta más carga viva incluyendo impacto, combinada con la presión hidrostática.

Nomenclatura

Se empleará la que ya se definió y la siguiente:

- R_m resistencia necesaria en la prueba de 3 apoyos, debida a carga muerta, en kg/m
- R_v resistencia necesaria en la prueba de 3 apoyos, debida a la carga viva, en kg/m
- d diámetro nominal del tubo, en mm

Cálculo de los ábacos

- a) Se harán para condiciones de tubos instalados en zanjas
- b) El análisis se hará para tubos clase A-10. Las clases A-5 y A-7 tendrán cargas algo menores a las calculadas y para la clase A-14, éstas serán algo mayores. La diferencia es del orden del 5 por ciento
- c) Para cada diámetro se determinará el tipo de condición de carga (en zanja o en proyección positiva) que corresponda al ancho y a la profundidad de la zanja (ver fig 4)
- d) Se usarán los apoyos clases B y D para tubos en zanja

Apoyo B

Se realiza con dos métodos de construcción:

- i) Apoyo conformado con relleno compactado. El fondo de la excavación de la zanja se conforma para que presente una superficie cilíndrica de radio 5 cm mayor que el diámetro exterior del tubo, como mínimo, y un ancho suficiente para permitir que seis décimos del diámetro exterior del tubo se apoyen en el relleno granular fino colocado en la excavación conformada. Se hará un relleno cuidadosamente compactado a los lados del tubo y hasta una altura no menor de 30 cm sobre la cresta del mismo.
- ii) Apoyo granular compactado con relleno apisonado. El tubo se apoya en material granular compactado, colocado en un fondo de zanja plano. El material granular debe ser piedra picada o grava que pase el cedazo de 1/2" y quede retenida en el cedazo No. 4. El apoyo granular tiene un espesor no menor de un cuarto del diámetro exterior del tubo y se extiende hacia arriba hasta la mitad por los lados del tubo. El resto de los laterales y una profundidad mínima de 30 cm sobre la cresta del tubo se rellenan con material cuidadosamente compactado.

Apoyo D. Zanja de fondo plano

En esta clase de apoyo el fondo de la zanja se deja plano y no se toma ningún cuidado para asegurar la compactación del relleno a los lados e inmediatamente por encima del tubo

- e) Se calcularán las cargas producidas por rellenos del 1, 2, 3, 4, 5 y 6 metros
- f) Para el efecto de cargas en zanjas anchas, éstas se calcularán con las fórmulas de proyección positiva, tomando $r_{sd} \cdot p = 0.5$. Como el valor de r_{sd} para el terreno supuesto puede variar entre 0.5 y 0.8, se tiene:

i) con $p = 0.9$ (apoyo B)

$$r_{sd} = \frac{0.5}{0.9} = 0.55 > 0.5$$

ii) con $p = 1.0$ (apoyo D)

$$r_{sd} = \frac{0.5}{1.0} = 0.5$$

- g) El ancho de la zanja será el que se indica en la tabla 2
- h) Se tomará como peso unitario del terreno $2\ 000\ \text{kg/m}^3$
- i) La carga muerta se calcula con las esc 3 o 4. Los valores de C_d se tomarán de la fig 2, empleando k_{μ} y $k_{\mu}' = 0.1924$. Los valores de C_c se tomarán de la fig 3; para $H/B_c > 10$, se prolongarán las rectas y se medirá gráficamente el valor de C_c
- j) La carga viva será la carga equivalente producida por las ruedas de un camión H-20, más el 50 por ciento de esa carga. Se empleará la ec 6.
El valor de C_s , se tomará de la tabla 1

$$P = 7260\ \text{kg}$$

$$F = 1.5$$

- k) Para carga viva, el factor de carga puede tomarse entre 1.5 y 1.7
- l) La resistencia que debe tener el tubo según el tipo de apoyo, referida a la prueba de tres apoyos y aplicando un factor de seguridad de 2.5, se calcula con:

$$R_t = R_m + R_v$$

donde

$$R_m = \frac{Wc}{fc} \times 2.5$$

$$R_v = \frac{W_s}{fc} \times 2.5$$

- m) para trazar la parábola de Schlick se aplicarán los valores de la tabla 3 a la ec 15. Para el ejemplo que se desarrollará se tomarán los valores siguientes:

$$W = 6200\ \text{kg/m}$$

$$P_i = 35\ \text{kg/cm}^2$$

Ejemplo de elaboración del ábaco para un tubo de 200 mm de diámetro, clase A-10, colocado en zanja sin ademe

a) Determinación del tipo de proyección:

$$B_c = 0.232 \text{ m}$$

$$B_d = 0.8 \text{ m}$$

$$r_{sd} \cdot p = 0.5$$

$$B_d / B_c = 0.80 / 0.232 = 3.46, H / B_c = 22 \quad (\text{fig 4})$$

$$H = 22 \times 0.232 = 5 \text{ m}$$

Hasta 5 m de profundidad estará en condición de proyección positiva y para 6 m, será condición de zanja

b) Determinación de la carga externa de diseño:

Condición de proyección positiva

$$B_c = 0.232 \text{ m}, w = 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$r_{sd} \cdot p = 0.5 \text{ y } wB_c^2 = 108$$

H (m)	H/B _c	C _c	W _c (kg/m)
1	4.3	7	700
2	8.6	15	1600
3	13.0	23	2500
4	17.3	29	3100
5	21.6	37	4000

Condición de zanja

B _d (m)	H (m)	H/B _d	C _d	wB _d ²	W _c (kg/m)
0.8	6	7.5	3.3	1280	4200

c) Resistencia necesaria para soportar la carga muerta

Factor de carga: Apoyo B .1.9

Apoyo D 1.1

Factor de seguridad: 2.5

H (m)	W _C (kg/m)	R _m (kg/m)	
		Apoyo B	Apoyo D
1	700	1000	1600
2	1600	2100	3600
3	2500	3300	5700
4	3100	4100	7000
5	4000	5300	9100
6	4200	5600	9600

d) Resistencia necesaria para soportar la carga viva

$$P = 7260 \text{ kg, } L = 1.0 \text{ m, } F = 1.5$$

$$f_c = 1.6 \text{ y } 1.5, f_s = 2.5$$

$$W_{S_1} = 10\,890 \text{ C}_{S_1}$$

H (m)	B _C /2H	L/2H	C _{S₁}	W _{S₁}	R _v (kg/m)	
					Apoyo B	Apoyo D
1	0.116	0.50	0.09	980	1530	1640
2	0.058	0.25	0.03	330	520	550
3	0.039	0.17	0.01	110	170	280
4	0.029	0.12	0.01	110	170	280
5	0.023	0.10	-	-	-	-
6	0.020	0.08	-	-	-	-

e) Resistencia necesaria total

H (m)	Apoyo B (kg/m)			Apoyo D (kg/m)		
	R _m	R _v	R _t	R _m	R _v	R _t
1	1000	1500	2500	1600	1600	3200
2	2100	500	2600	3600	600	4200
3	3300	200	3500	5700	300	6000

4	4100	200	4300	7000	300	7300
5	5300	-	5300	9100	-	9100
6	5600	-	5600	9600	-	9600

- f) Para trazar la parábola se tiene: $W = 6\ 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
y $P_i = 35 \text{ kg/cm}^2$

$$W_T = 6\ 200 \left(1 - \sqrt{\frac{P_T}{35}} \right)$$

$$P_T = 35 \left[1 - \left(\frac{W_T}{6200} \right)^2 \right]$$

La parábola se traza por los puntos:

- (1) $W_1 = 6200 \times \frac{1}{4} = 1\ 550$, $P_1 = 35 \times \frac{15}{16} = 32.8$
(2) $W_2 = 6200 \times \frac{1}{2} = 3\ 100$, $P_2 = 35 \times \frac{12}{16} = 26.3$
(3) $W_3 = 6200 \times \frac{3}{4} = 4\ 650$, $P_3 = 35 \times \frac{7}{16} = 15.3$

- g) En el gráfico se establecen las escalas de "carga muerta" y "carga muerta + carga viva", y de presión de trabajo y la que incluye la sobre-presión, fig. 14.

Aplicación del ábaco

- a) Tubo de 200 mm de diámetro, altura de relleno 2 m, apoyo tipo B, presión de trabajo 8 kg/cm^2 .

Se desea determinar la clase para el tubo que se va a utilizar

- b) Procedimiento

Se entra en "carga muerta" con apoyo B y 2 m de relleno y se traza una perpendicular, luego se entra en la columna "presión de trabajo (escala correlacionada para incluir "sobrepresión")", con el valor dado de 8 kg/cm^2 y se traza la horizontal hasta intersectar la vertical.

A continuación se entra en el ábaco en "carga muerta + carga viva" con apoyo B y 2 m de relleno y se traza una perpendicular; luego se entra en la columna "presión de trabajo" con el valor de 8 kg/cm^2 y se traza

la horizontal hasta intersectar la vertical.

Estos dos puntos determinan las dos condiciones límites para los datos dados; se usará el tubo de la clase más alta. En este caso se requiere un tubo clase A-14 ya que la sobrepresión manda y sobrepasa los límites para un tubo clase A-10 bajo las condiciones dadas.

Tuberías plásticas

La ASTM define al plástico como "Un material que contiene esencialmente moléculas orgánicas de muy alto peso molecular, sólido en su estado final y en alguna etapa de su fabricación es formado por flujo a su forma final"

Los plásticos más comunes son PVC, ABS, polietileno, Epoxy. Los tipos y grados de cada plástico se refieren a una clasificación basada en las propiedades físicas y químicas. Por ejemplo, el PVC tiene 4 tipos, que a su vez pueden tener varios grados, así el tipo I tiene excelente resistencia a la tensión y buena resistencia química aunque su resistencia al impacto es menor a la del tipo II.

De estas variedades el PVC tipo I grado I, es el que reúne las características físicas y químicas más apropiadas para la fabricación de tuberías para abastecimiento de agua

Las propiedades del PVC son:

- Gran resistencia a la corrosión
- Alta resistencia química
- Alta resistencia al envejecimiento
- Bajo coeficiente de elasticidad
- Bajo coeficiente de rozamiento
- Bajo peso
- Facilidad de instalación
- Gran resistencia al golpe de ariete

Las desventajas de las tuberías plásticas son:

- Baja resistencia al calor
- Alto coeficiente de expansión
- Disminución de la capacidad a la tensión con aumento de la temperatura

Presiones de trabajo

Las tuberías de PVC para conducción de agua están calculadas con el esfuerzo permisible de diseño de 140 kg/cm^2 , para estar dentro del límite elástico

Relación de dimensiones (RD)

Es la relación entre el diámetro exterior de la tubería y el espesor mínimo de pared

Cálculo de espesores de pared

$$S = \frac{P (D - t)}{2 t} , \quad RD = \frac{D}{t}$$

$$\therefore S = \frac{(RD - 1) P}{2}$$

$$S = 140 \text{ kg/cm}^2$$

P = Presión de trabajo o de reventamiento

La presión mínima de reventamiento se calcula para $S = 450 \text{ kg/cm}^2$

El factor de seguridad se obtiene de la relación presión de reventamiento a presión de trabajo

Datos de presiones:

RD	P min de reventamiento kg/cm ²	P max de trabajo kg/cm ²
26	35.5	11.2
32.5	28.0	8.7

41	22.4	7.1
64	14.0	4.5

Juntas

Se emplean la unión espiga-campana con anillo de hule y la pegada con cemento solvente.

Otros plásticos

Preparados para unirse a base de calor, con ventajas cuando se aplican en suelos rocosos o muy blandos. En el primer caso se tiene economía en cuanto a excavación, preparación de plantillas y rellenos, y en el segundo, porque se asegura la estanqueidad de las líneas evitándose infiltraciones que puedan alterar la calidad del agua.

Tuberías de fibra de vidrio

Son tuberías de plástico reforzadas con fibra de vidrio

Resistencias

Tensión longitudinal	2100	kg/cm ²
Tensión radial	4900	"
Compresión	2100	"
Flexión	2500	"

Presiones de trabajo: 5, 10, 15, 20, 25 kg/cm²

Esta tubería se ha desarrollado como una alternativa en líneas donde se empleen asbesto-cemento, concreto o acero.

Comercialmente se fabrica tubería para conducir agua a presión o aguas negras con baja carga, en diámetros de 200 a 1 200 mm.

R E F E R E N C I A S

1. ASCE y WPCF. Design and construction of sanitary and storm sewers, 1969
2. Schlick, W. S., Supporting Strengths for Cast Iron Pipe from Water and Gas Service. Iowa State Coll. Eng. Sta. Bull; No. 146 (junio - 1940).
3. Hurtado V. L. E., Método propuesto para la elaboración de ábacos - que faciliten la selección de tubos de asbesto cemento para la conducción de agua a presión, Caracas, Venezuela, IMME No. 21, Ene -- Mar 1968.
4. Asbestos de México, S. A., Manual de selección para tubos de asbes to cemento para líneas de conducción de agua a presión, julio 1978
5. Spangler, M. G., Soil Engineering, International Textbook Co., -
Scranton, Pa., 1960. 37

TABLA 1
VALORES DE LOS COEFICIENTES PARA CARGAS SOBRESUELOS CONCENTRADAS Y DISTRIBUIDAS
CENTRADAS VERTICALMENTE SOBRE EL CONDUITO

38

D/2H o Bc/2H	$\frac{H}{2H}$ o $\frac{L}{2H}$													
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0
0.1	0.019	0.017	0.053	0.067	0.073	0.079	0.097	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0.129
0.2	0.017	0.073	0.123	0.131	0.155	0.174	0.183	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0.247
0.3	0.053	0.123	0.149	0.190	0.224	0.252	0.271	0.292	0.306	0.319	0.333	0.345	0.352	0.357
0.4	0.067	0.131	0.190	0.241	0.254	0.320	0.343	0.373	0.381	0.405	0.425	0.440	0.450	0.457
0.5	0.073	0.155	0.224	0.264	0.336	0.379	0.414	0.441	0.453	0.481	0.505	0.525	0.540	0.547
0.6	0.079	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467	0.499	0.524	0.544	0.572	0.595	0.613	0.624
0.7	0.097	0.183	0.274	0.345	0.414	0.457	0.511	0.546	0.574	0.597	0.628	0.650	0.674	0.687
0.8	0.103	0.202	0.292	0.373	0.441	0.489	0.544	0.584	0.615	0.639	0.674	0.703	0.725	0.740
0.9	0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574	0.615	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0.781
1.0	0.112	0.219	0.318	0.405	0.481	0.544	0.597	0.639	0.671	0.701	0.740	0.774	0.800	0.816
1.2	0.117	0.229	0.333	0.425	0.505	0.572	0.628	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.843	0.861
1.5	0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.590	0.650	0.703	0.742	0.774	0.820	0.861	0.884	0.900
2.0	0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674	0.725	0.765	0.800	0.849	0.894	0.920	0.937

Tabla 2 . Ancho de la zanja medida en la cresta del tubo

Díámetro nominal (mm)	nominal (pulg)	Sin ademe (cm)	Con ademe (cm)
100	4	60	100
150	6	60	100
200	8	80	110
250	10	80	110
300	12	85	110
350	14	90	120
400	16	100	120
450	18	115	140
500	20	120	140
600	24	130	150
750	30	150	170
900	36	170	190

TABLA 3

PRESION HIDROSTATICA DE PRUEBA	
CLASE Kg/cm ²	PRESION DE PRUEBA Kg/cm ²
2.5	8.75
5	17.50
7	21.50
10	35.00
14	49.00
Especial

RESISTENCIA MINIMA AL APLASTAMIENTO					
DIAMETRO Milímetros	A-2.5 Kg/cm	A-5 Kg/cm	A-7 Kg/cm	A-10 Kg/cm	A-14 Kg/cm
50	5 200	6 450	7 850	10 050	12 650
60	4 300	5 600	7 400	9 150	12 750
75	3 650	5 050	7 800	9 050	12 850
100	3 000	4 300	6 100	8 050	12 950
125	2 750	3 900	5 850	7 900	13 000
150	2 650	3 600	5 800	8 050	13 400
200	2 550	3 300	5 500	8 150	13 850
250	2 700	3 100	5 500	10 100	16 350
300	3 000	3 200	5 950	11 300	17 550
350	3 300	3 450	6 550	12 800	20 100
400	3 650	3 800	7 150	13 700	22 900
450	3 950	4 200	7 750	15 050	25 900
500	4 250	4 600	8 350	16 200	28 850
600	4 900	5 350	9 400	18 900	33 650
750	5 850	6 600	11 150	23 650	42 250
900	6 800	7 650	13 100	29 150	50 300

FIGURA I - CLASIFICACION DE TECNICAS DE CONSTRUCCION

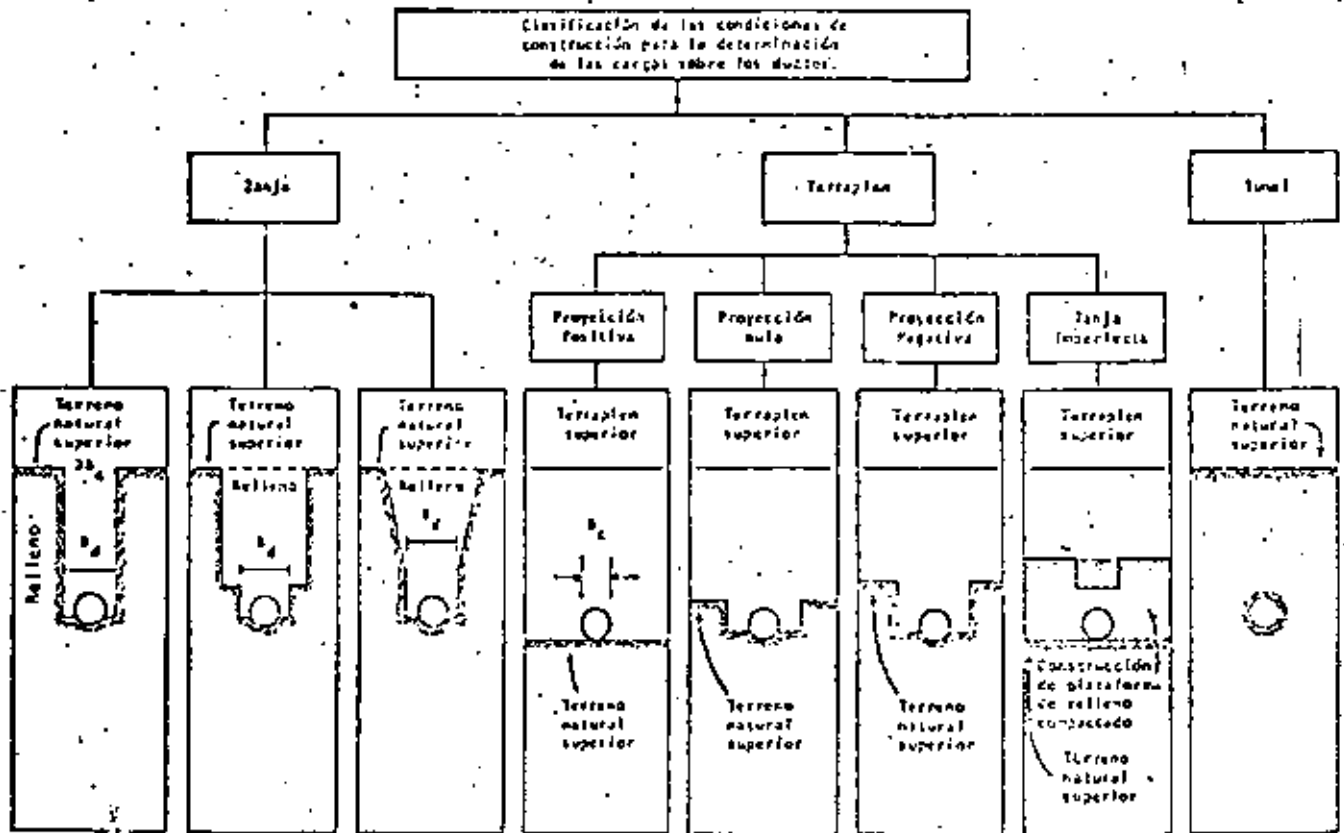


FIGURA 2 - VALORES DE C_d PARA CONDICIONES DE ZANJA

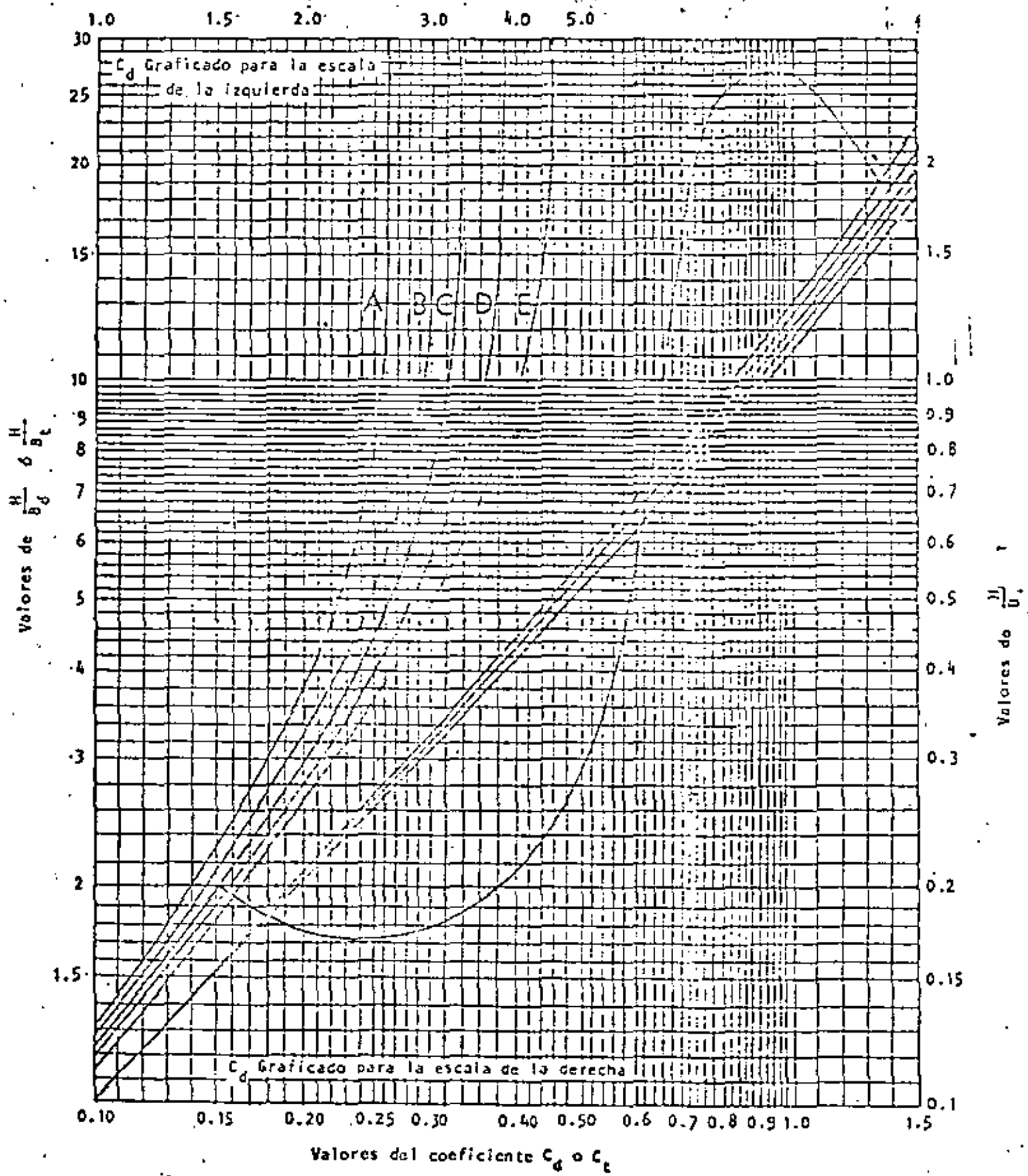


FIGURA 3 - VALORES DE C_c PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA

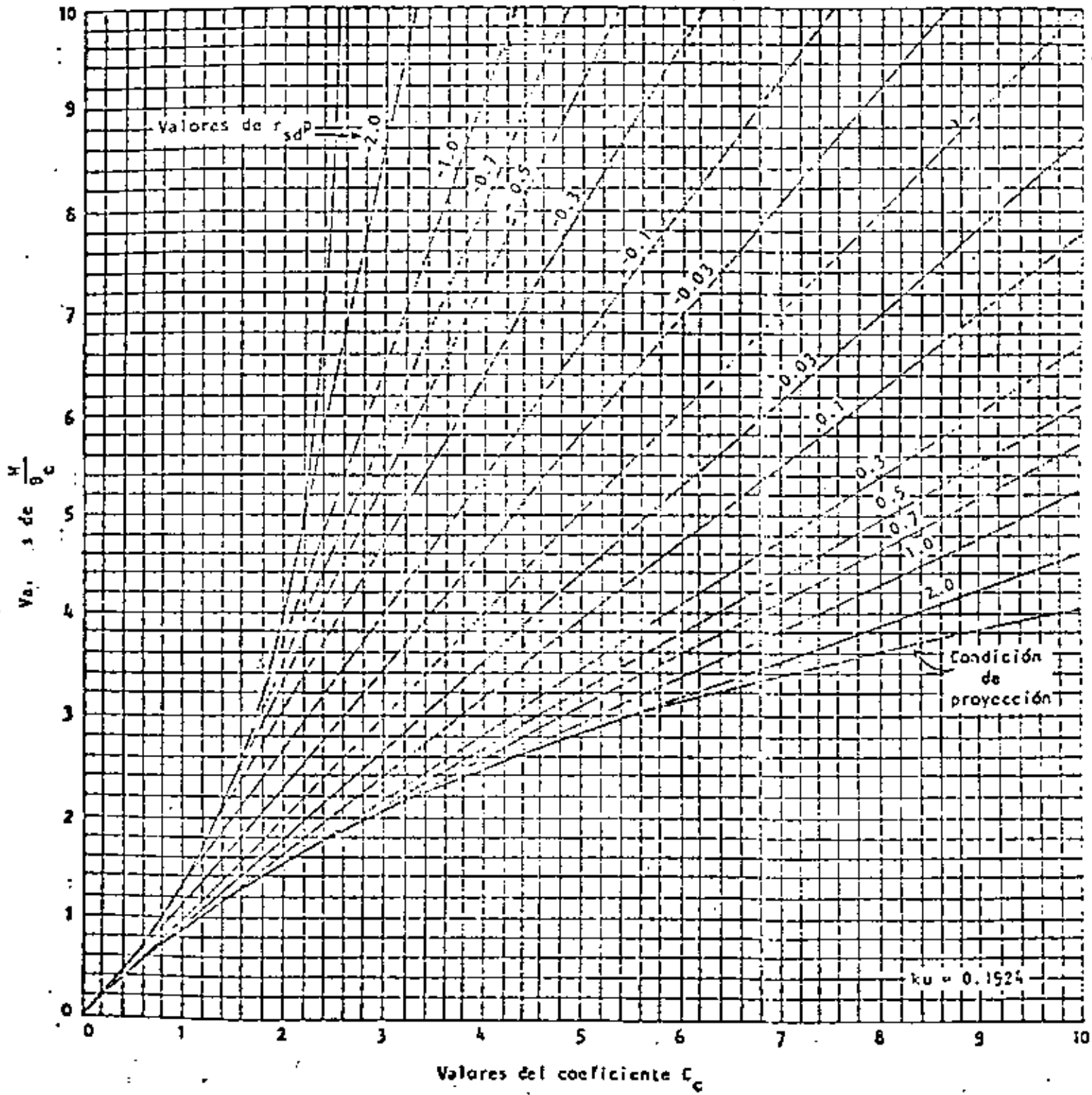


FIGURA 4

VALORES DE $\frac{B_c}{B_d}$ PARA LOS CUALES LAS ECUACIONES PARA TUBOS, EN CONDICIONES DE ZANJA Y DE PROYECCION POSITIVA DAN CARGAS IGUALES.

$k_u = k_u' = 0.130$
 $k_u = 0.1924$
 $k_u' = 0.130$

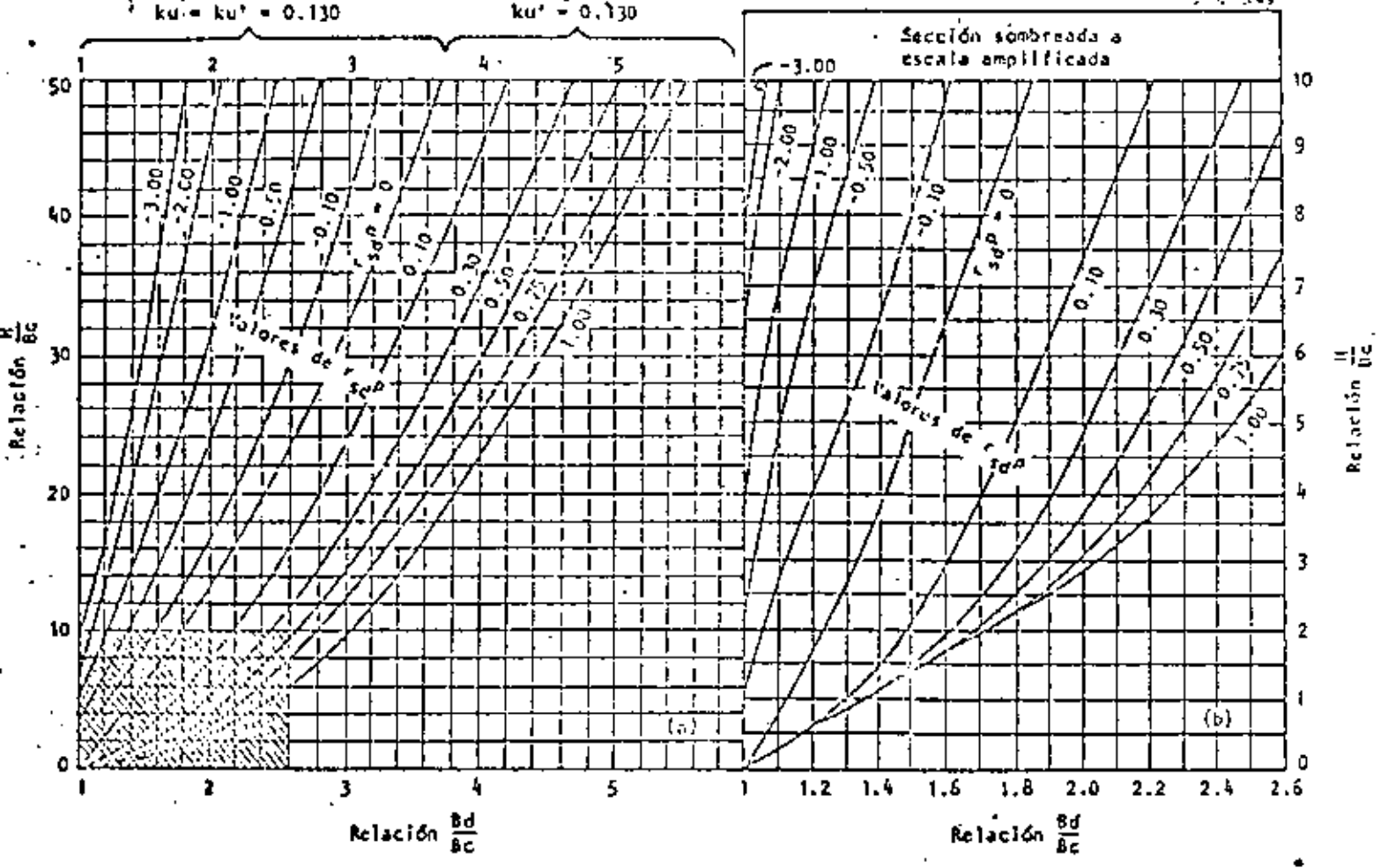
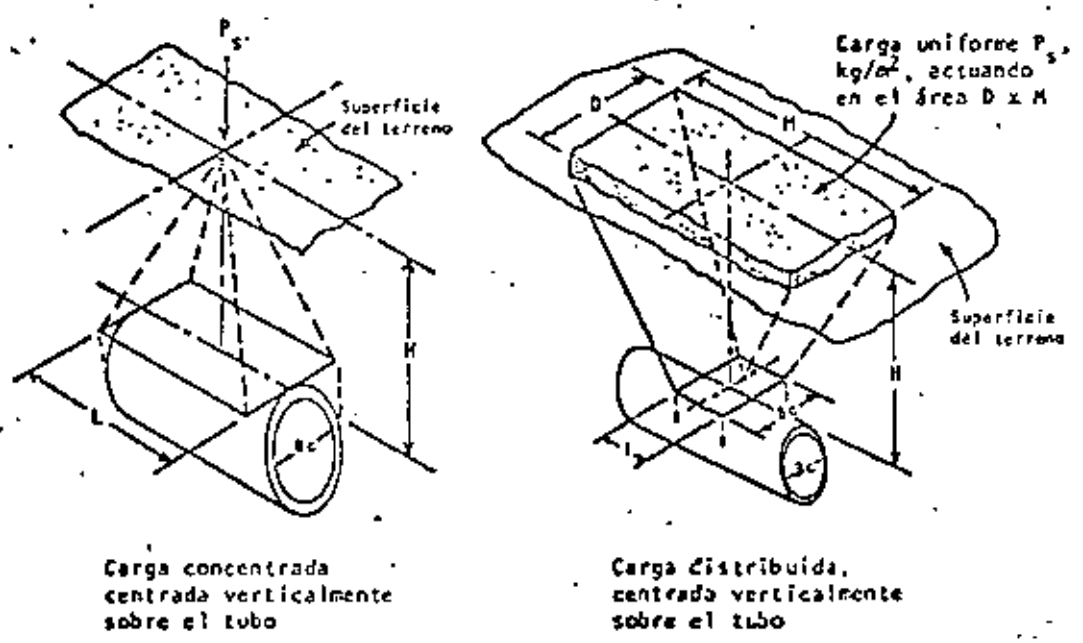


FIGURA 5 CARGAS SOBREPUESTAS



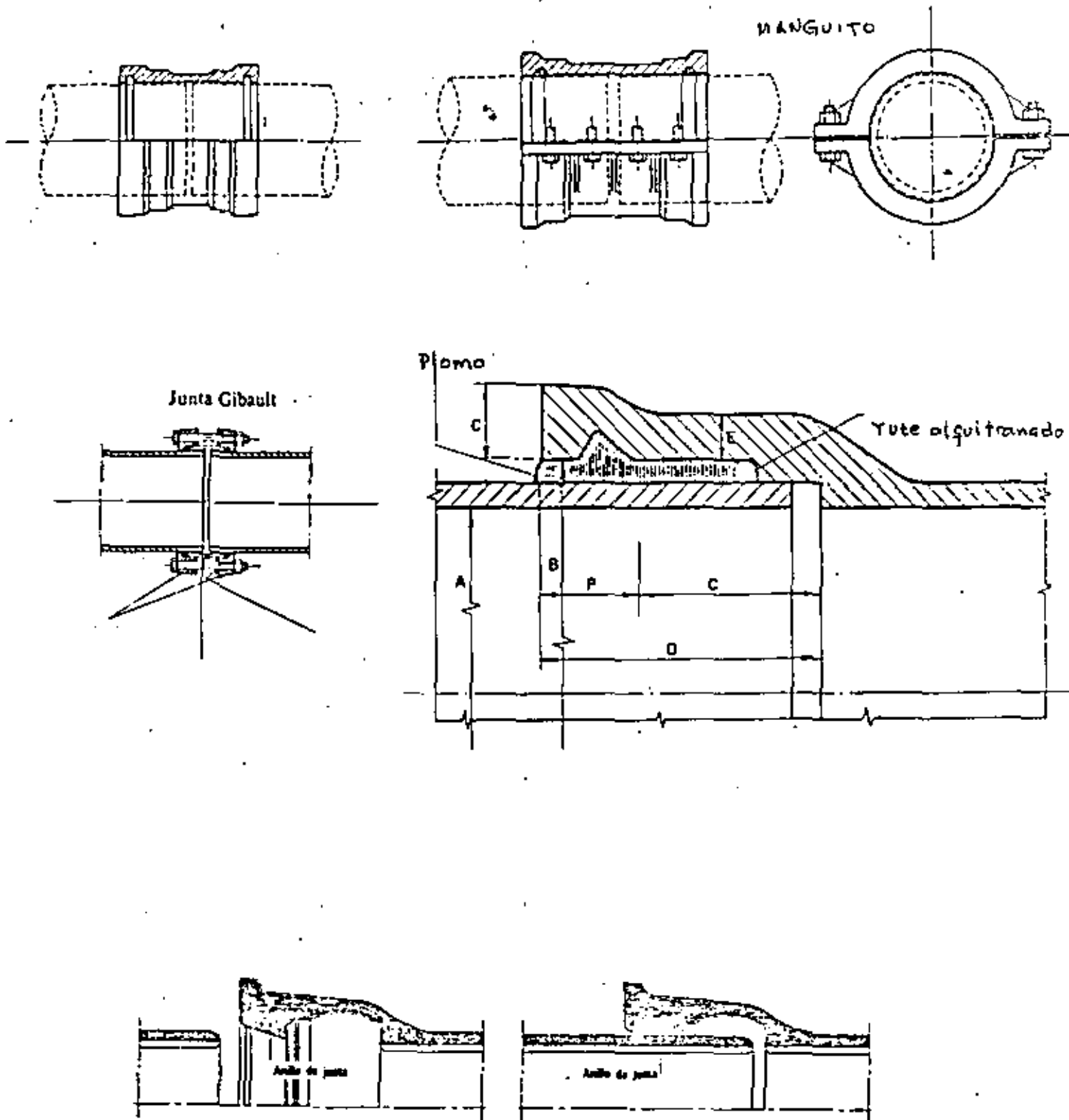


Fig 6 Juntas para tuberías de fundición gris

- juntas rígidas

47

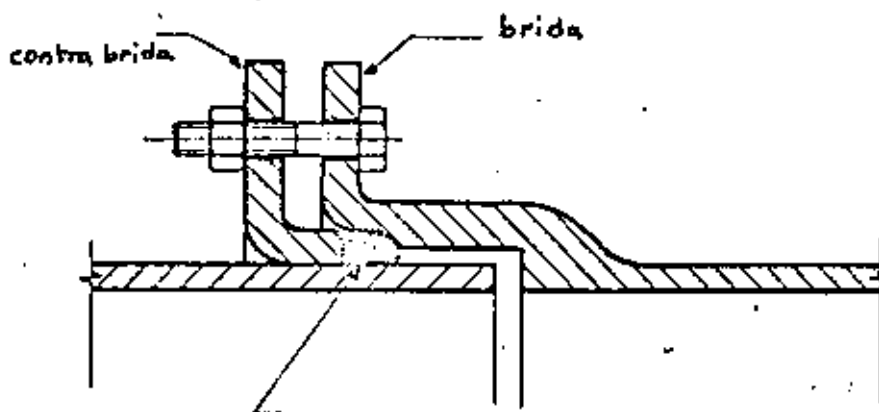
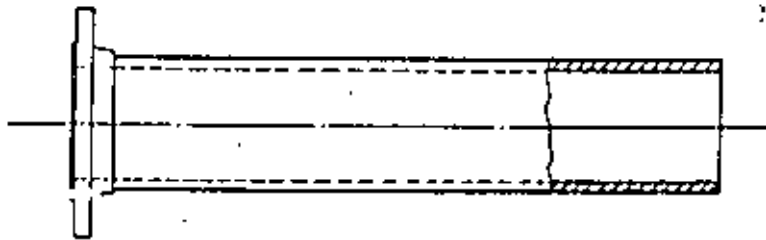
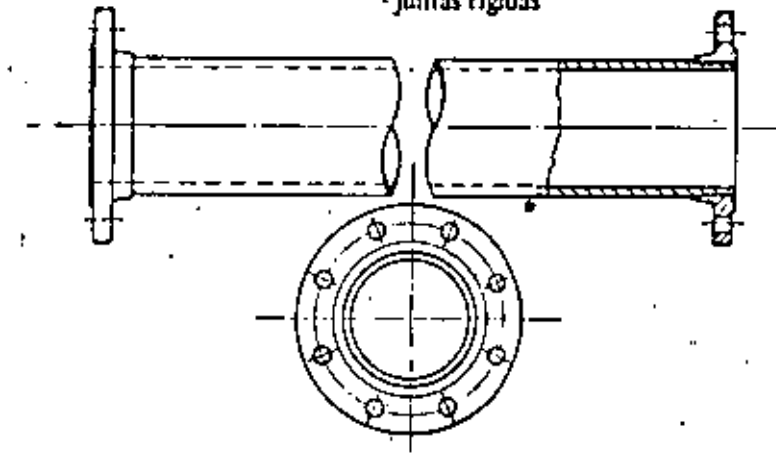
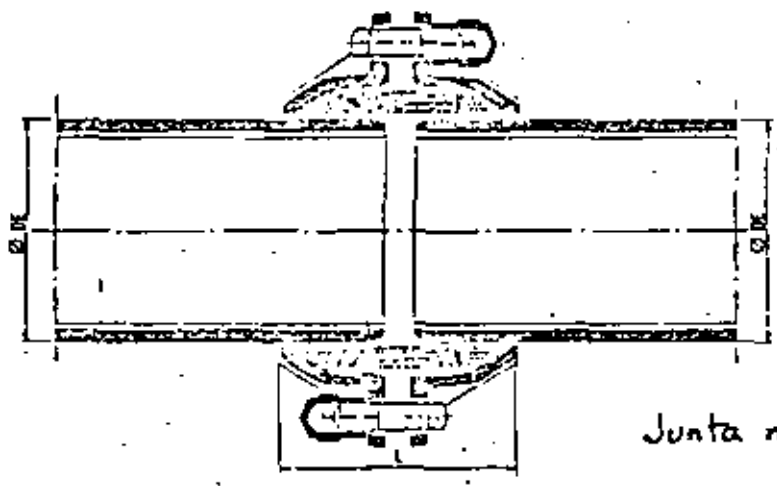
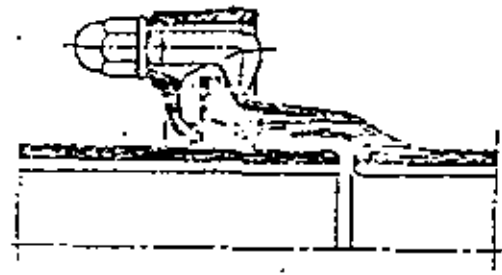


Fig 7 Juntas para tuberías de fundición gris



Junta mecánica



Junta automática

DN 1000 a 1200



Fig 8 Juntas para tuberías de fundición dúctil

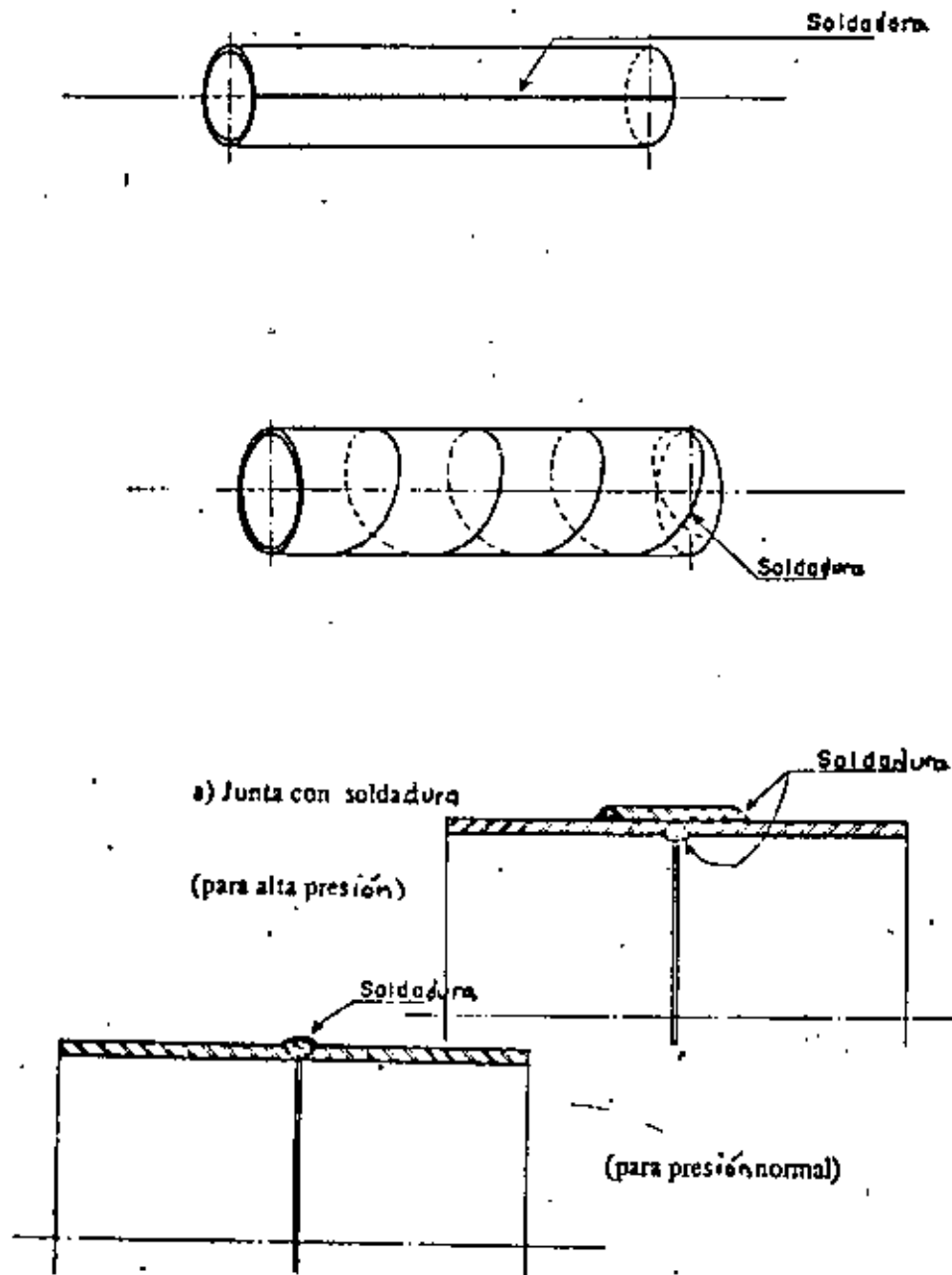


Fig 9. Tubería de acero. Fabricación y juntas para extremos lisos.

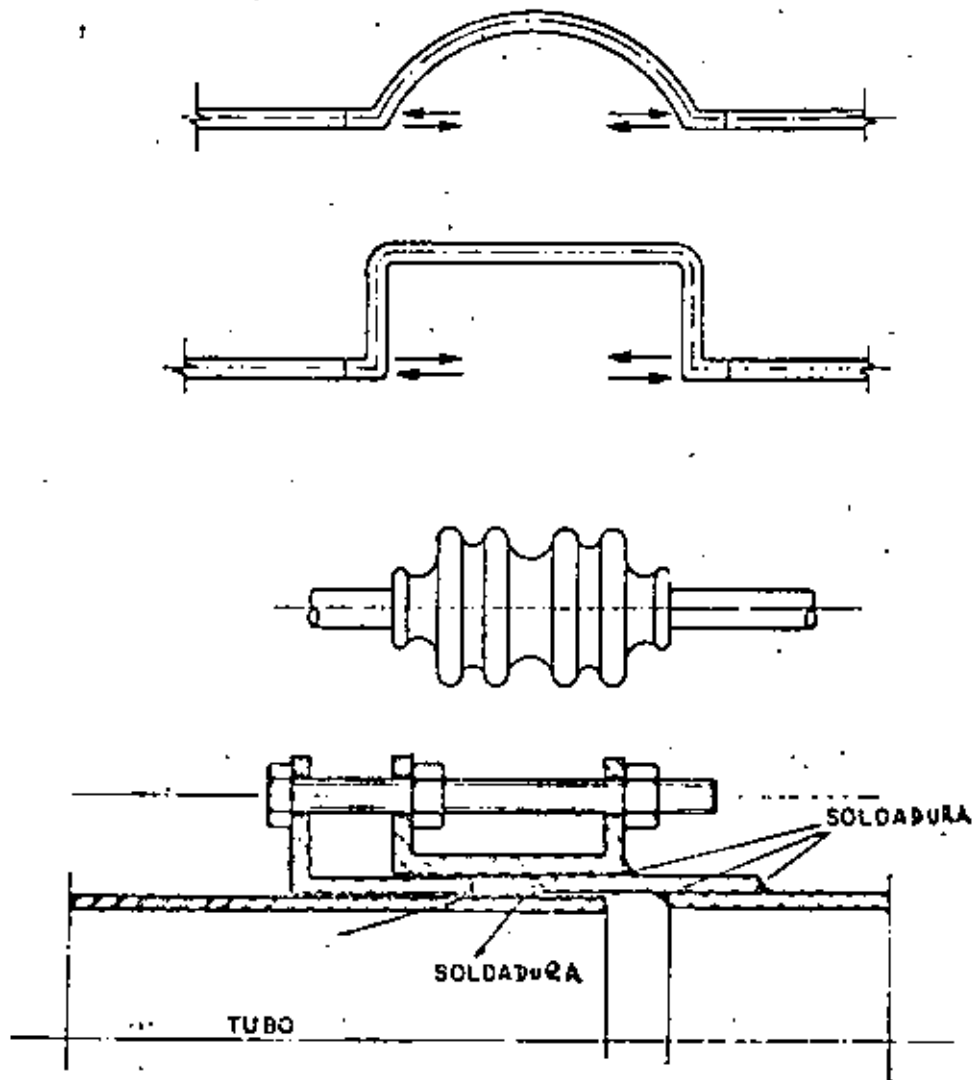


Fig 10. Juntas de expansión.

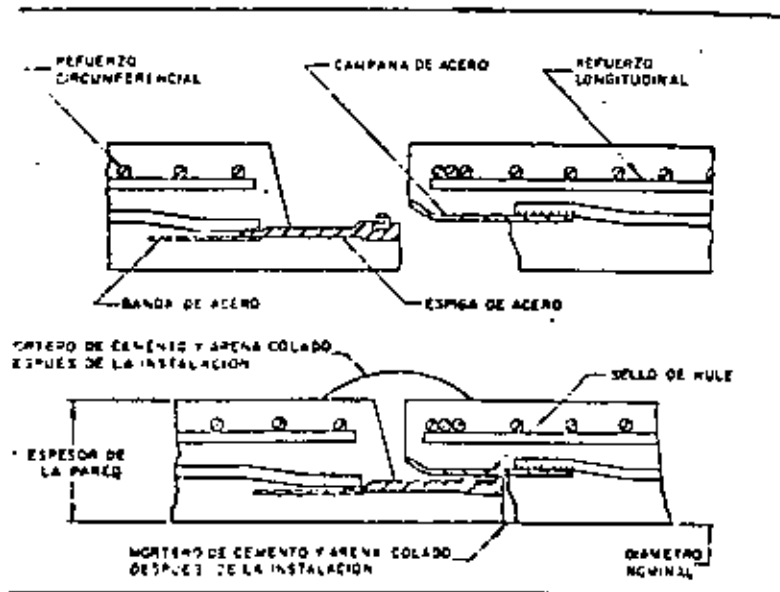
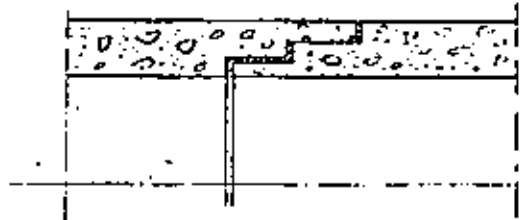
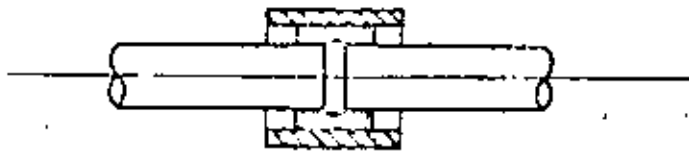
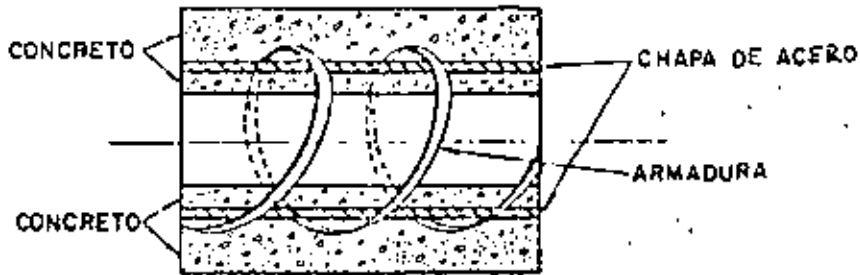
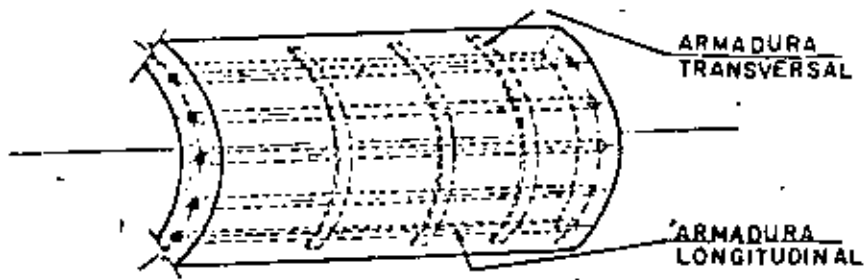


Fig 11. Tubería de concreto, Refuerzos y juntas.

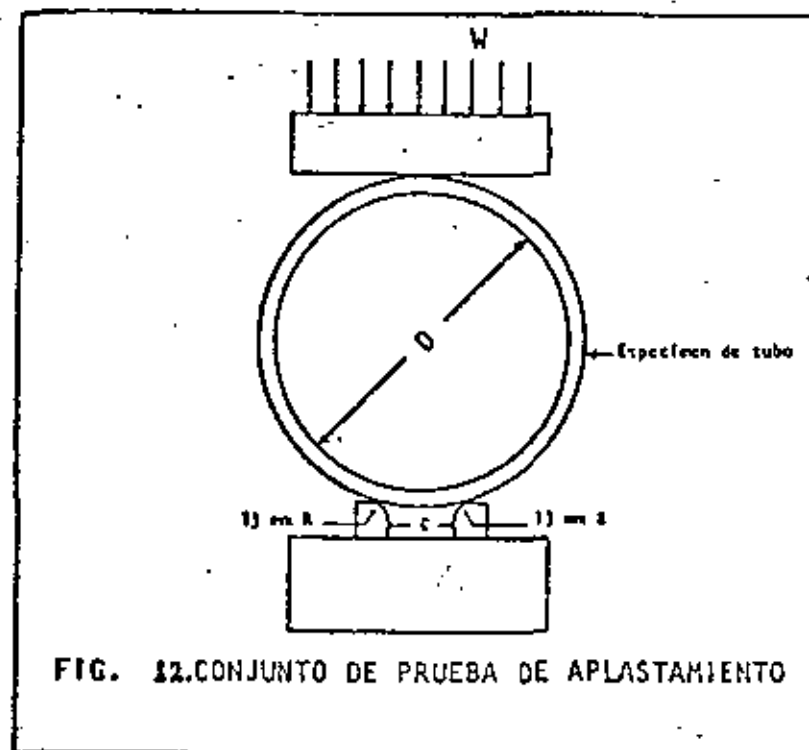


FIG. 12. CONJUNTO DE PRUEBA DE APLASTAMIENTO

W - Carga externa

R - Radio de los apoyos, aproximadamente 13 mm

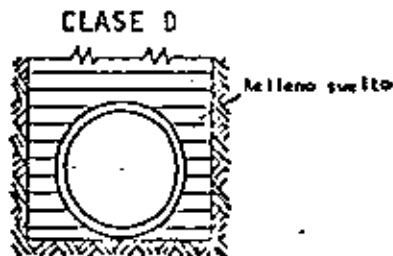
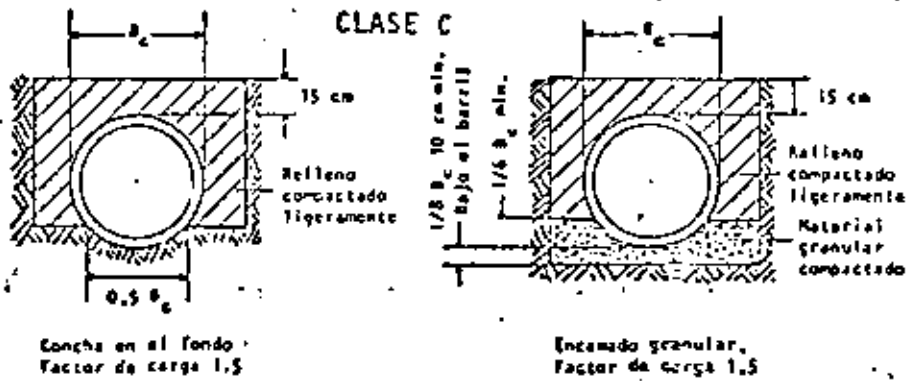
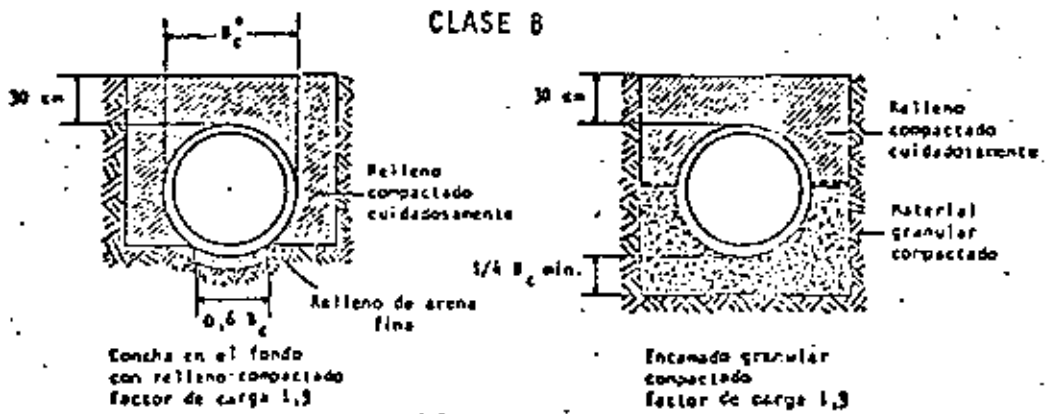
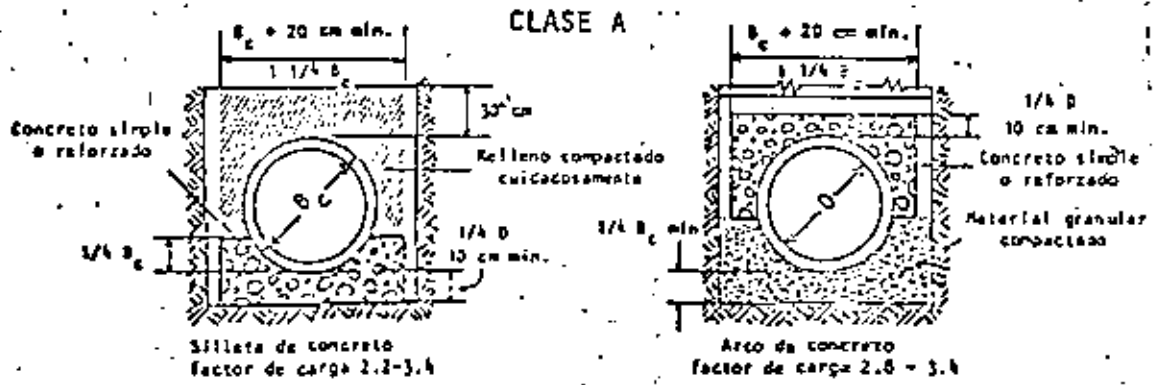
D - Diámetro nominal

C - espacio libre entre los soportes de madera

Para D de 450 a 600 mm , C = 25 mm

D \geq 750 mm , C = 50 mm

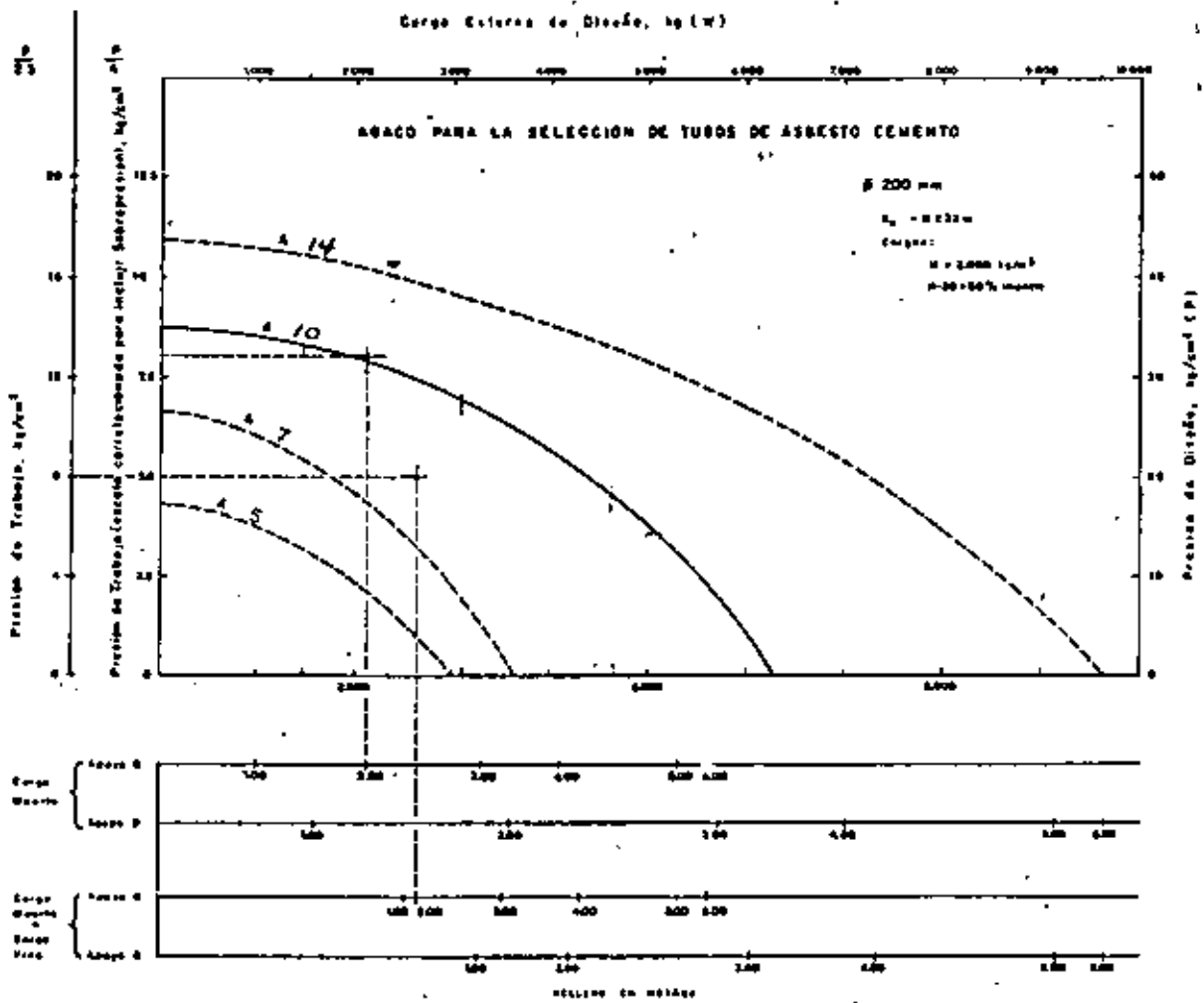
FIGURA 13. CORRELACION DE CONDICIONES DE ENCAMADO Y FACTORES DE CARGA



fondo plano, factor de carga 1.1

FIGURA 14

54



ABACO PARA LA SELECCION DE TUBOS DE ASBESTO CEMENTO

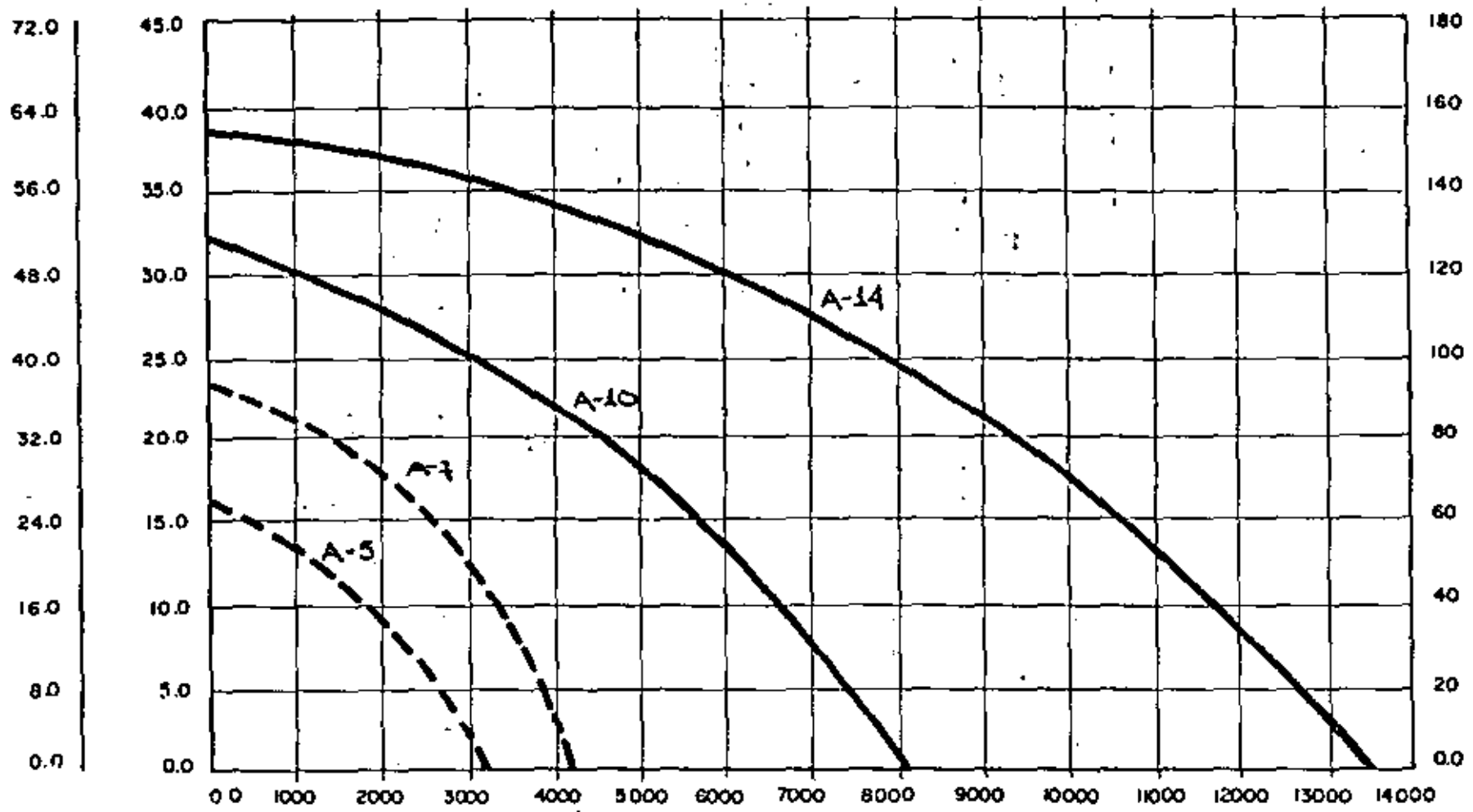
Ø 355.6 mm : 14 pulg.

$\frac{P}{25}$

$\frac{P}{4}$

Resistencia Externa de Diseño W [Kg.]

55

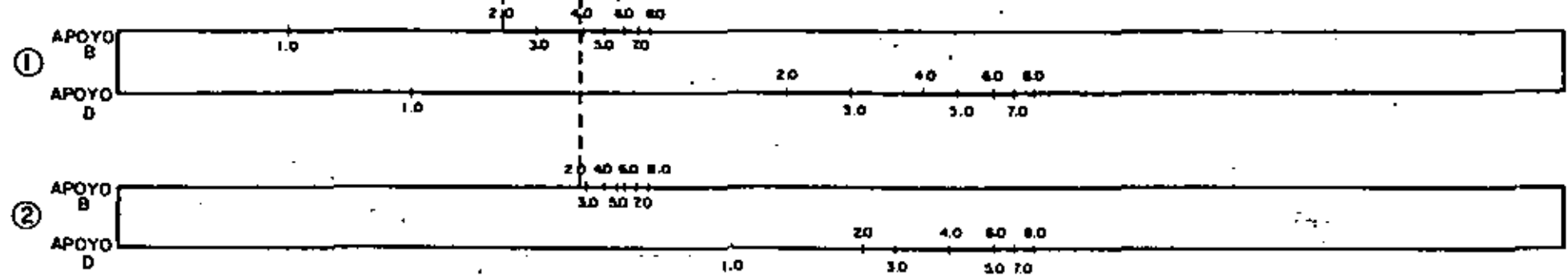
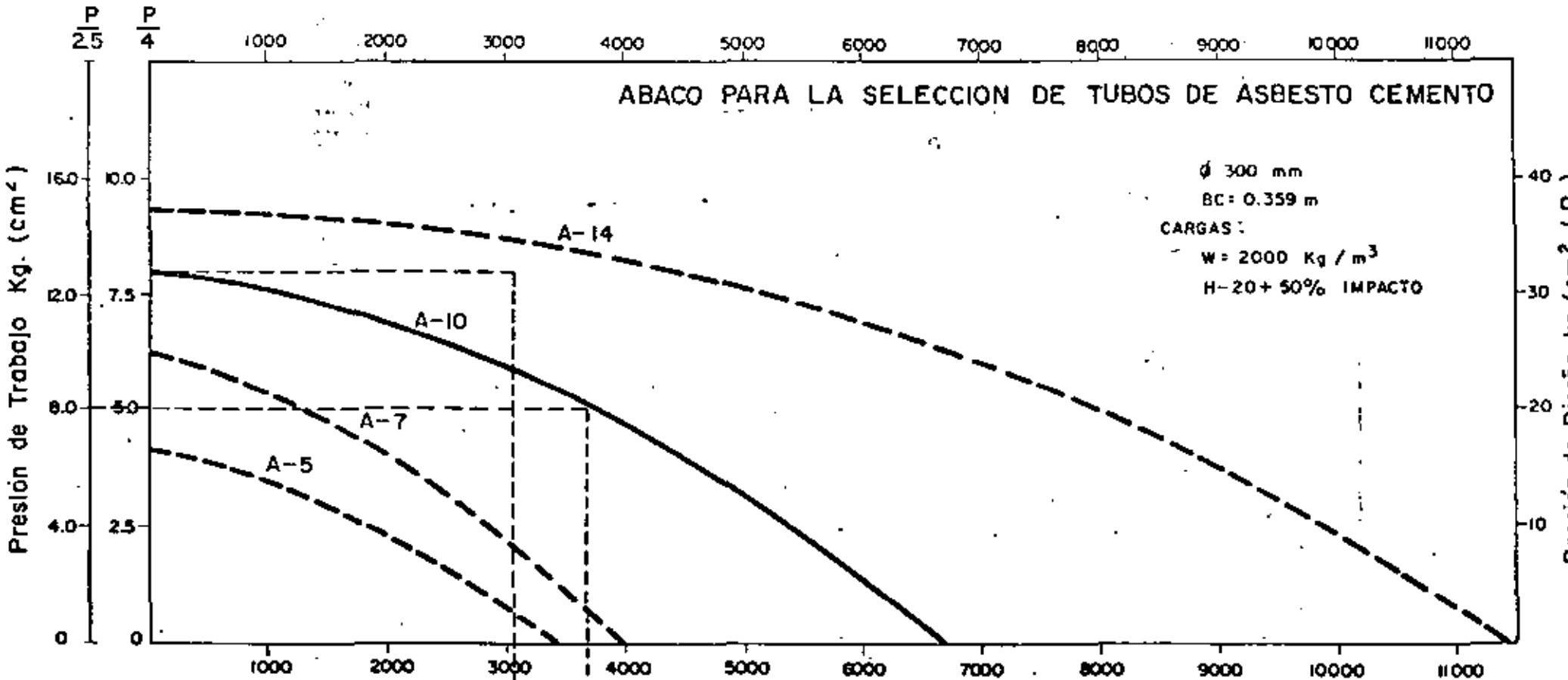


CARGA MUERTA
CARGA MUERTA + CARGA VIVA

APOYO B	1	2	3	4	5	7	6	8
APOYO D	1	2	3	4	5	6	8	7
APOYO B		2	3	4	5	7	6	8
APOYO D		2	3				4	5 6 7 8

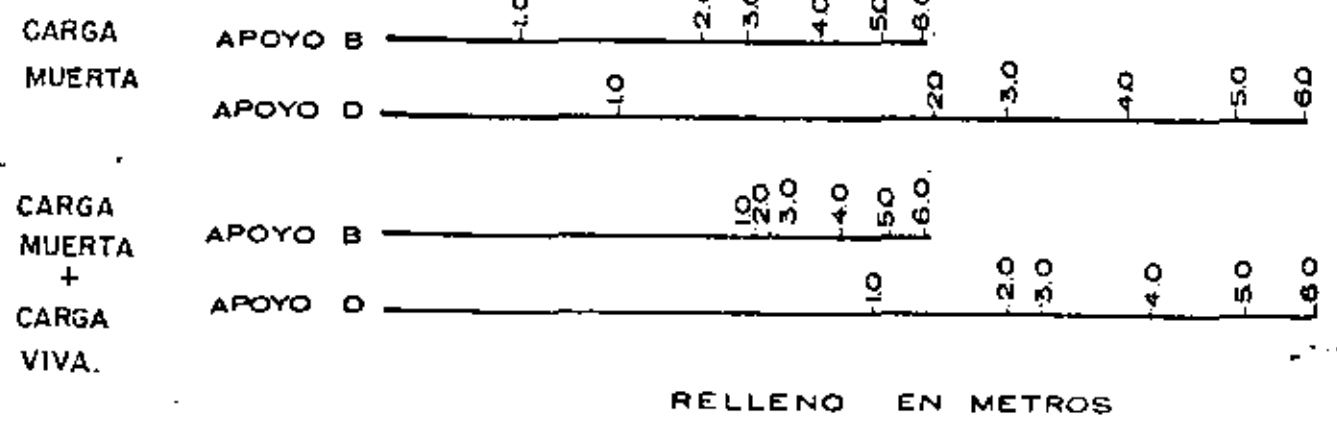
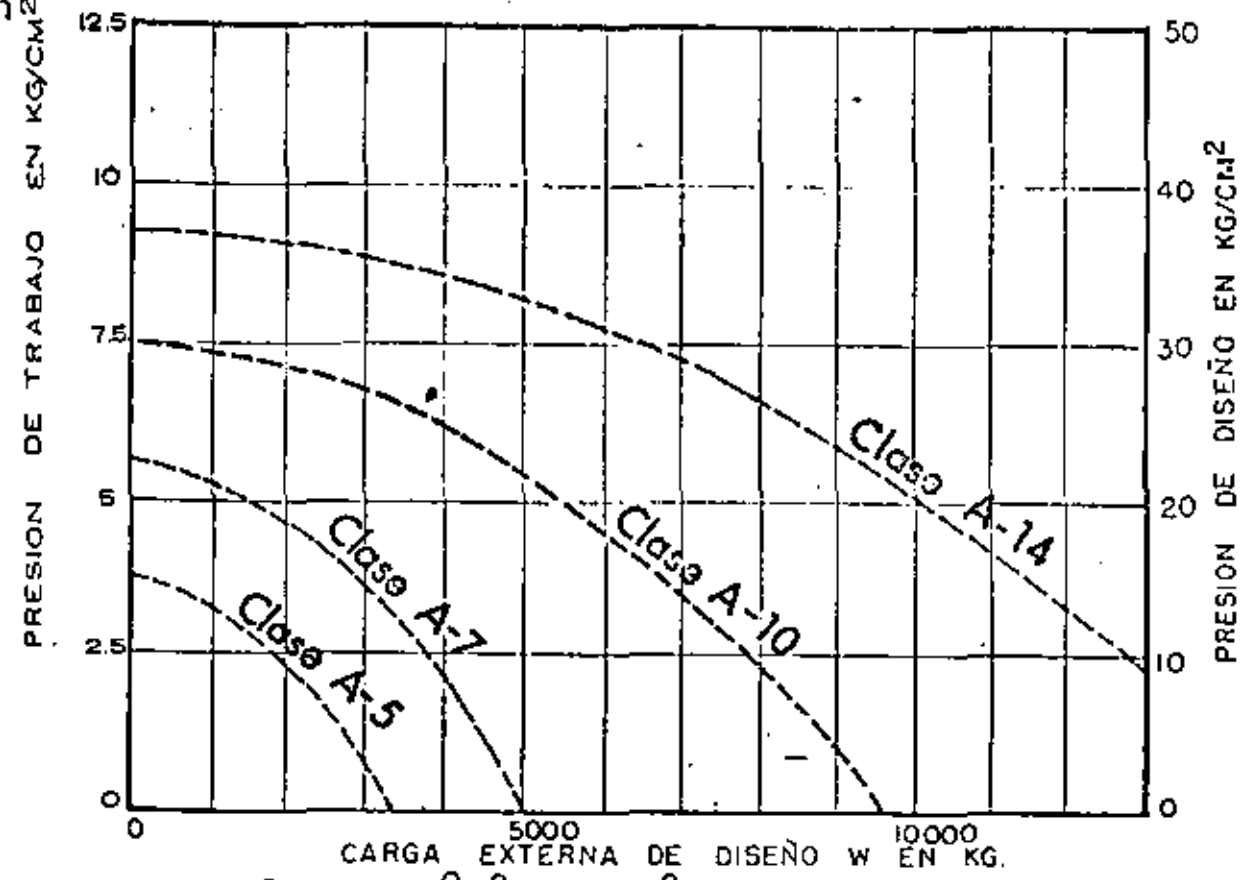
Profundidad de Relleno [m.]

CARGA EXTERNA DE DISEÑO Kg (W)



- ① Carga Muerta
- ② Carga Muerta + Carga Viva

Abaco para la seleccion de tubos de asbesto - cemento. ϕ 400 mm.





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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESTACIONES DE BOMBEO

PRIMERA PARTE

M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA

JULIO, 1980



1. ASPECTOS BASICOS

1.1 Definición

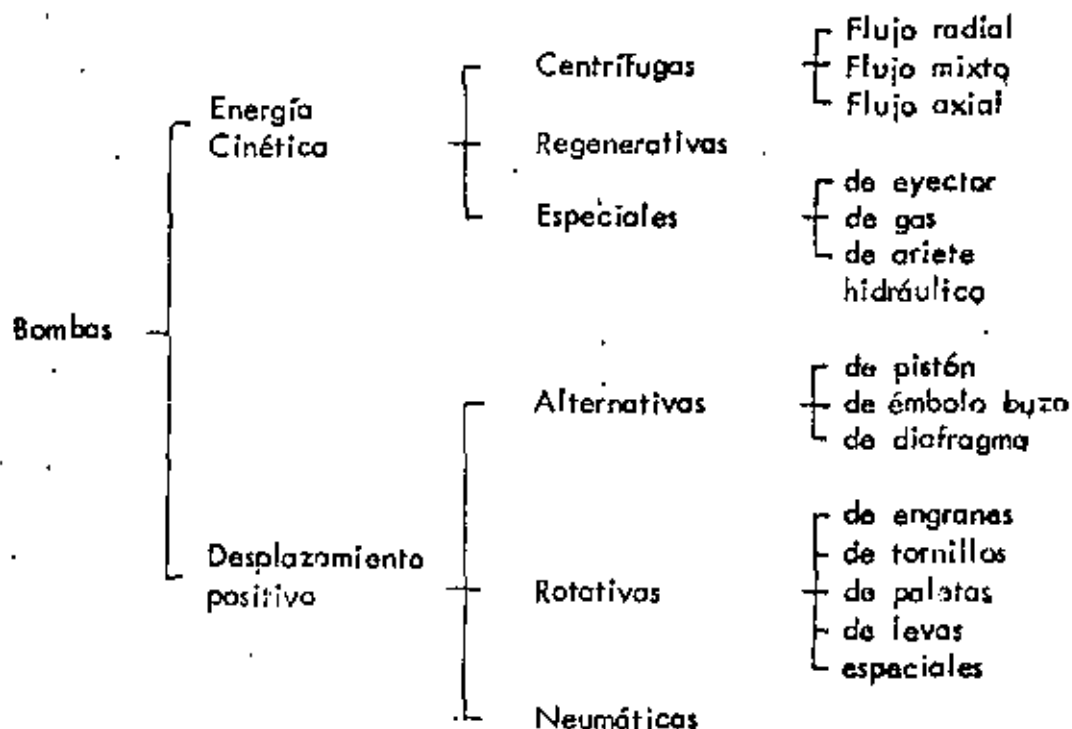
Una máquina hidráulica sirve esencialmente para intercambiar - energía entre un sistema mecánico y un sistema hidráulico. Las bombas y turbinas quedan comprendidas entre las máquinas hidráulicas más importantes.

Una bomba transforma la energía mecánica proporcionada por un motor (eléctrico o de gasolina) a través de una flecha rotatoria y la introduce al sistema hidráulico, forzando al líquido, mediante un movimiento rotatorio, a entrar a las tuberías a gran presión.

Para lograr esto, la bomba está constituida esencialmente de dos partes: La primera se conoce como carcasa; es fija y constituye la parte envolvente de la bomba. La segunda se llama impulsor, es móvil y en última instancia es la que más influye en un mejor funcionamiento de la bomba. Aquí se exceptúa la bomba de acción positiva en la cual no existe propiamente un impulsor sino un émbolo (de desplazamiento positivo).

1.2 Clasificación de bombas

Existen diversas maneras de clasificar a las bombas, sin embargo, la más aceptada se indica a continuación:



En lo que sigue sólo trataremos de las bombas centrífugas y de las alternativas, que son las usadas por los ingenieros civiles para elevar agua. Las bombas centrífugas se utilizan para caudales que varían desde 5000 l/min hasta 10 000 l/min o más, para presiones variando desde 800 kg/cm² hasta 80 kg/cm². Las bombas de desplazamiento positivo cubren caudales más pequeños si bien contra presiones mayores.

Las bombas centrífugas se agrupan en varias clases de acuerdo con la dirección del flujo, el número de pasos, el tipo de carcasa, la posición de la flecha y el tipo de succión. Por cuanto a la dirección del flujo pueden ser: De flujo radial (fig. 1), de flujo mixto (fig. 2) y de flujo axial (fig. 3).

Las bombas de flujo radial desarrollan la presión (carga) principalmente por la fuerza centrífuga, tienen impulsores angostos de velocidad específica baja (4200 para las de succión simple y 6000 para las de doble succión como máximo, unidades en sistema inglés). Estas bombas proporcionan caudales pequeños y cargas altas.

En una bomba de flujo mixto, la carga se crea por la acción de la fuerza centrífuga combinada con el impulso de los álabes sobre el líquido. El impulsor cambia el flujo de axial a radial y tiene una velocidad específica de 4200 a 9000. Son bombas para cargas y caudales intermedios.

Las bombas de flujo axial, llamadas también de propela, se caracterizan porque su velocidad específica es mayor de 9000 y además la carga que desarrollan se debe al impulso de las aspas sobre el líquido. Proporcionan cargas pequeñas y caudales grandes.

Tomando en cuenta el número de pasos, las bombas centrífugas se clasifican en: Bombas de un solo paso (fig. 4) y bombas de varios pasos (fig. 5).

Por el tipo de carcasa pueden ser: de tipo voluta (fig. 6), de tipo circular (fig. 7) y de tipo difusor (fig. 8). Considerando la posición de la flecha, la bomba será: horizontal (fig. 9), vertical de cárcamo húmedo (fig. 10), vertical de cárcamo seco (fig. 11), vertical autocontenida (fig. 12), vertical de pozo profundo (fig. 13). Finalmente, según el tipo de succión en el impulsor, la bomba será: de succión simple (fig. 14) y de doble succión (fig. 15).

1.3 Principios de funcionamiento

Como en cualquier otra bomba, las de tipo centrífugo convierten

I. CLASSES OF PUMPS

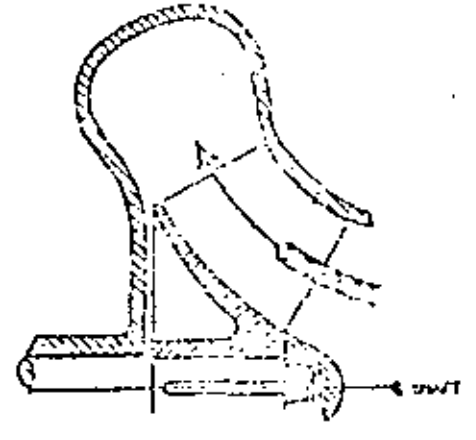


FIG. 2 IMPULSOR DE FLUJO MIXTO.

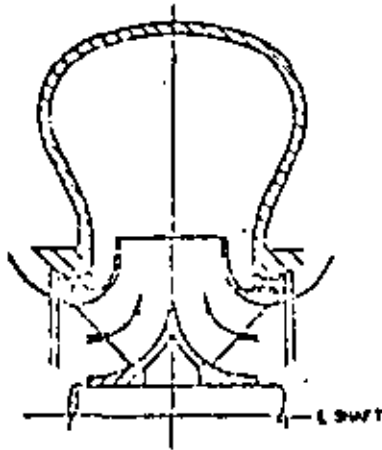


FIG. 1 IMPULSOR DE FLUJO RADIAL

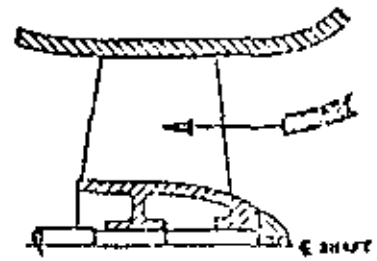


FIG. 3 IMPULSOR DE FLUJO AXIAL

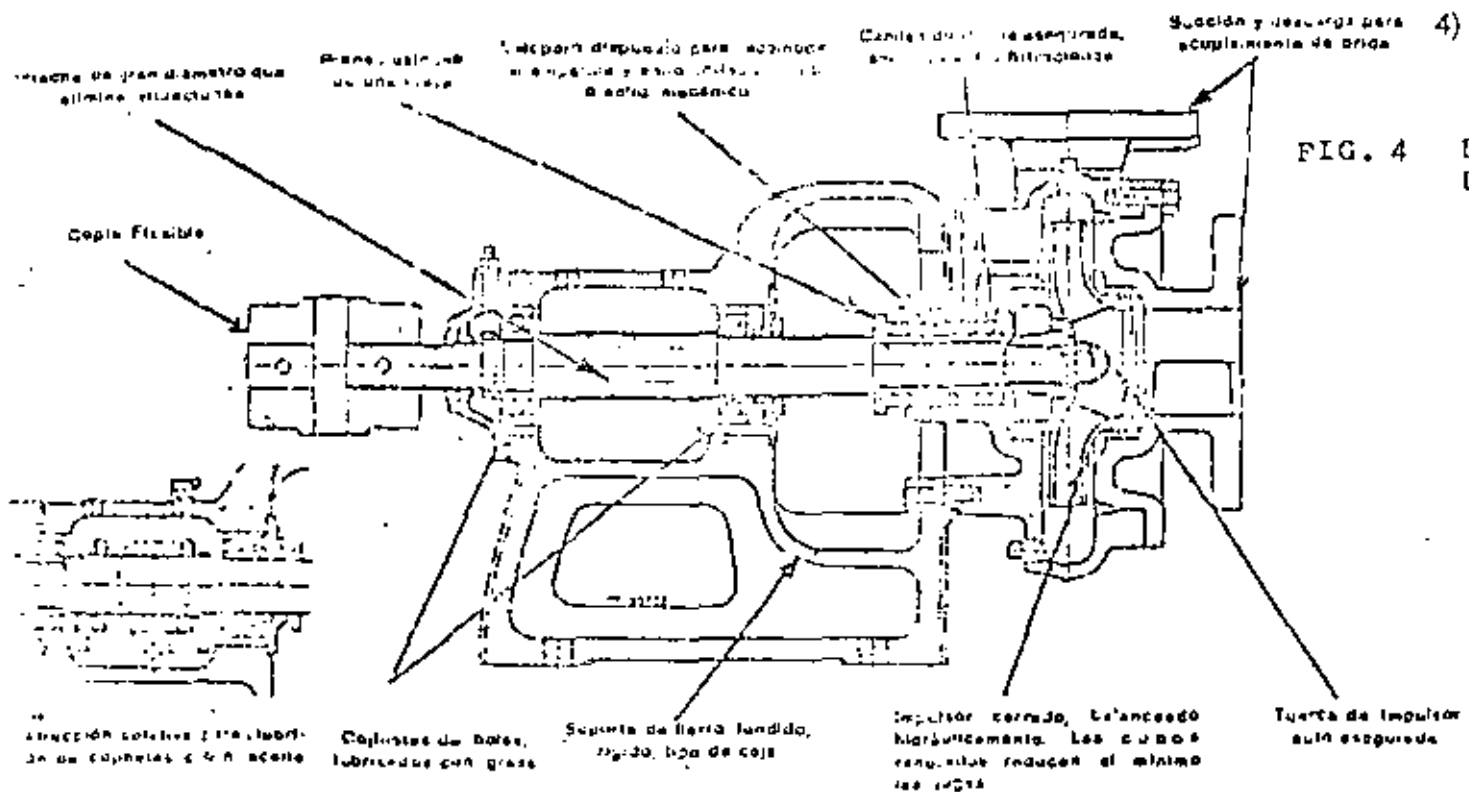
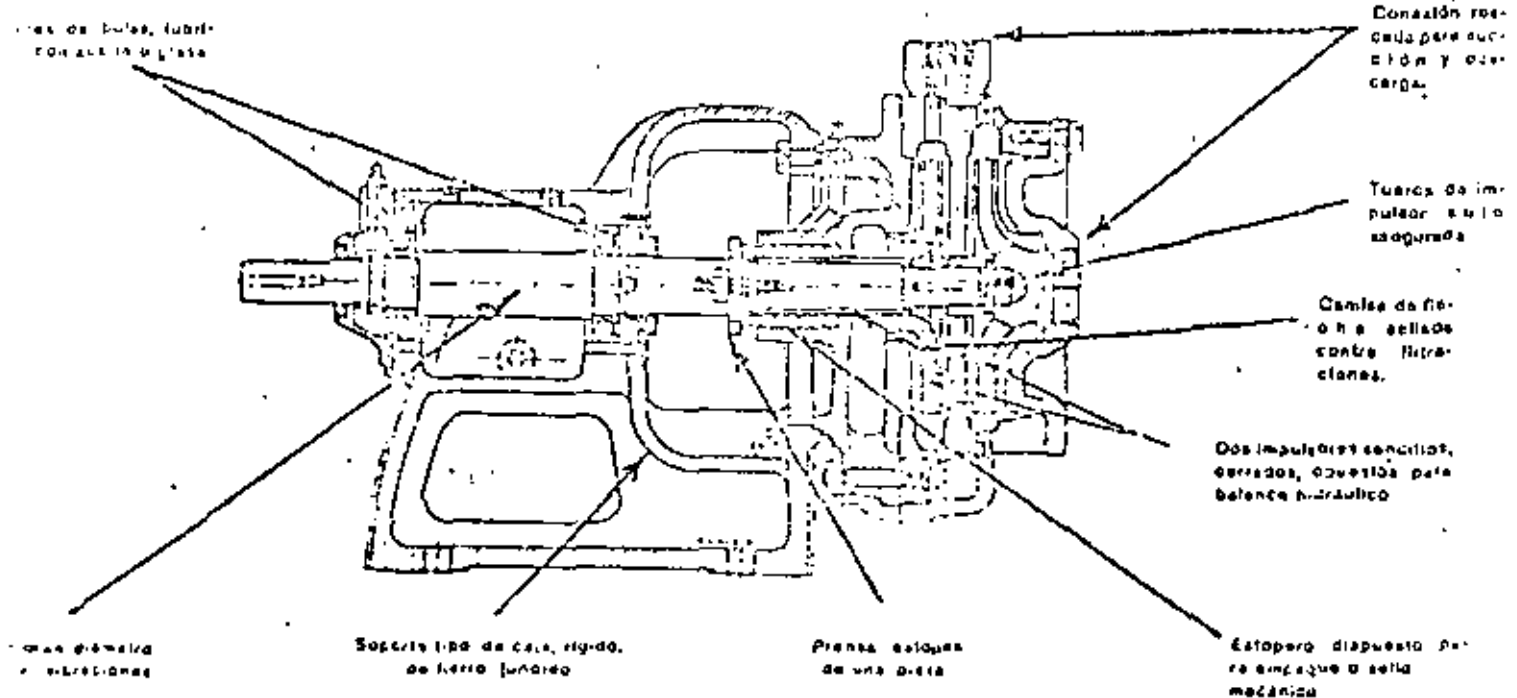


FIG. 4 BOMBA UN PASO

Sección Típica de Bomba Centrífuga CNE Tamaños 38.1 a 152.4 mm. (1 1/2" a 6")



Sección Típica de una Bomba Centrífuga Modelo CCN

FIG. 5 BOMBA DE VARIOS PASOS

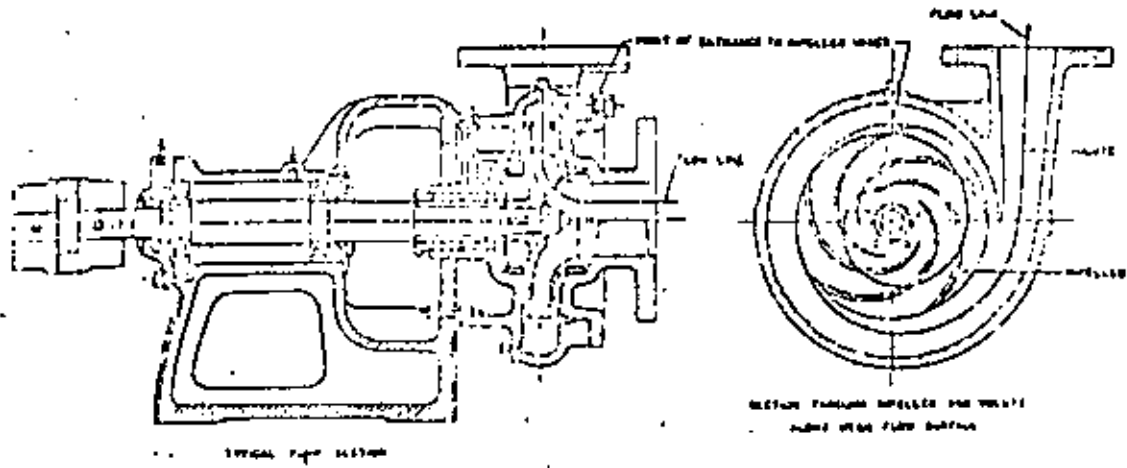


FIG. 5' BOMBA TIPO VOLUTA

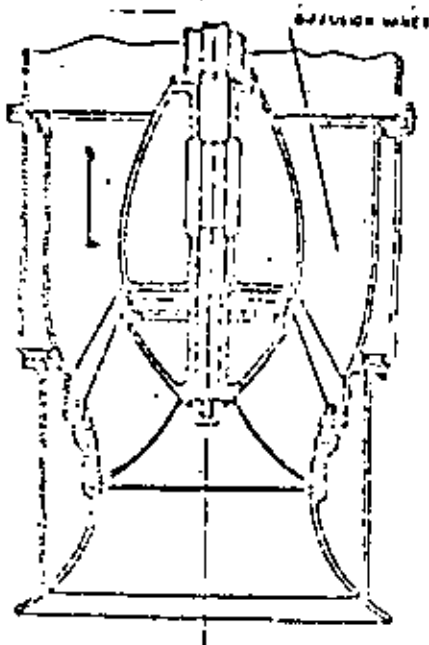


FIG. 8 BOMBA CARCASA TIPO DIFUSOR.

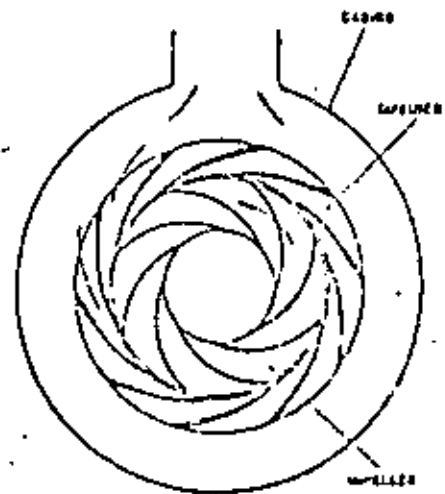


FIG. 7 BOMBA DE CARCASA CIRCULAR

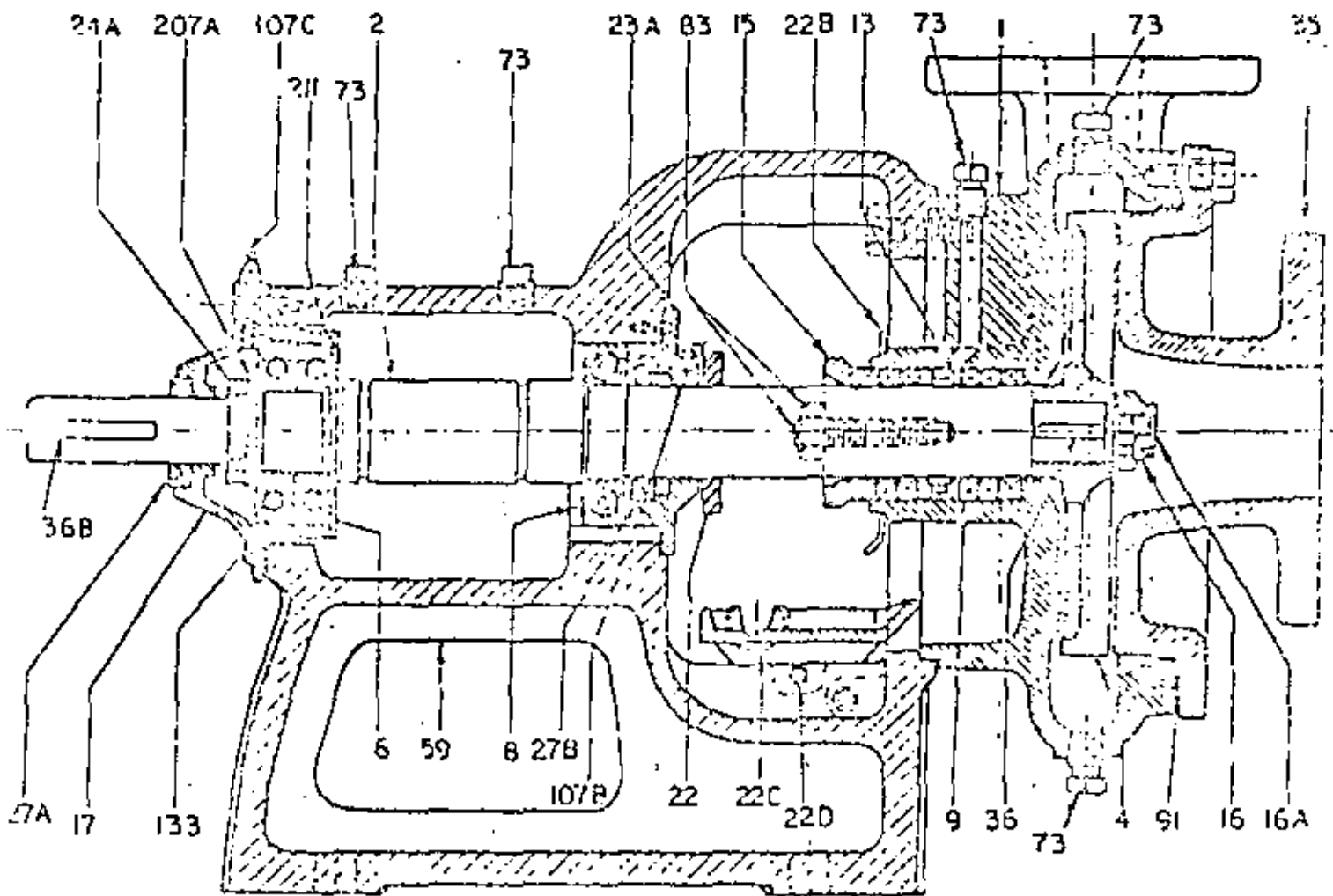
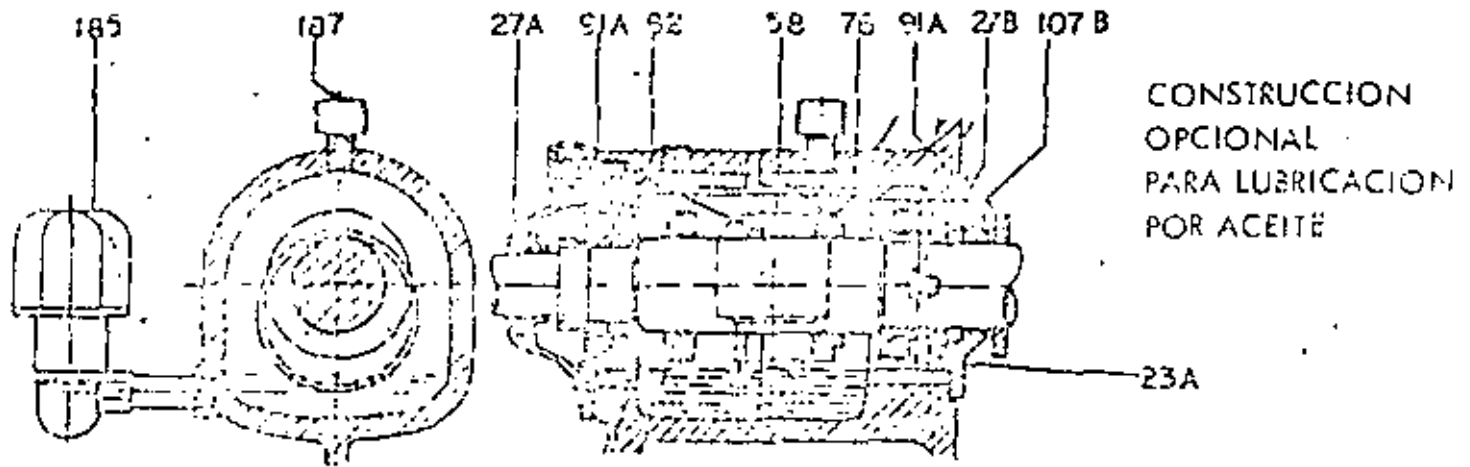


FIG. 9 BOMBA HORIZONTAL.

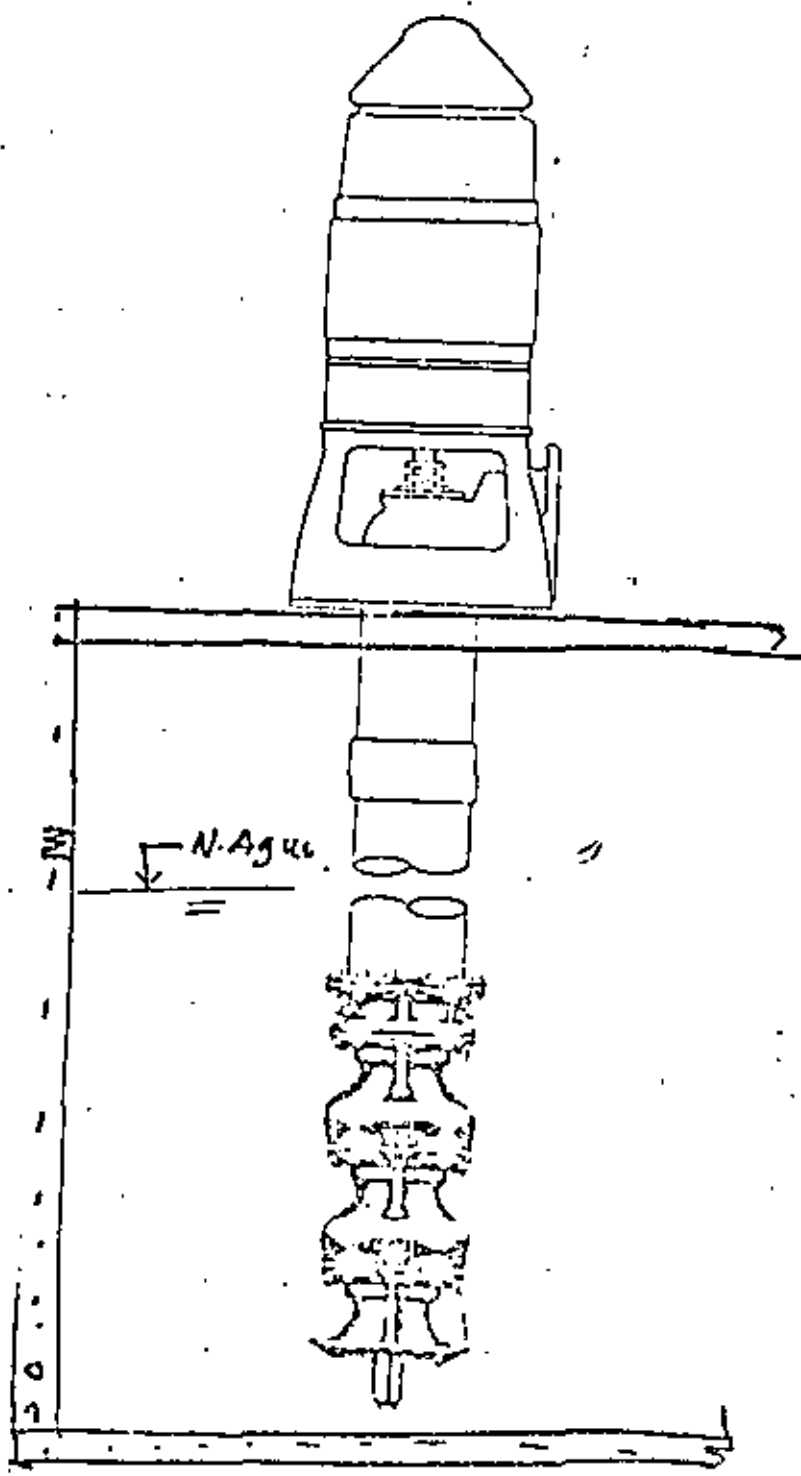


FIG. 10 BOMBA VERTICAL CARCAMO HUMEDO

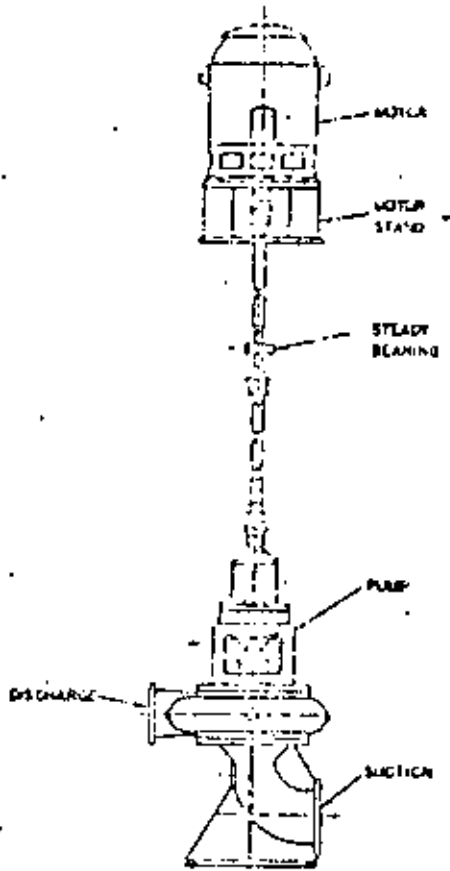


FIG. 11

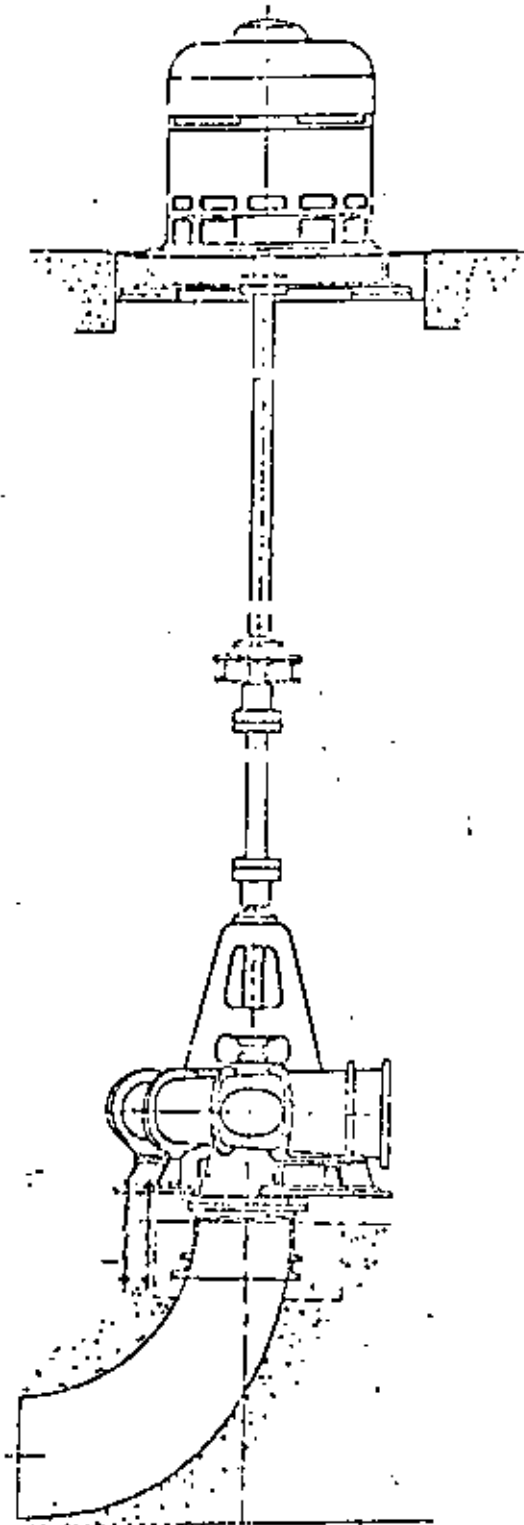


FIG. 11 BOMBA VERTICAL CARCANO SECO.

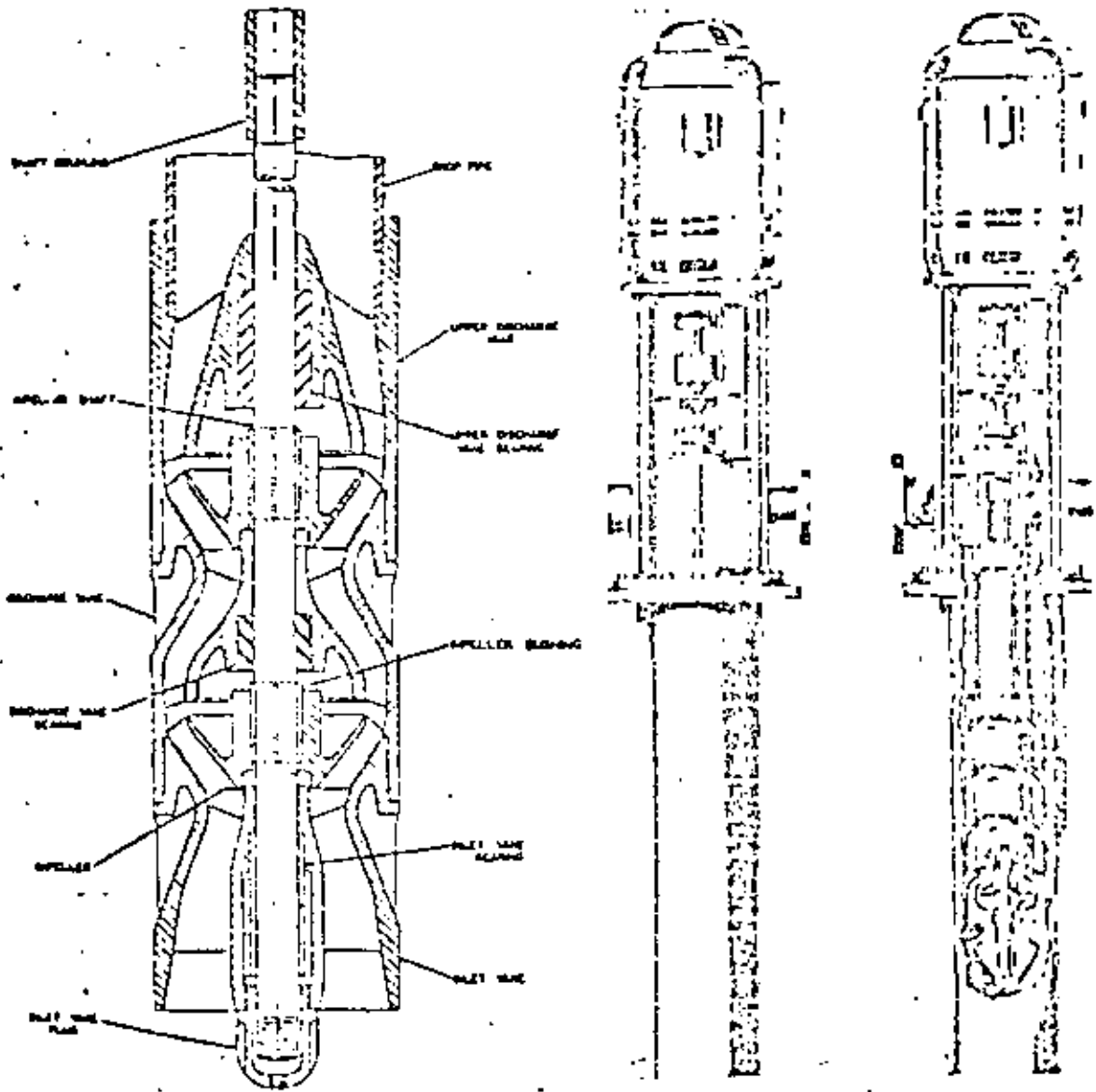
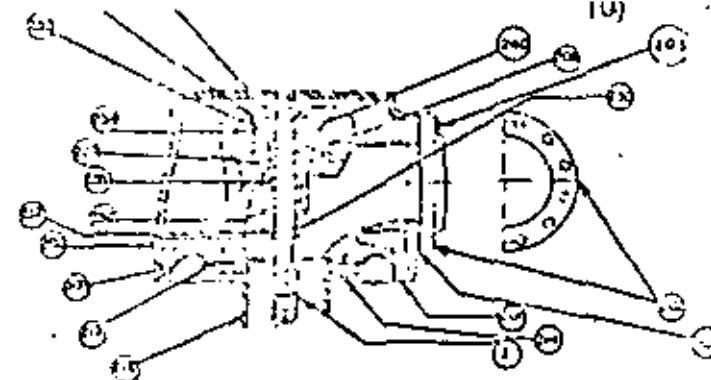
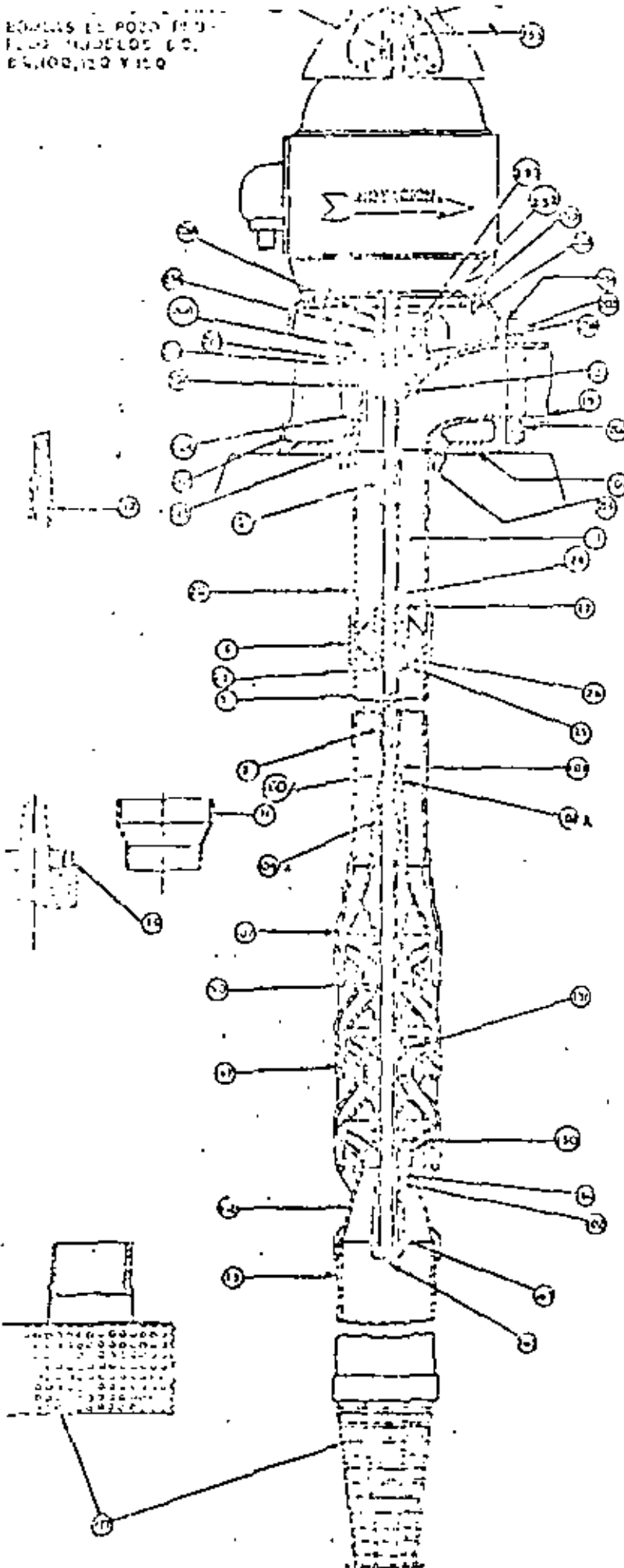


FIG. 12 BOMBA VERTICAL AUTOCONTENTOR.



CABEZALES DE DESCARGA
 1204, 1606, 2006 Y 2412.

CABEZAL

- 201 Cabezal de Descarga.
- 202 Brida de Descarga.
- 203 Tarillas brida de descarga.
- 204 Junta brida de descarga.
- 205 Tapón lubricación descarga.
- 206 Tapan lubricación para lubricación con agua.
- 207 Tapan lubricación del rotor lateral.
- 208 Tarillas (caja de empaquet).
- 209 Tuercas para del motor.
- 210 Tarillas base motor.
- 211 Tubo de columna superior.
- 212 Junta tubo de columna superior.
- 213 Tarillas (tubo de columna superior).
- 214 Junta de caja de empaquet.
- 215 Caja de empaquet. (con # 227).
- 216 Tuercas de tarillas de prensa estapas.
- 217 Esparrujos de prensa estapas.
- 218 Frenos estapas.
- 219 Junta de sella.
- 220 Juego de empaquet.
- 221 Bujes de caja de empaquet.
- 222 Anillo deslizador.
- 223 Gracera de topes.
- 224 Tornillos de ajuste.
- 225 Tuercas de ajuste.
- 226 Cune de flecha superior.
- 227 Flecha superior.
- 19 Tubo de descarga.

COLUMNA.

- 17 Copla de reducción a ampliación.
- 1 Flecha de línea.
- 24 Conito de flecha.
- 2 Copla de flecha.
- 26 Sapate de chumacera.
- 22 Chumacera de línea.
- 23 Estón de chumacera.
- 25 Ramacho de la chumacera.
- 5 Tubo de columna.
- 13 Tubo de succión.
- 117 Calavera.
- 6 Copla del tubo de la columna.
- 11 Compuna de ampliación.
- 10 Anillo de reducción.

CUERPO DE TAZONES.

- 102A Estón del coquecote.
- 102 Cune de asiento.
- 103 Bujes del cono de entrada.
- 107 Coquecote cono de entrada.
- 105 Tapan de nudo.
- 100 Anillo "O".
- 102 Cune de salida.
- 102A Chumacera de succión.
- 102B Coquecote cono de salida.
- 101 Impulsor.
- 100 Bujes de impulsor.
- 101 Flecha de impulsor.
- 102 Tapan.
- 100 Tarillas para tazón.

LISTA DE PARTES DE BOMBAS VERTICALES
 TIPO T. SERIE LINEA "O".
 ELABORACIÓN POR AUSA.

FIG. 13 BOMBA VERTICAL POZO PROVINCIO

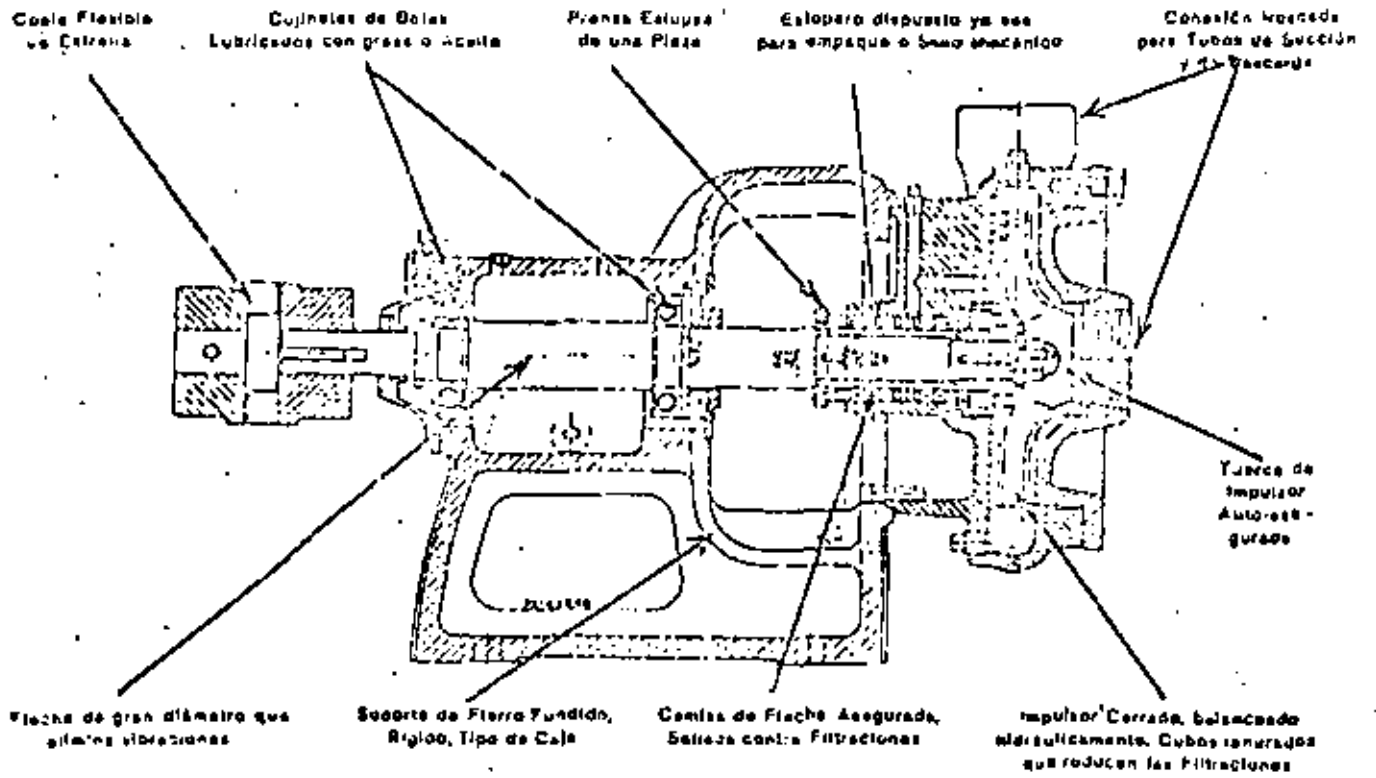


FIG. 14 BOMBA DE SUCCION SIMPLE

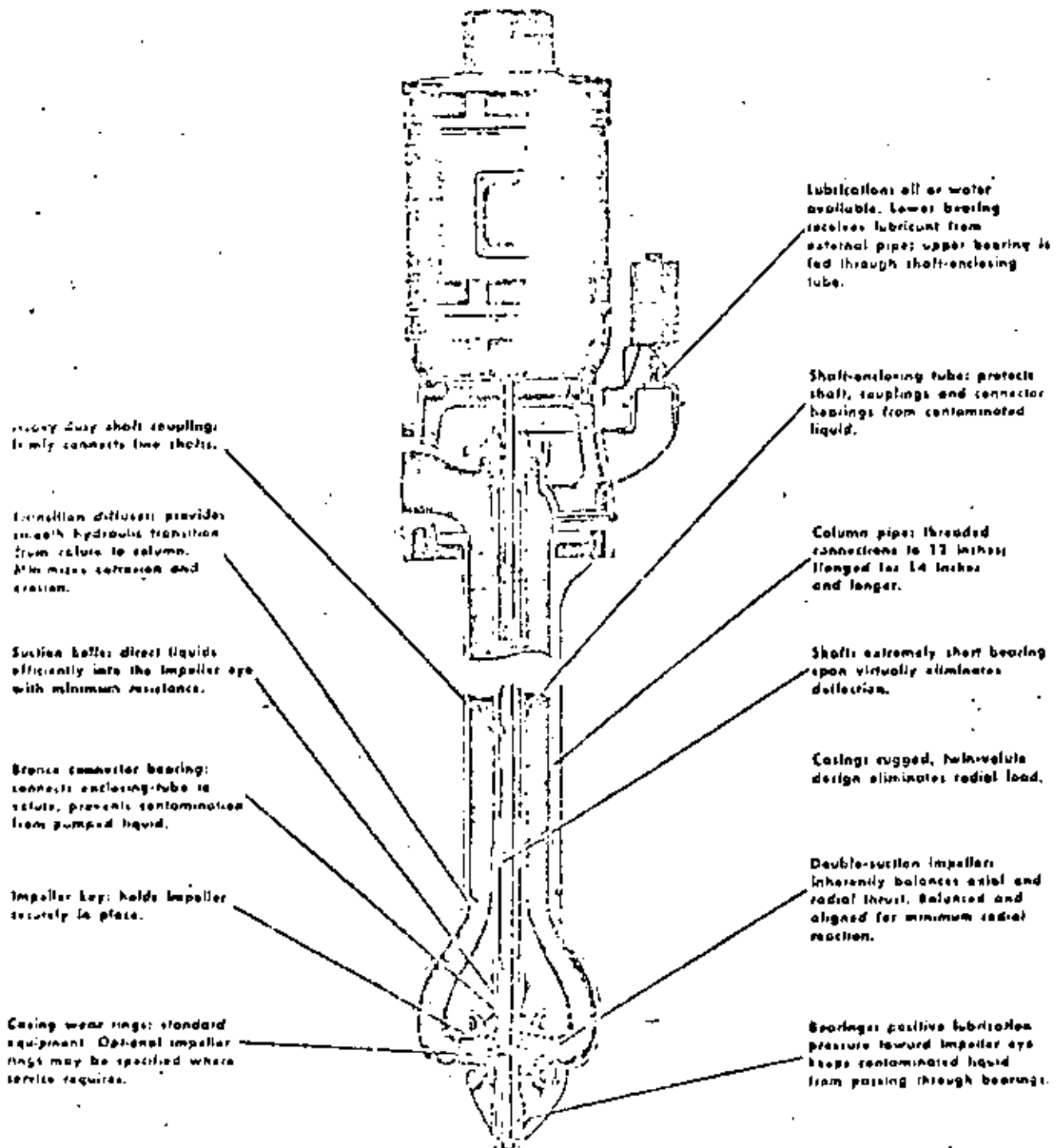


FIG. 15 BOMBA DE DOBLE SUCCION

la energía proporcionada por una máquina motriz, como un motor eléctrico, turbina de vapor o motor de gasolina, en energía interna del líquido que se bombea. Esta energía interna del líquido se manifiesta como energía de velocidad o de presión, o como ambas a la vez.

La manera en que este cambio de energía se produce en una bomba centrífuga es única. El elemento rotativo de una bomba centrífuga, movido por la máquina motriz, se denomina impulsor y, conforme éste gira, el movimiento de rotación del impulsor origina un movimiento de rotación del líquido.

En realidad, el movimiento comunicado al líquido por el impulsor tiene dos componentes. Una tiene dirección radial, hacia afuera desde el centro del impulsor. Este movimiento lo causa la fuerza centrífuga debida a la rotación del líquido, que actúa en el sentido de alejarse del centro del impulsor en rotación.

Asimismo, al salir el líquido del impulsor, tiende a moverse en una dirección tangencial a la periferia del impulsor. Estas dos tendencias se señalan en fig. 16. La dirección exacta que el líquido tomará es el resultado de las dos direcciones, habiéndose comprobado que, en efecto, el líquido se mueve en la dirección señalada.

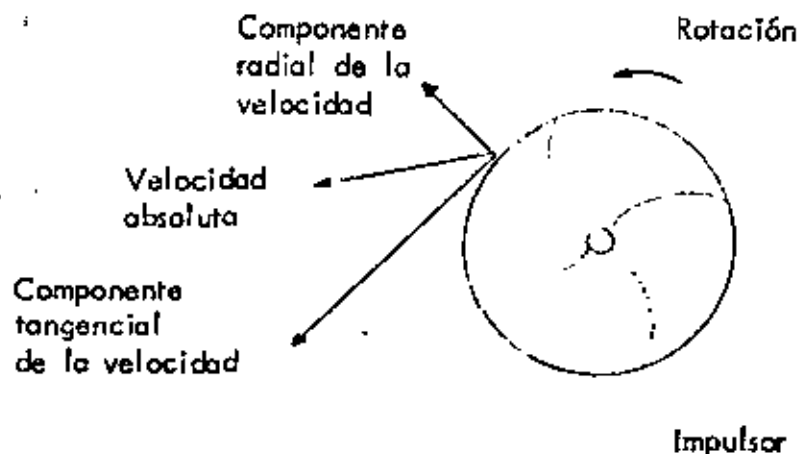


Figura 16

Hay que considerar que los movimientos mencionados implican velocidad del líquido. Y puede decirse que la cantidad de energía comunicada al líquido por el impulsor en rotación es equivalente a la carga de velocidad del líquido que se mueve.

De estos hechos se pueden hacer dos deducciones. En primer lugar se puede afirmar que cualquier factor que incremente la velocidad periférica del impulsor aumentará la energía conferida al líquido. -- Asimismo, se puede decir que un cambio en la velocidad del extremo del alabe modificará la energía comunicada al líquido, en una cantidad proporcional al cuadrado del cambio mencionado. Por ejemplo al duplicar la velocidad de rotación del impulsor, la velocidad periférica se hará el doble, lo que a su vez cuadruplicará la energía comunicada al líquido expresada como presión. De igual modo, duplicando el diámetro del impulsor, se duplica la velocidad periférica, lo que de nuevo cuadruplicaría la energía comunicada al líquido. Estos hechos se emplearán después para evaluar y predecir las condiciones de funcionamiento de una bomba determinada.

Hay que recordar que el líquido descargado desde todos los puntos de la periferia del impulsor se mueve en una dirección que generalmente es hacia el exterior del impulsor y también gira con éste. De alguna forma deberá ser recogido y dirigido al orificio de descarga de la bomba. Esta es la función de la carcasa o envolvente y está diseñada de manera que en un punto determinado, su pared está muy próxima al diámetro exterior del impulsor. Este punto se denomina "lengua" de la envolvente. La figura 17 muestra un diseño característico de envolvente. Entre la lengua y un punto ligeramente a la izquierda (en sentido contrario a las agujas de un reloj) una cierta cantidad del líquido ha sido descargada por el impulsor, y debe girar con éste para ser finalmente descargada a través de la salida de la bomba. Lo mismo ocurre con el líquido adicional que es descargado por el impulsor conforme progresamos alrededor de la envolvente, que también debe girar con el impulsor y ser descargado a través de la salida de la bomba. Al desplazarse alrededor del impulsor, se acumula más y más líquido que debe ser conducido alrededor del impulsor, entre la pared de la envolvente y el borde externo de aquel. Ya que la cantidad de líquido va aumentando y se quiere mantener la velocidad aproximadamente constante, a pesar de esto se debe incrementar paulatinamente el área disponible entre el borde del impulsor y la pared de la envolvente. A esto se debe que tengamos una sección gradualmente creciente desde la lengua de la envolvente, hasta el comienzo del cono de impulsión (fig. 17).

En el punto inmediatamente delante de la lengua se ha acumulado todo el líquido descargado por el impulsor para conducirlo a la tubería de descarga. Sin embargo, en la mayoría de los casos, este líquido posee una velocidad superior a la que es conveniente para manejarlo, ya que una alta velocidad produce pérdidas por rozamiento -- altas en la tubería de descarga. Por tanto, generalmente, se reduce la velocidad en el cono de descarga, que es la salida final de la bom

ba. Esta velocidad se disminuye incrementando la sección de la corriente, pues al aumentar esta decrece la velocidad (fig. 17).

En una bomba centrífuga el impulsor está provisto de álabes que sirven para conducir el líquido. Además, el impulsor tiene una anchura axial, según la capacidad que haya de manejar. Con el ancho del impulsor se incrementa el gasto que maneja.

Se puede entonces decir que una bomba centrífuga está equipada de un miembro rotativo o impulsor que comunica una velocidad al líquido. Esta velocidad representa, en realidad, la energía que se añade al mismo. La envolvente de la bomba sirve para recoger el líquido y conducirlo a la descarga de la bomba. También sirve para alojar el impulsor. Una parte de la conducción de descarga de la envolvente actúa también como difusor para transformar parte de la energía debida a la alta velocidad, en energía de relativamente baja velocidad, aumentando la energía de presión.

La sección aumenta
constantemente.

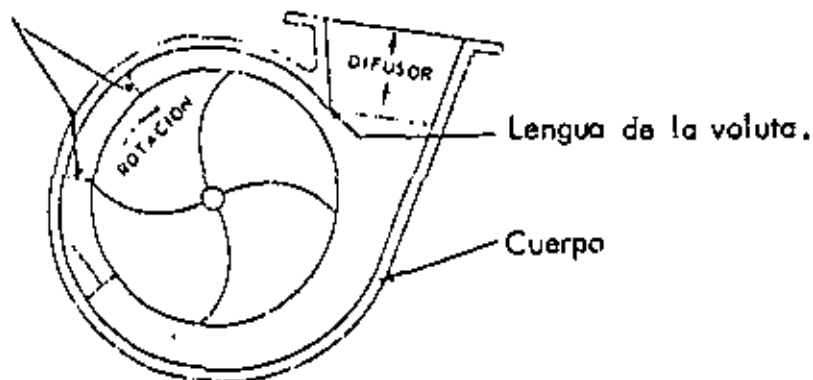


Figura 17

1.4 Ecuación básica de Euler

Los principios generales del flujo en una máquina hidráulica fueron analizados primeramente por Euler. Como consecuencia de la curvatura de los álabes, el agua pasa a través del espacio entre ellos y se desvía de su dirección original por efecto de la fuerza que el álabe ejerce sobre el líquido. La componente de esta fuerza en la dirección del único movimiento posible (o sea la componente tangencial, será la única que se considere para calcular la potencia de la bomba. Las componentes de la fuerza y de la velocidad en la dirección paralela a la

flecha (fig. 18), no se toman en cuenta ya que no afectan al movimiento.

La velocidad absoluta V estará compuesta por la velocidad v relativa al impulsor y la velocidad radial u del propio impulsor. A la entrada al impulsor la velocidad absoluta V_1 es la suma vectorial de v_1 y u_1 ; a la salida, V_2 es la suma vectorial de v_2 y u_2 . La dirección de v es siempre alejándose de la flecha y tangencial a la superficie de los álabes a la entrada y a la salida del impulsor. La velocidad instantánea u de cualquier punto del impulsor es necesariamente tangencial a la trayectoria circular que describe mientras gira.

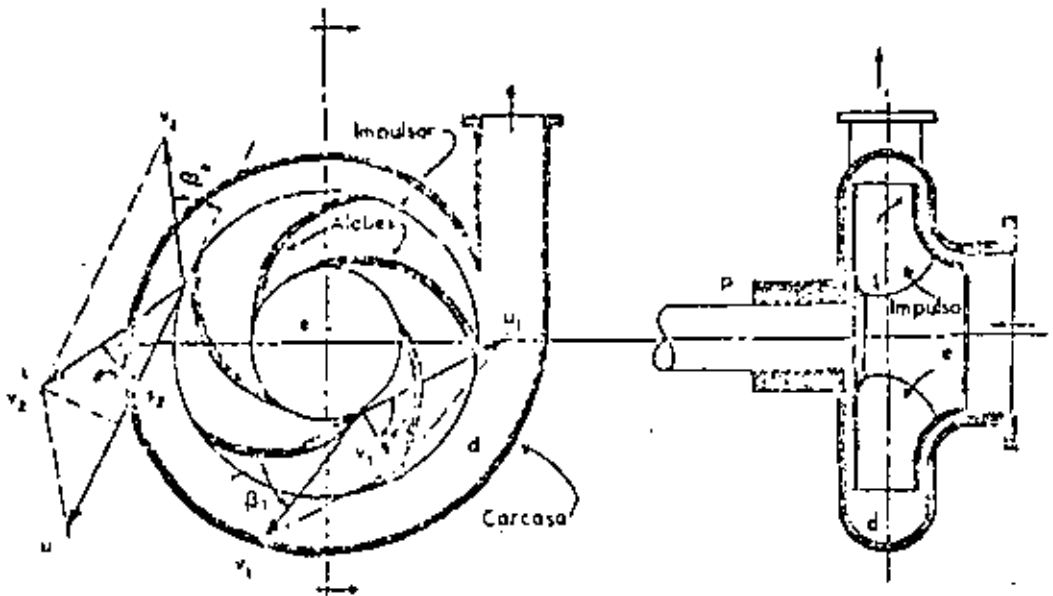


Fig. 18 Versión simplificada de un tipo comercial de bomba centrífuga.

En cada punto sobre un álabe, el flujo se produce con velocidad absoluta V y sobre cada elemento diferencial de gasto dQ , que se mueva sobre una línea de corriente, el álabe ejerce una fuerza o impulso de magnitud $V dQ/g$. La componente tangencial de esta fuerza vale $V \cos \alpha dQ/g$ y su momento con respecto al centro de rotación es $r V \cos \alpha dQ/g$.

De esta manera, el par motor que el impulsor ejerce sobre el líquido será entonces:

$$T = \int_1^2 \frac{\gamma}{g} r V \cos \alpha dQ$$

y al integrar se obtiene:

$$T = \frac{\gamma Q}{g} (r_2 V_2 \cos \alpha_2 - r_1 V_1 \cos \alpha_1) \quad (1)$$

La potencia con que el impulsor alimenta al líquido se mide por el par motor T aplicado a la flecha y su velocidad angular de rotación ω , y vale

$$P_t = T \omega \quad (2)$$

De esta manera, la potencia teórica que el impulsor imprime al líquido es:

$$P_t = \frac{\gamma Q}{g} \omega (r_2 V_2 \cos \alpha_2 - r_1 V_1 \cos \alpha_1) \quad (3)$$

Además, si la potencia real obtenida en la brida de descarga de la bomba vale

$$P_r = \gamma Q H \quad (4)$$

en que H es la carga dinámica (o energía en kg m/kg) en la sección de descarga de la bomba. Se define como eficiencia de la bomba la relación entre la potencia real y la teórica:

$$\eta = \frac{P_r}{P_t} = \frac{\gamma Q H}{T} \quad (5)$$

De esta manera, tomando en cuenta a las ecs. (3) y (5) y substituyendo a la velocidad radial $u = \omega r$, la carga H de bombeo será:

$$H = \frac{\gamma (u_2 V_2 \cos \alpha_2 - u_1 V_1 \cos \alpha_1)}{g} \quad (6)$$

1.5 Pérdidas y eficiencia

Una bomba no es completamente eficiente debido a las inevitables pérdidas de energía, las cuales pueden ser clasificadas como sigue:

- a) Pérdidas mecánicas, que incluyen la fricción en la cámara, la fricción del disco o arrastre entre el impulsor y la carcasa ocasionada por la viscosidad del agua.

b) Pérdidas por recirculación debidas a la potencia consumida en el paso inevitable de parte mínima del gasto de la zona de alta presión en el lado de la descarga del impulsor (a través de los espacios libres entre el impulsor y la carcasa) hacia la zona de baja presión en el centro del impulsor.

c) Pérdidas hidráulicas que incluyen: 1) fricción por escurrimiento del líquido a través de los espacios libres del impulsor, 2) fricción del líquido con la carcasa, 3) pérdidas por impacto a la entrada y salida del impulsor debidas al cambio brusco de velocidad o condiciones de escurrimiento de esos puntos.

Si η_m es la eficiencia mecánica, η_r la eficiencia de recirculación y η_n la eficiencia hidráulica, la eficiencia total de la bomba será:

$$\eta = \eta_m \times \eta_r \times \eta_n \quad (7)$$

Los valores normales de estas eficiencias son como sigue: de 0.95 a 0.98 para η_m , de 0.98 a 0.995 para η_r y de 0.90 a 0.96 para η_n .

1.6 Curvas características

La parte más importante en el análisis de las bombas centrífugas la constituye el uso de las curvas características.

Cualquier bomba centrífuga tiene, para determinada velocidad y diámetro de impulsor, una curva característica que indica la relación entre la carga real desarrollada por la bomba y el caudal a través de la misma.

A partir de la ecuación de Euler es factible determinar la forma que tienen las curvas características de una bomba. En efecto, para una eficiencia óptima de la máquina ($\eta = 1$), en la ec. (5) H será máxima si el término $u_1 V_1 \cos \alpha_1 = 0$; esto es, cuando el impulsor sea diseñado de tal manera que el agua entre en dirección radial, lo cual en general se cumple. De esta manera resulta que

$$H = \frac{u_2 V_2 \cos \alpha_2}{g} \quad (8)$$

siendo además:

$$V_2 \cos \alpha_2 = u_2 + v_2 \cos \beta_2$$

y que $v_2 = \frac{Q}{A}$

donde A es el área de paso del agua a través del impulsor, la ec. (8) resulta entonces

$$H = \frac{u_2^2}{g} + \frac{u_2}{g} \cos \beta_2 Q$$

Si se denomina:

$$C_1 = \frac{u_2^2}{g}$$

$$C_2 = \frac{u_2}{Ag} \cos \beta_2$$

se puede escribir que

$$H = C_1 + C_2 Q \quad (9)$$

Para una velocidad de rotación constante, el coeficiente C_1 es también constante y C_2 dependerá únicamente del valor del $\cos \beta_2$ y la ec. (9) será la ecuación de una recta, cuya pendiente C_2 depende del diseño del álabe a la salida, existiendo una ley lineal entre H y Q .

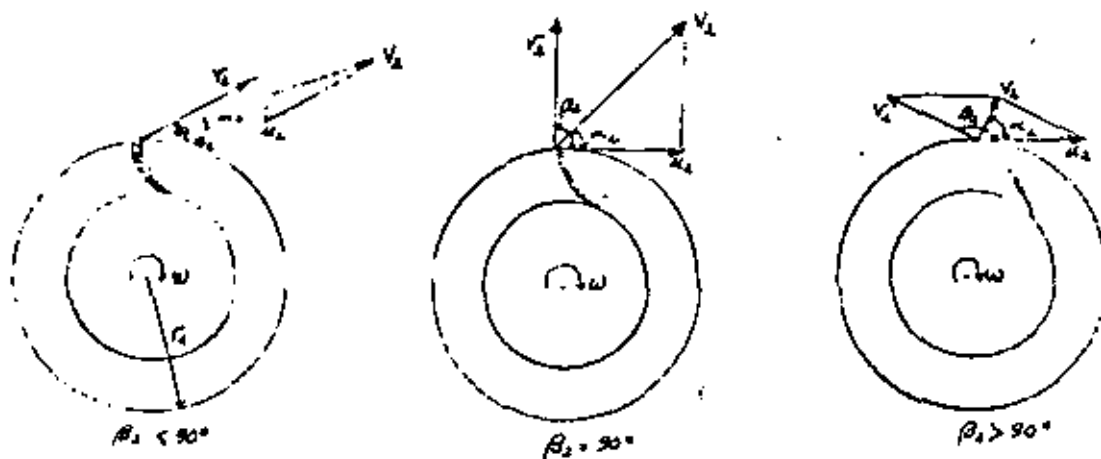


Figura 19.

Se pueden presentar tres casos (fig. 19)

Caso 1. $\beta_2 > 90^\circ$; $\cos \beta_2 < 0$; $C_2 < 0$; pendiente negativa.

Caso 2. $\beta_2 = 90^\circ$; $\cos \beta_2 = 0$; $C_2 = 0$; pendiente cero

Caso 3. $\beta_2 < 90^\circ$; $\cos \beta_2 > 0$; $C_2 > 0$; pendiente positiva.

La representación gráfica de los tres casos se presenta en la figura 20 a, así como las curvas reales resultantes en la práctica.

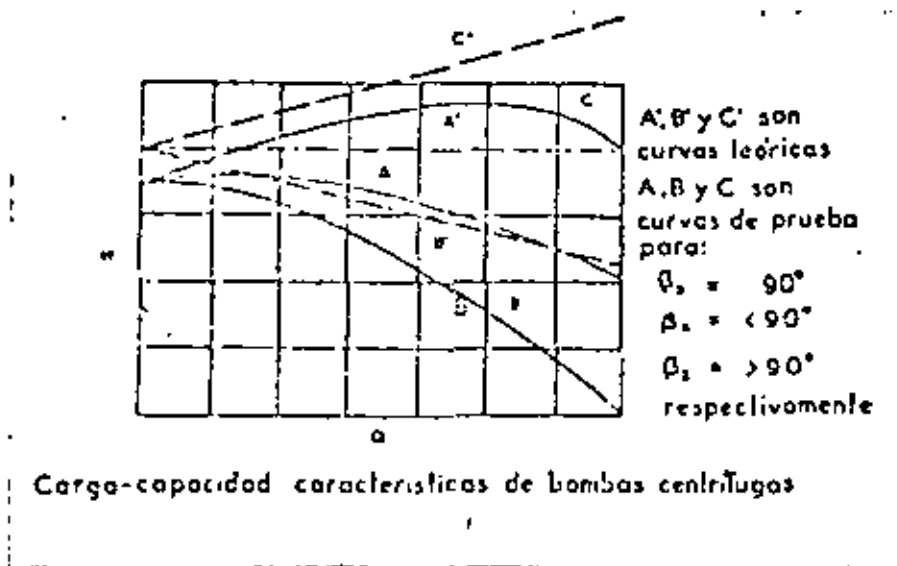


Fig. 20. Curvas características de una bomba centrífuga.

Si se considera que la potencia es proporcional a $Q H$, la que es alimentada por la bomba sería entonces:

$$P = C_2 Q + C_3 Q^2$$

Esto significa que las curvas potencia-gasto son parabólicas y de acuerdo con el valor de β_2 , adoptan las formas mostradas en la figura 20 b para una velocidad angular de rotación constante. Se observa que si $\beta_2 = 90^\circ$, la potencia absorbida se limita a un máximo.

Las curvas características reales de las bombas difieren ligeramente de las teóricas antes obtenidas. Las curvas características totales de una bomba son gráficas que muestran el comportamiento de las bombas

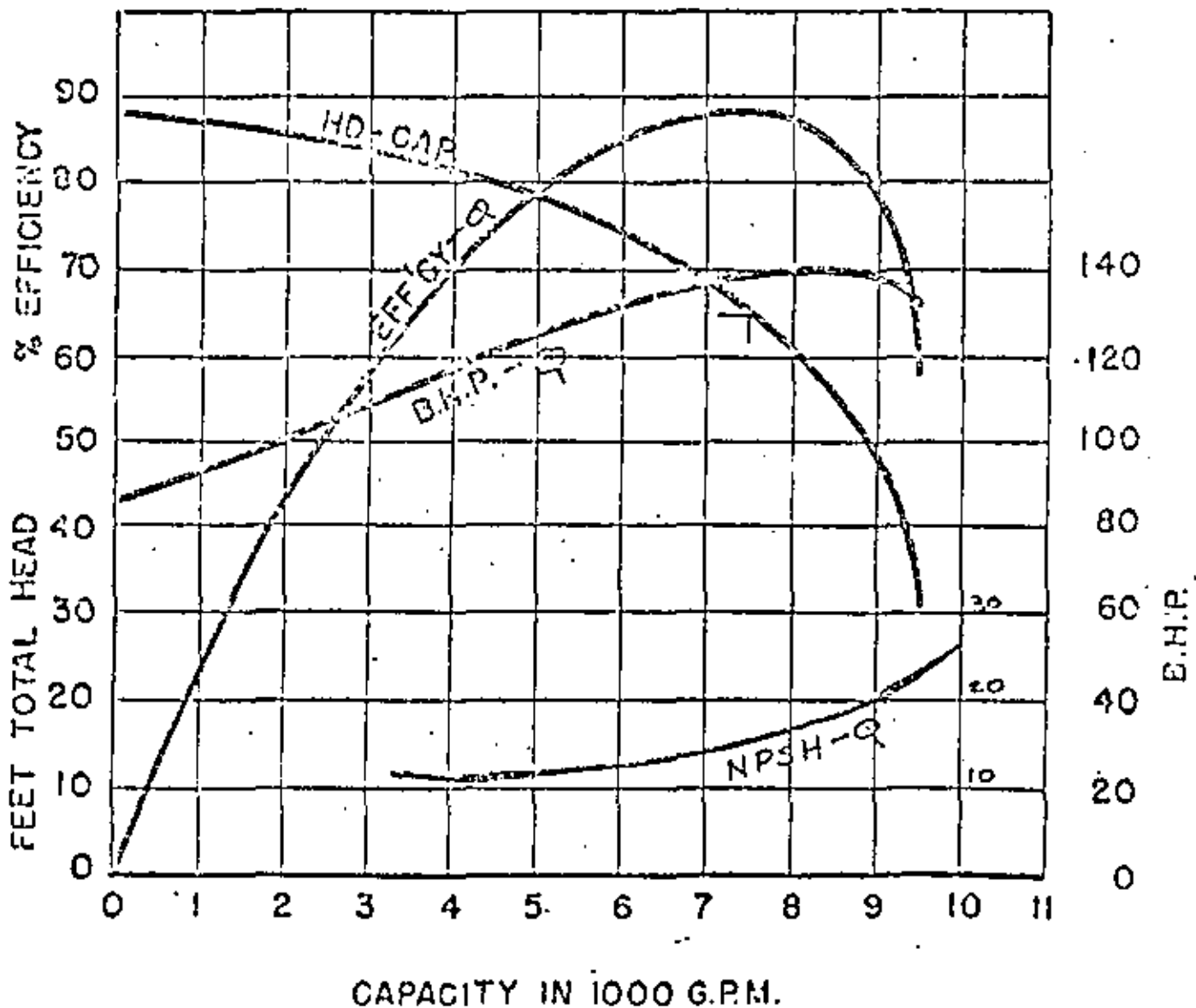


Fig. 14—Characteristics of a Pump With Head on the Right Side of the Graph.

FIG. 21 REPRESENTACION GRAFICA DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA BOMBA CENTRIFUGA.

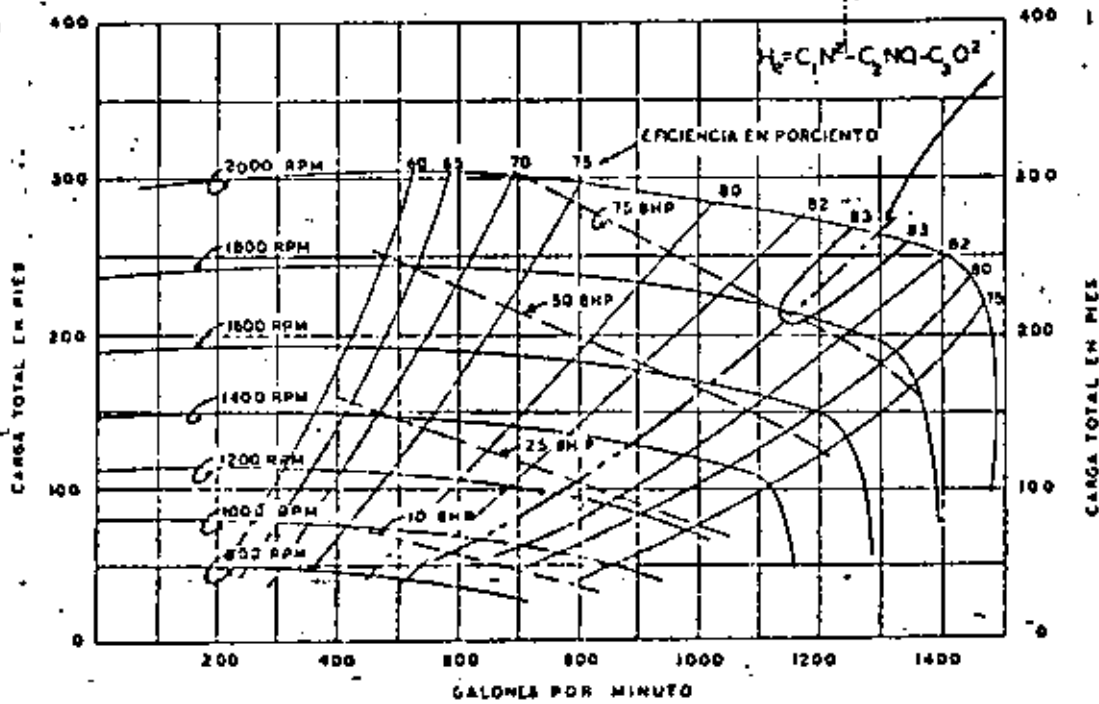
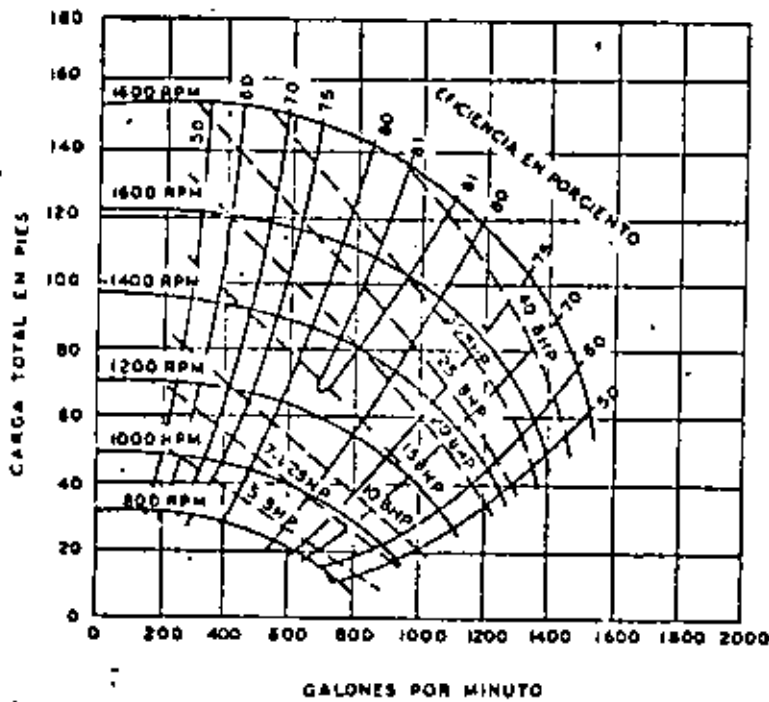


Fig. 22 Curvas características de una bomba centrífuga.



BOMBA DE 5" SUCCION
SIMPLE - UN SOLO PASO

Fig. 23 Curvas características de una bomba centrífuga.

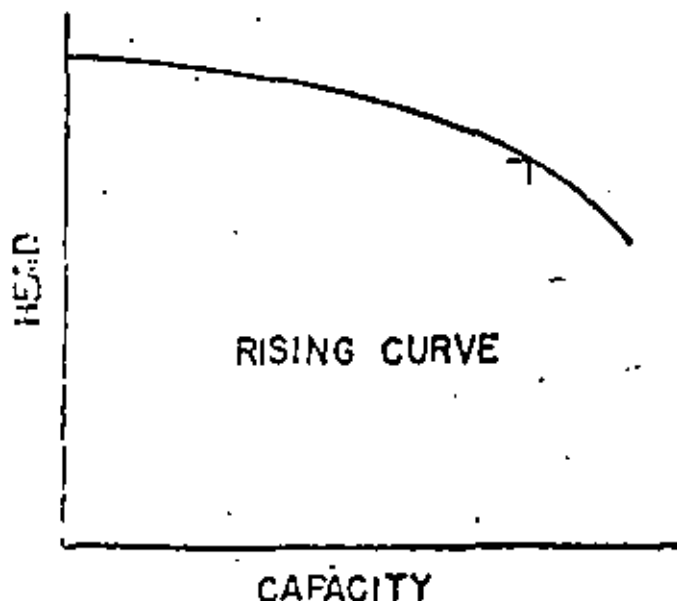


FIG. 24 CURVA CARGA -CAPACIDAD CRECIENTE

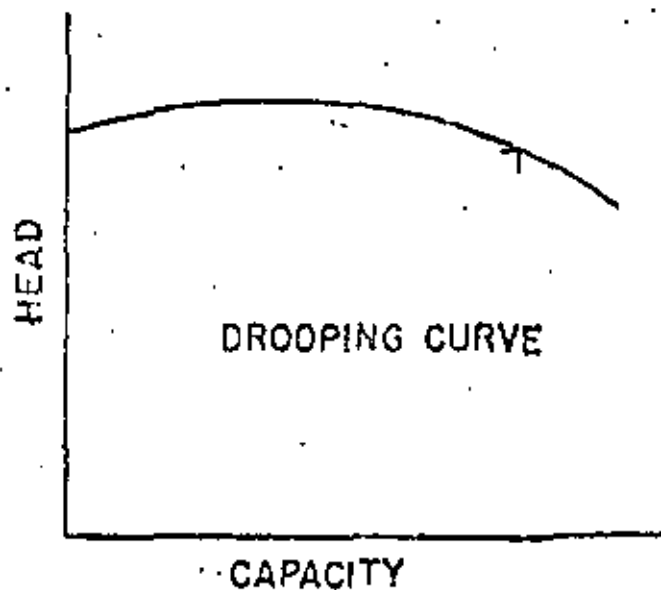


FIG. 25 CURVA CARGA-CAPACIDAD CON U. MAXIMO EN LA CARGA.

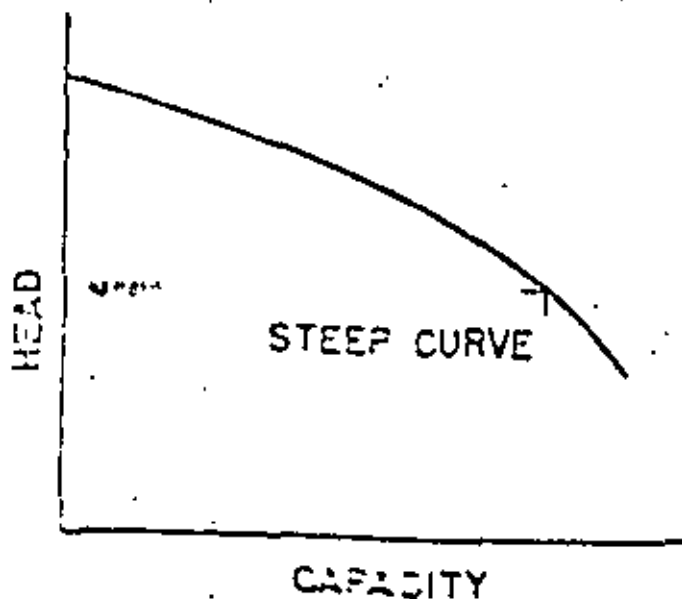


FIG. 26 CURVA CARGA-CAPACIDAD MUY-CRESCIENTE

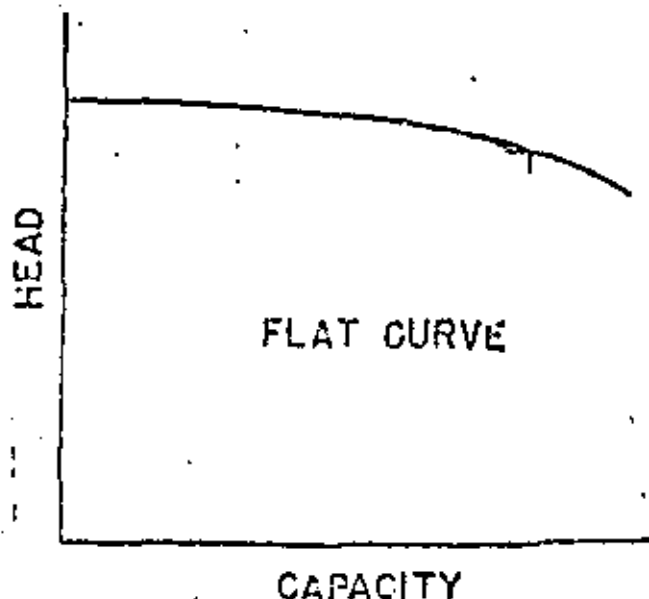


FIG. 27 CURVA CARGA-CAPACIDAD ULA:

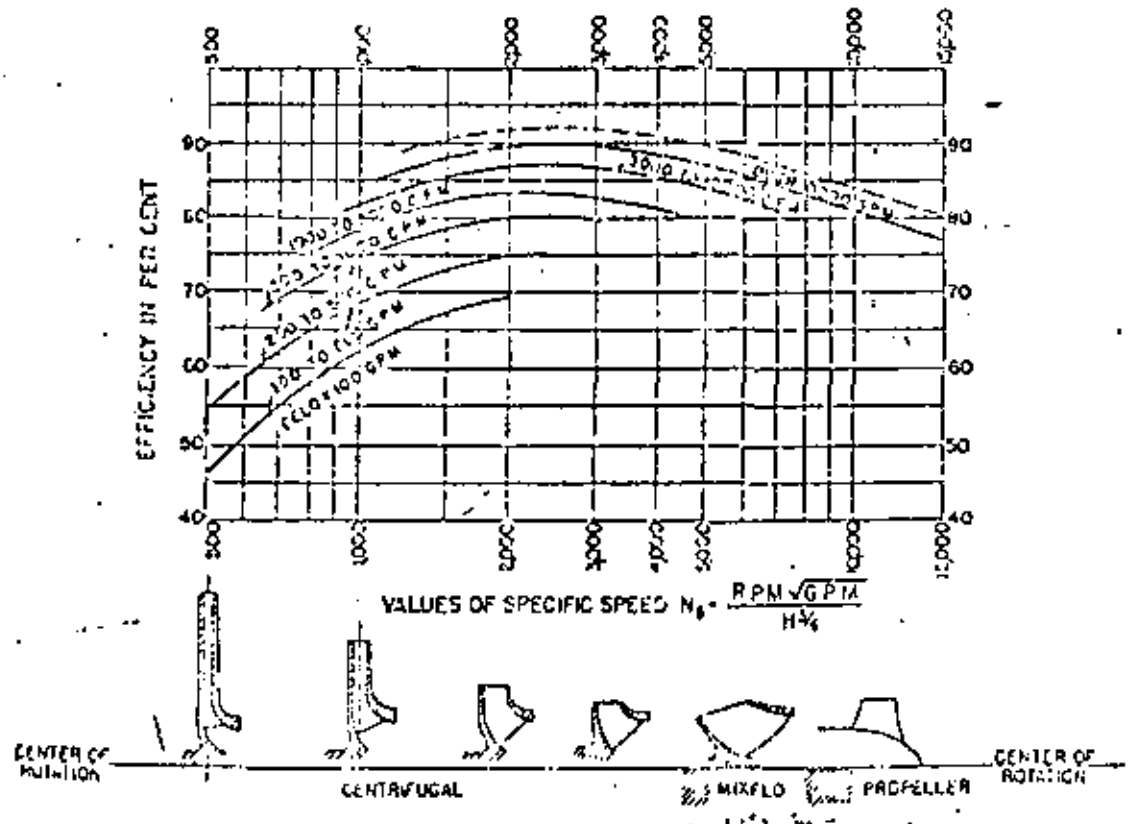
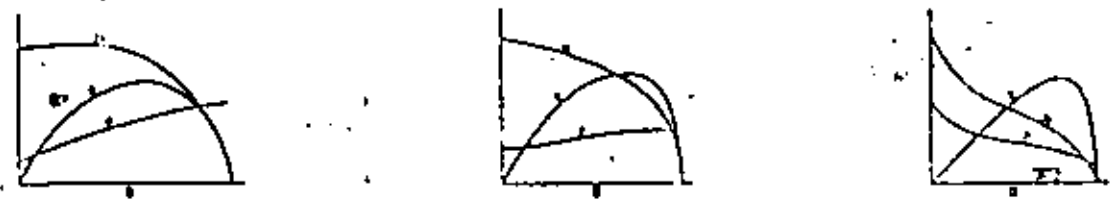


FIG. 28 RELACION ENTRE VALORES DE (N_s) Y TIPOS DE BOMBAS.

bajo condiciones variables, que muestran sus limitaciones y posibilidades y que se obtienen a partir de pruebas en laboratorio o de campo. Es común que se presenten las siguientes curvas:

- Carga (H) - caudal (Q)
- Potencia requerida al freno (BHP) - caudal (Q)
- Eficiencia (η) - caudal (Q)
- Carga neta positiva de succión requerida (NPSH) - caudal (Q)

Todas estas curvas se presentan normalmente usando siempre el eje horizontal para el caudal Q y el vertical, con diferentes escalas, para las restantes variables. Además corresponden a una velocidad de rotación y a un diámetro de impulsor constante, tal como se muestra en la figura 21. Sin embargo, resulta también muy conveniente presentar el comportamiento de la bomba para diferentes velocidades de rotación, tal como se presenta en la figura 22 que muestra curvas para una bomba de un solo paso y doble succión, en la cual se ha trazado una línea discontinua a través de los puntos de máxima eficiencia.

En el caso de que la bomba sea accionada por un motor eléctrico de inducción a 60 ciclos, la velocidad de rotación depende del número de polos del motor que se use de acuerdo como sigue:

2 polos	3550 rpm
4 polos	1750 rpm
6 polos	1150 rpm
8 polos	850 rpm

Motores de mayor número de polos son de fabricación especial y generalmente se hacen sobre pedido.

La figura 23 presenta las curvas para bomba de succión simple y un solo paso del mismo tamaño y capacidad. Se observa que la curva de la figura 22 presenta una curva relativamente "plana", esto es la carga permanece aproximadamente constante para límites amplios del gasto, una característica deseable para muchos tipos de servicio. Por el contrario, la curva de la figura 23 muestra una característica relativamente "inclinada", para la cual, varía la carga más rápidamente con las variaciones del caudal, lo cual puede ser también deseable para cierto tipo de aplicaciones. Ambos tipos de curvas se pueden obtener lo mismo con una bomba de succión simple, o bien doble.

De acuerdo con estas ideas y dependiendo de las características de diseño del impulsor, las curvas características se clasifican en cuatro tipos:

a) Curva carga-caudal creciente.

Se caracteriza por tener una carga a gasto cero (válvula cerrada) del 110 al 120 por ciento de la carga correspondiente al punto de máxima eficiencia, tal como se muestra en la figura 24. La curva es estable y tiene un buen funcionamiento en sistemas de bombeo con unidades en paralelo.

b) Curva carga-caudal con un máximo en la carga.

A válvula cerrada, la carga es menor que la correspondiente a determinados caudales (fig. 25). Es inestable cerca de la carga máxima, pero estable para puntos con cargas menores a la de válvula cerrada.

c) Curva carga-caudal muy creciente.

A válvula cerrada, la carga es 140 a 150 por ciento de la correspondiente a máxima eficiencia (fig. 26). El funcionamiento es muy estable sobre todo en sistemas de bombeo con unidades operando en paralelo, ya que se retiene poca variación en el caudal Q para grandes incrementos en la carga.

d) Curva carga-caudal plana.

A válvula cerrada, la carga tiene valores muy próximos a la correspondiente al punto de máxima eficiencia (fig. 27). El funcionamiento es inestable, pero adecuado cuando se requieren grandes variaciones del caudal con diferenciales mínimos de carga.

El grado de inclinación de la curva característica es algunas veces un factor muy importante en la selección de bombas, cuando estas son utilizadas en múltiple. Bombas en paralelo que envían caudal al mismo cabezal colector de la descarga pueden "robarse" entre sí bajo ciertas circunstancias; para pequeñas variaciones en la carga podría significar cambios considerables en los caudales de descarga individuales. Esta tendencia es menor cuando las bombas tienen características más inclinadas. El grado de inclinación para una curva característica se establece algunas veces como la relación de la carga al 50% de la capacidad nominal y la carga al 85%, lo que proporciona una medida de comparación suficientemente útil, aún cuando sea arbitraria.

Curvas características como las anteriores se obtienen de los fabricantes y pueden ser reproducidas por el consumidor con pruebas en la unidad instalada para verificar la eficiencia garantizada. Sin em-

bargo, es de esperarse que las bombas individuales varíen ligeramente de una unidad a otra, aunque exteriormente sean idénticas. El Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos de Norteamérica (Hydraulic Institute), que es una asociación de fabricantes de bombas de alta calidad, recomienda curvas basadas en alturas de succión de 4.5 m. Si las condiciones de instalación resultan en alturas de succión mayores o menores, las curvas de pruebas de los fabricantes pueden diferir un poco.

Las curvas características son uno de los elementos esenciales en la selección de una bomba para un determinado sistema de bombeo, además de la aplicación que debe hacerse de la velocidad específica. Por ejemplo, si se requiere una bomba para aforar un pozo, es necesario conocer las características de dicho pozo, así como las propiedades geohidrológicas donde se ha perforado. En otras palabras, si el pozo está localizado en la península de Yucatán, requiera una bomba de curva característica diferente a la del equipo que requiere el pozo localizado en Zacatecas. Para Yucatán convendrá usar una bomba cuya curva sea plana o poco creciente, mientras que para Zacatecas necesariamente será del tipo muy creciente.

1.7 Homología de las bombas centrífugas.

El fabricante puede economizar en modelos y en otros gastos -- ajustando una bomba de un diseño y tamaño determinados con tamaños de impulsor alternados, que varíen ligeramente de diámetro, logrando de esta manera que una misma unidad sirva para fluctuaciones más amplias de la relación carga-gasto. Esto puede lograrse sin alterar mayormente la eficiencia.

El fabricante también puede producir cierto tipo de bomba, bien diseñada, en una serie de tamaños donde las dimensiones interiores guarden una cierta proporción de escala o de homología (similitud). Estas bombas son por lo tanto geoméricamente semejantes y algunas veces se les llama unidades homólogas. Sus eficiencias serán muy parecidas si se operan en condiciones homólogas, a velocidades y caudales tales que la relación $u_2/v_2/V_2$ se mantenga constante.

Cuando se operan las bombas homólogas de esta manera, es posible clasificar toda la serie basándose en las pruebas realizadas en un solo tamaño o en un pequeño número de tamaños típicos.

Para que una bomba opere a máxima eficiencia, necesariamente sus pérdidas hidráulicas deben ser mínimas. Esto se cumple cuando la velocidad absoluta del agua a la salida del impulsor a la carcasa son --

pérdidas pequeñas.

Si se observa la fig. 18, se puede apreciar que la velocidad absoluta (V_2) del agua a la salida del impulsor puede variar en magnitud y dirección con los valores de la velocidad relativa (v_2) y de la velocidad periférica (u_2) del impulsor. Por lo tanto, en una bomba eficiente deberá mantenerse constante la dirección de V_2 independientemente de v_2 y u_2 . En otras palabras, un cambio de u_2 debe ir acompañado por un cambio en v_2 de tal suerte que el diagrama de vectores se mantenga geoméricamente semejante para todas las velocidades absolutas. Cuando esto se cumple se dice que hay homología en las bombas.

Para dos bombas homólogas se debe cumplir que

$$\frac{v}{u} = \text{const} \quad (10)$$

$$\frac{V}{u} = \text{const} \quad (11)$$

Siendo la velocidad tangencial u proporcional a N (velocidad angular en rpm) y a D , de la ec. (10) se puede escribir que:

$$v \sim N D \quad (12)$$

Además, siendo $Q = A v$; donde A es el área de paso entre los álabes, que es proporcional a D^2 , resulta entonces:

$$Q \sim N D^3 \quad (13)$$

O bien, en bombas homólogas se cumplirá que:

$$\frac{Q}{N D^3} = \text{const.} \quad (14)$$

Por otra parte, substituyendo las ecs. (10) y (11) en la ec. (5) y también a (12) en el resultado, se deduce que

$$H \sim n^2 D^2 \quad (15)$$

o bien, se cumplirá que

$$\frac{H}{n^2 D^2} = \text{const.} \quad (16)$$

Por otra parte, substituyendo las ecs. (13) y (15) en la ec. (4) resulta también que

$$P \sim N^3 D^5 \quad (17)$$

o bien que:

$$\frac{P}{N^3 D^5} = \text{const.} \quad (18)$$

Las ecs. (14), (16) y (18) son las básicas para la homología en las bombas.

Cuando se desea encontrar las relaciones básicas para una bomba que operará con diferentes diámetros del impulsor, pero la velocidad de rotación constante, de las ecs. (14), (16) y (18) resulta que Q será proporcional con D^3 , H con D^2 y P con D^5 .

Por el contrario, si se mantiene constante el diámetro del impulsor y varía la velocidad de rotación, se tendrá que Q es proporcional con N, H con N^2 y P con N^3 .

1.8 Velocidad específica.

Una aplicación importante de la homología entre bombas la constituye el concepto de velocidad específica, de gran trascendencia en la selección de las bombas.

En el conjunto de curvas características mostrado en la figura 22 se puede determinar un punto de operación de la bomba para el cual opera con la máxima eficiencia. Los valores de la carga H, gasto Q y velocidad angular N que corresponden a dicho punto se les conoce como valores nominales (o normales) de operación. La combinación de estas variables en un parámetro permite determinar la llamada velocidad específica de la bomba. Dicho parámetro puede obtenerse eliminando a D de las ecs. (14) y (16) y haciendo que la constante de proporcionalidad que resulte sea la llamada velocidad específica. Esto es:

$$N_s = \frac{N Q}{H^{3/4}} \quad (19)$$

El valor de este parámetro corresponde a aquel para el cual fué diseñada la bomba y su operación para las mismas condiciones de velo

ciudad específica corresponde a las de máxima eficiencia y por consiguiente consume la menor cantidad de energía posible. Fuera de ese rango, la bomba opera pero su eficiencia será siempre inferior a la del punto nominal de operación.

Para bombas de tamaño pequeño o mediano se acostumbra expresar el gasto en galones por minuto (gpm), mientras que para bombas muy grandes el gasto se expresa con frecuencia en pies cúbicos por segundo. Además la carga se expresa en pies y la velocidad de rotación en revoluciones por minuto. Esto vale inclusive para México en que a pesar de usarse el sistema métrico, es común manejar el sistema inglés para los cálculos relativos a bombas. Esto provoca alguna confusión en el valor numérico de N_s , a menos que se fijen con claridad las unidades escogidas. En estas notas N_s será calculada siempre en sistema inglés y Q expresada en gpm para la misma.

Debido a que la eficiencia máxima implica una cierta forma del diagrama de vectores formado por v_2 , u_2 y V_2 , que se mantiene constante cuando se opera en condiciones homológicas, el término velocidad específica implica a su vez la correlación apropiada entre N , Q y H para operación máxima de eficiencia, independientemente del tamaño de la bomba o de los valores absolutos de N , Q o H . En otras palabras, la velocidad específica es un índice del tipo de impulsor con los detalles de la bomba que le son accesorios. La figura 28 muestra la variación entre los valores de N_s y los diferentes tipos de bombas.

La velocidad específica se calcula siempre para una unidad, de una sola succión y de un solo paso. Una bomba de doble succión es aquella que tiene dos impulsores de una succión, unidos espalda con espalda y el valor de N_s es el calculado para cada mitad del impulsor, cada una entregando la mitad del gasto total del doble impulsor. Para una unidad de dos pasos (dos impulsores en la misma flecha, en serie) o cada impulsor se le acredita el manejo del gasto total, pero desdoblado la mitad de la carga total. De esta manera N_s se puede calcular fácilmente para diferentes arreglos de impulsores, como se indica a continuación, de acuerdo con el tipo de unidad de bombeo.

Succión	Número de impulsoras	Número de pasos	N_s (Q y H corresponden al valor total)
Individual	1	1	$N Q^{1/2} H^{3/4}$
Individual	n	1	$N (Q/n)^{1/2} H^{3/4}$
Individual	n	n	$N Q^{1/2} (H/n)^{3/4}$
Doble	1	1	$N (Q/2)^{1/2} H^{3/4}$
Doble	n	1	$N (Q/2n)^{1/2} H^{3/4}$
Doble	n	n	$N (Q/2)^{1/2} (H/n)^{3/4}$

1.9 Uso de la velocidad específica en la selección de bombas.

Como un ejemplo de la utilización de la velocidad específica en la selección de bombas, conviene considerar los siguientes casos:

Ejemplo 1. Se desea seleccionar una bomba para entregar un caudal de 740 gpm contra una carga de 300 pies, operando a 1750 rpm. Se desea una bomba de doble succión.

Para una unidad de un solo paso y doble succión, la N_s requerida será:

$$N_s = \frac{1750 (740/2)^{1/2}}{300^{3/4}} = 467$$

Si se escoge una bomba de doble succión y doble paso, la N_s será:

$$N_s = \frac{1750 (740/2)^{1/2}}{(300/2)^{3/4}} = 785$$

En el catálogo del fabricante se encuentra una unidad de doble succión y un solo paso trabajando a 1800 rpm con un gasto de 1160 gpm, una carga de 211 pies de 14 3/4 pulg. de diámetro de impulsor. Su velocidad específica es:

$$N_s = \frac{1800 (1160/2)^{1/2}}{(211)^{3/4}} = 785$$

Si dos de estas bombas se conectan en serie, de tal manera que formen una unidad de pasos múltiples (cada una proporcionando la mitad de la carga), la velocidad específica de la unidad será la misma para cada paso; esto es, 785. Hidráulicamente este arreglo sería satisfactorio (eficiente).

Considerando que la bomba es de diseño adecuado y aplicable a los servicios requeridos, se determinará ahora el tamaño apropiado a partir de las ecuaciones de homología antes obtenidas. De la ec. (16) se puede escribir para las dos bombas en cuestión que:

$$\frac{211}{(1800 \times 14.75)^2} = \frac{150}{1750 \times D)^2}$$

Por tanto:

$$D = 12.8 \text{ pulg.}$$

Como comprobación

$$H = 211 (1750 \times 12.8)^2 / (1800 \times 14.75)^2$$

$$H = 150 \text{ pies por paso}$$

$$Q = 1160 (1750) (12.8)^3 / 1800 (14.75)^3 = 740 \text{ gpm}$$

Ejemplo 2. Supongamos que en el caso anterior se permitiese -- operar a 3600 rpm en lugar de 1750 rpm. Nuevamente con una unidad de doble succión, la N_s requerida sería:

$$N_s = 3600 (740/2)^{1/2} / (300)^{3/4}$$

$$N_s = 960 \text{ para unidad de un solo paso.}$$

Esto, desde luego, ni siquiera se aproxima a la N_s para la unidad propuesta. Intentar utilizar tal unidad para el trabajo asignado resultaría un arreglo insuficiente. Es decir, para desarrollar una carga de 300 pies, el diámetro de la unidad debería ser:

$$D = \sqrt{\frac{300}{211} \times \frac{1800}{3600} \times 14.75} = 8.8 \text{ pulg.}$$

mientras que para entregar un caudal de 740 gpm, de diámetro debería ser:

$$D = 14.75^3 \sqrt{\frac{1800 \times 740}{3600 \times 1160}} = 10.1 \text{ pulg.}$$

Consecuentemente, el tamaño del impulsor debería tener 10.1 pulgadas (gobernado por el gasto) y este es excesivo para la carga requeri-

da. Este impulsor desarrollaría, de hecho, una carga de magnitud;

$$H = 211 \left[\frac{3600 \times 10.10}{1800 \times 14.75} \right] = 396 \text{ pies}$$

Resulta obvio que una bomba calibrada a 740 gpm bajo una carga de 396 pies, descargaría un caudal mayor de 740 gpm bajo una carga de 300 pies y debería ser operada con la válvula de descarga estrangulada para controlar la descarga. Esta estrangulación disiparía carga desarrollada (la diferencia entre 396 y 300 pies), que sería desperdicio de potencia. Todo esto podría haberse concluido de la disparidad entre la N_s requerida de 960 y la N_s de 765 para la unidad bajo consideración.

En otras palabras, sería necesario seleccionar una bomba de diseño diferente, tal como refleja N_s , si se desea una operación eficiente.

1.10 Curvas características de bombas operando en paralelo

Cuando las bridas de descarga de un sistema de bombeo se conectan a una sola tubería de presión y las bridas de succión a tuberías independientes que van a un cárcamo de bombeo, se dice que se tiene un sistema de bombeo operando en paralelo.

Para obtener las curvas características de las n bombas operando en paralelo se sigue el procedimiento que se describe a continuación:

Como en la rama de descarga la presión que desarrollan las bombas operando simultáneamente, debe ser la misma para que no haya recirculación de agua entre ellas o bloqueo de las mismas, se escoge una H_1 y el valor de Q_1, Q_2, \dots, Q_n correspondiente a cada bomba para el mismo valor de H_1 . El gasto correspondiente a H_1 para la curva del sistema será: $(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ reiterando el procedimiento las veces que sea necesario.

2. SELECCION DEL TIPO DE BOMBA

2.1 Cavitación

Cuando un líquido como el agua, escurre a través de una máquina o conducto a una presión tan baja que ocasione la vaporización de aquel puede producirse cavitación. Se entiende por cavitación la formación de hendiduras en la superficie limitrofe, sea esta de metal u otro material, de lo que resulta un rápido deterioro. En máquinas, una

caída en la eficiencia, o vibración excesiva y deformaciones, pueden dar lugar a reparaciones frecuentes, o a la sustitución de algunas o varias de sus partes constitutivas.

El fenómeno de la cavitación (si bien no se comprende totalmente aunque se ha tratado de explicar en diversas ocasiones con base en acción química, electrolítica y mecánica) se atribuye actualmente, en general, a esfuerzos mecánicos ocasionados por las explosiones virtuales o aplastamiento de las partículas de fluido, que ocurren por la vaporización repentina y condensación en un flujo turbulento, cuando la presión está próxima a la presión de vapor. La cavitación se manifiesta particularmente en zonas donde se producen cambios bruscos de la dirección del flujo y en zonas de excesiva turbulencia. Bajas presiones pueden ocurrir en las proximidades de las protuberancias de la superficie límite o donde existan desajustes entre partes contiguas. Esto puede causar desperfectos aunque la presión promedio en la región sea elevada; la situación se empeora bastante si la presión promedio es aproximada o igual a la presión de vapor. Por consiguiente, la mejor manera de evitar la cavitación es con un trazo continuo de los lugares de paso del agua donde sea posible y manteniendo presiones superiores a la presión de vapor en todos los puntos. Para altas velocidades específicas y grandes alturas de succión, el problema puede ser de importancia crítica en el diseño, sea de la bomba o de la instalación.

Imagínese una bomba centrífuga en operación, y que una válvula en el lado de la succión se cierra lentamente. Esto introduce una carga adicional de succión y reduce la presión a la entrada de la bomba. Si la válvula se cierra a un grado tal que la bomba sufra "inanición", o falta de alimentación, esto es, que no pueda mantener su cebado sin dificultad, el agua se vaporizará y el vapor se licuará. La acción irregular produce un ruido que se oye como pequeñas gotas que martillan violentamente sobre las paredes de la bomba y de la tubería. Esta es la condición que produce la cavitación; la misma condición ocurrirá con alturas de succión excesivas en cualquier circunstancia. La condición descrita es extrema; en condiciones menos extremas el daño puede ocurrir con el tiempo aunque la causa sea menos aparente.

2.2 Altura máxima de succión permisible

Supóngase que una bomba trabaja contra una carga total H de la que la carga de succión H_s es una parte. Si la bomba está más arriba que el manantial (altura de succión), H_s será la suma de la altura de succión estática, Z_s la carga de velocidad en la tubería de succión -

h_{v_s} , y las pérdidas de carga por fricción en la succión h_{f_s} . Llamemos H_a a la presión atmosférica y H_p a la presión de vapor de agua. Entonces la presión barométrica H_b , que es la altura a la cual el agua puede ser elevada en un barómetro, es:

$$H_b = H_a - H_p$$

Si la altura de succión es el máximo teórico, $H_s = H_b$ pero -- prácticamente, la altura de succión debería ser siempre sustancialmente menor que H_b (para evitar presiones iguales o aproximadas a la del vapor), de suerte que la carga de presión absoluta en el lado de la succión de la bomba será:

$$\frac{P}{\gamma} = H_b - H_s, \quad \text{donde } \frac{P}{\gamma} \text{ es sustancialmente mayor que el cero absoluto.}$$

Existirá algún valor de $\frac{P}{\gamma}$ debajo del cual ocurrirá cavitación. Llamemos a este valor la presión crítica, expresada como una razón de la carga total H , de modo que, por definición:

$$\sigma H = \frac{P}{\gamma} \text{ crítica}$$

Entonces se puede escribir:

$$\sigma H = (H_b - H_s), \text{ y finalmente:}$$

$$\sigma H = (H_b - H_s)/H, \text{ que se conoce como la fórmula de Thoma.}$$

Una fórmula teórica para sigma ha sido desarrollada:

$$\sigma = 0,0535 (N_s/1000)^{4/3}, \text{ donde } N_s \text{ está en unidades de gpm.}$$

Si esta se combina con la fórmula para la velocidad específica, se tendrá:

$$N = \frac{8.990(H_b - H_s)^{3/4}}{Q^{1/2}} \text{ donde } Q \text{ está en gpm.}$$

Estas fórmulas concuerdan bien con los valores determinados en experimentos.

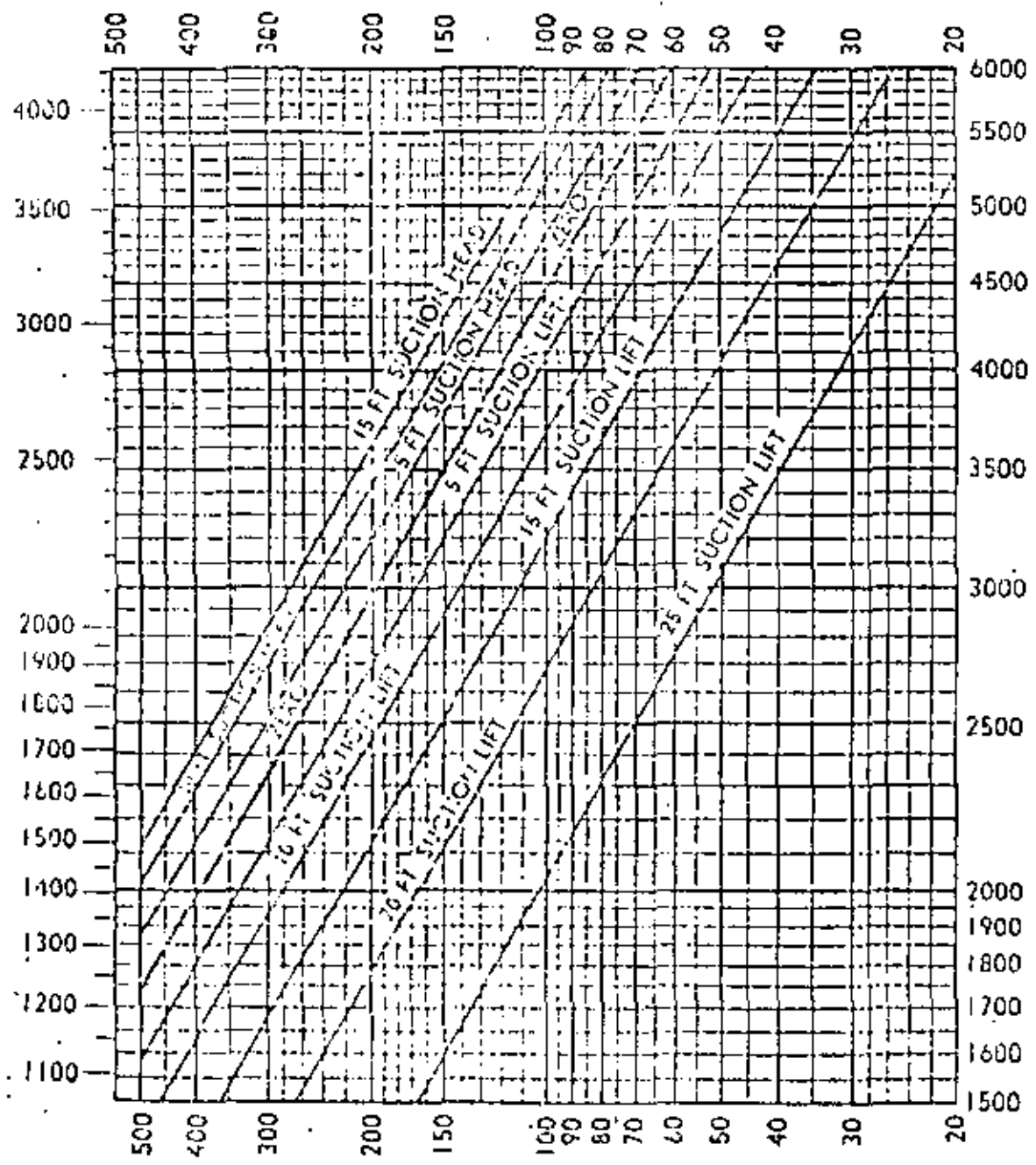
El Instituto de Hidráulica ha publicado gráficas que muestran los límites de velocidad específica para bombas de succión simple o doble, las cuales dan alturas de succión permisibles para distintas cargas totales. Este criterio debe seguirse si se desea un buen rendimiento, sin peligro de cavitación. Unas de estas gráficas están reproducidas en las figuras 29 y 30.

UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS
 Single Stage, Single and Double Suction Pumps
 Handling Clear Water at 85 F at Sea Level

H = TOTAL HEAD IN FEET

$$\text{SPECIFIC SPEED, } N_s = \frac{1000 \sqrt{\text{GPM}}}{H^{1/4}}$$

FOR SINGLE-SUCTION PUMPS WITH SHUTT THROUGH EYE OF IMPELLER



$$\text{SPECIFIC SPEED, } N_s = \frac{\text{RPM} \sqrt{\text{GPM}}}{H^{1/4}} \text{ FOR DOUBLE-SUCTION PUMPS}$$

Fig. 29

UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS

Single Stage, Single Suction, Mixed and Axial Flow Pumps
Handling Clear Water at 65 F at Sea Level

FOR SINGLE-SUCTION MIXED-FLOW AND AXIAL-FLOW PUMPS

$$\text{SPECIFIC SPEED; } N_s = \frac{\text{RPM} \sqrt{\text{GPM}}}{H^{\frac{3}{4}}}$$

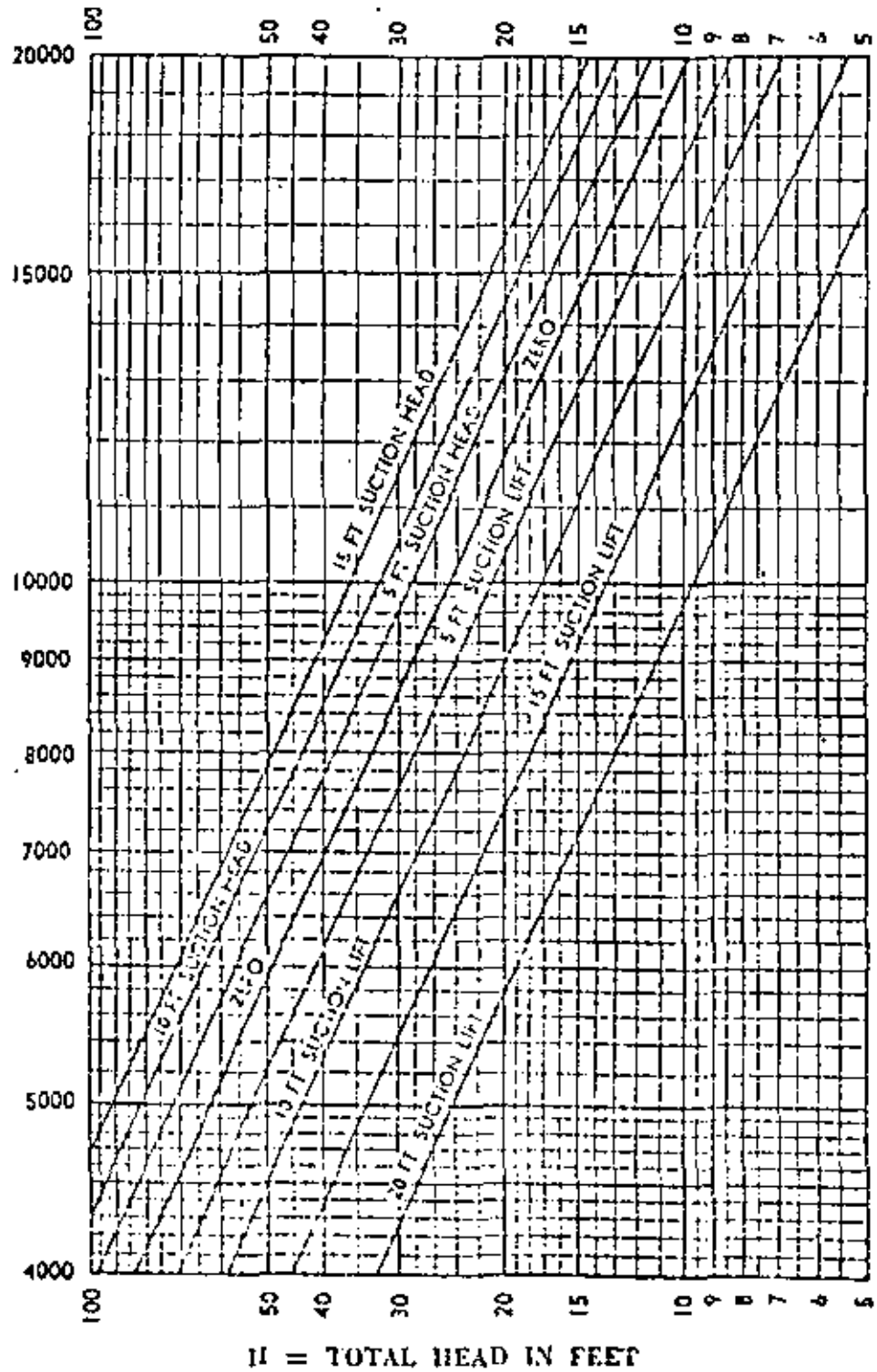


Fig. 30

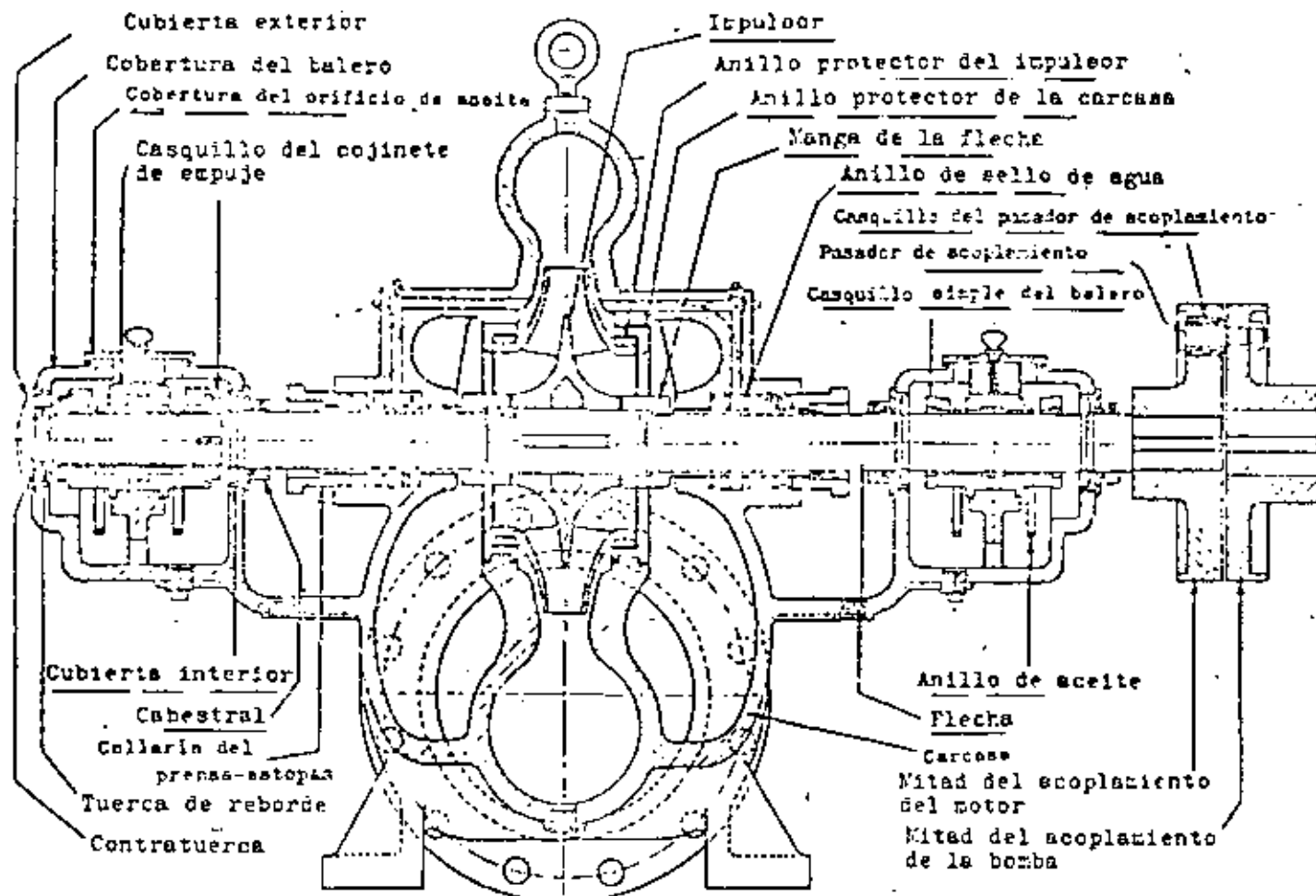


Fig. 31 Bomba de doble tuerca para condiciones de operación continua y período de vida prolongado.

Se pensará que estos valores no pueden ser valores absolutos; si ocurre o no cavitación a una presión dada dependerá en gran parte del diseño de la bomba y de la mano de obra en la fabricación. Esto es verdad. Las curvas muestran valores que son correctos para bombas bien diseñadas, con curvaturas y pasos armoniosos y superficies lisas muy bien acabadas, cuando son operadas entre límites de aproximadamente 40% de la capacidad nominal y el punto de ruptura (bien arriba de 100% de la capacidad nominal) en la curva carga-capacidad.

Fuera de estos límites, es muy posible que ocurra cavitación. -- Las curvas no se pueden aplicar a bombas de diseño inferior o baja calidad de mano de obra.

2.3 Algunos aspectos de construcción de bombas

Es necesario conocer algo sobre materiales y construcción de bombas, así como saber distinguir entre malos y buenos aspectos de diseño, si se desea especificar, seleccionar utilizar bombas para distintos tipos de servicio inteligentemente. El usuario en perspectiva debe establecer y exponer claramente al fabricante las condiciones normales de servicio y también los cambios en las condiciones de servicio, esto es, los límites de capacidad y cargas bajo los que ha de operar la bomba, incluyendo altura de succión normal y máxima. El punto en el que se espera máxima eficiencia (usualmente condiciones promedio de operación) debe conocerse. Algunas veces se exigen eficiencias mínimas, y en ocasiones se ofrecen premios para eficiencias mayores que el mínimo requerido. Por otra parte, la eficiencia puede no ser la consideración gobernante para el servicio pretendido.

Existe mercado de consumo para bombas baratas, así como también para máquinas de alta calidad, y no se pueden escribir especificaciones para bombas en general, pues necesariamente estas incluirían algunas características que no serían deseables, o que no justificasen el costo, para todos los tipos de aplicaciones.

No obstante, como un ejemplo típico de buena construcción de bombas, para condiciones de operación continua con agua clara y para un período de vida prolongado, se presenta una bomba de doble succión que se ilustra en la figura 31. Sus características principales son:

La *carcasa* está partida por un plano horizontal con las caras adecuadamente maquinadas y encañilladas para ser ajustadas entre sí con pernos. Está hecha de hierro fundido o una aleación de hierro fundido conveniente. Las toberas de succión y descarga son fundidas íntegramente con la mitad inferior de la carcasa, permitiendo así remover la mitad superior con sus tapas de cojinetes, de manera que el elemento giratorio completo puede ser removido para inspección o reparaciones sin afectar ninguna de las conexiones de la tubería.

La superficie interior de todos los pasos de agua deberá ser razonablemente lisa, pero sin pulir.

El *impulsor* es de bronce, pulido, y del tipo encerrado de doble succión (en bombas pequeñas algunas veces succión sencilla hidráulicamente balanceada), hidráulica y mecánicamente balanceada, y conectado a la flecha por medio de cuñas u otros dispositivos adecuados.

Los *anillos desgastables removibles* son colocados tanto en la carcasa de la bomba como en el impulsor (con frecuencia en uno solamente). Los anillos de desgaste de la carcasa son de hierro fundido o de bronce, y los del impulsor son de bronce, atornillados o fijados de alguna otra manera efectiva al impulsor para seguridad y facilidad de reemplazo.

La *flecha forjada*, maquinada y torneada precisamente a las dimensiones adecuadas; se protege contra corrosión y desgaste por medio de *mangas de flecha* de bronce, conectadas rigidamente.

Los *cojinetes* pueden ser de metal Babbitt o antifricción, o cojinetes de bolas del tipo de hilera sencilla o doble con ranuras profundas, que resisten los esfuerzos axiales y radiales; con envolturas a prueba de polvo, fijados adecuadamente con cuñas y sujetados con grapas u otros medios que permitan acceso y reparación. Para los cojinetes de metal Babbitt, la lubricación es por medio de *anillos de aceite*, que flotan libremente sumergidos, parcialmente en pozos de aceite.

Las *estopas*, o cajas de empaquetadura; se

hallan localizadas a cada lado del impulsor, son de profundidad regulable y tienen un número adecuado de *anillos de empuje* impregnados de lubricante, con una *puerza de linterna* dispuesta de manera de obtener un *sello de agua* del lado de descarga del impulsor.

La *base*, o *plancha de asiento*, es del tipo de caja rígida para soportar la bomba y el motor, con *moldura colectora de goteo* y conexión de tubería al *dren*. Los *acoplamientos* son del tipo de pasador y casquillos de hule (conexión flexible), mecánicamente balanceados.

Los *accesorios* que debe proporcionar el fabricante de la bomba, deben incluir los *acoplamientos*, *válvulas de purga de aire* arriba de la carcasa de la bomba para extraer el aire durante el cebado, *llaves o herramientas especiales* necesarias para la bomba, y algunas veces *manómetros del tipo Bourdon* adecuados a los límites de operación de las presiones durante la succión y descarga.

Las unidades de pasos múltiples pueden obtenerse con características comparables a las que se acaban de mencionar.

2.4

MONTADO DE BOMBAS Y PREVISIÓN PARA EL CEBADO

Una bomba operará satisfactoriamente sólo con montado apropiado y conexiones de tubería correctas. Debe ser anclada a una base sólida, nivelada con cuñas de acero y cementada en el sitio. Los orificios de succión y de descarga de una bomba, de ordinario proveen un paso de agua cuya sección transversal es por lo menos igual a la del impulsor, pero son de menor tamaño que el necesario para la tubería de succión y descarga a la que está conectada la bomba. Las velocidades en la tubería de descarga entre la bomba y la tubería maestra o inyector principal pueden ser del orden de 10 a 20 pies por segundo (pps); pero en la tubería de succión, las velocidades no deben ser mayores de 3 a 5 pps, cuanto más baja mejor, dentro de límites razonables, particularmente cuando la bomba esté sujeta a altura de succión. Para

conectar con esta tubería deben usarse aditamentos graduados (reductores), después de la bomba. En la descarga puede emplearse un reductor recto o un codo reductor, proporcionando una recuperación adicional de la carga de velocidad. En el lado de la succión, es preferible un reductor recto, de modo que el agua no ejerza un empuje lateral en la entrada, ni entre al impulsor con velocidades no balanceadas. Debe colocarse una válvula de retención junto al reductor en el lado de la descarga, si la carga excede aproximadamente 50 pies, para proteger la bomba de la sobrepresión o golpe de ariete en la línea, y para evitar rotación invertida en caso de escurrimiento en sentido contrario. Una válvula de compuerta más allá de la válvula de retención, proporciona regulación en la descarga, y para cierre total de la tubería muestra si la bomba se detiene o se desmantela. Si la bomba está bajo carga de succión positiva (bomba abajo del manantial), también se necesitará una válvula de compuerta en el lado de succión para desaguar la unidad en caso de necesidad.

Si la bomba es accionada por un motor de velocidad variable, sea una turbina a vapor o motor a gas, una válvula de alivio de presión se coloca en la línea de descarga para evitar exceso de presión si la bomba se opera a velocidades más altas que las de diseño.

Todas las tuberías de conexión y válvulas deben ser suspendidas o soportadas separadamente, y alineadas de manera que ningún peso o esfuerzo actúe sobre la carcasa de la bomba.

Hay que prestar atención especial a la disposición de la tubería de succión, que debe ser corta y recta, con el menor número posible de cambios de dirección. Ningún punto en la tubería superior de la tubería de succión debe quedar más alto que el punto superior de la abertura de succión en la bomba; la tubería debe ser horizontal o ligeramente inclinada en dirección a la bomba, para eliminar todas las bolsas de aire. Esto puede implicar el uso de tuberías excéntricas. Cuando la bomba trabaja con altura de succión positiva, una válvula de

pie (de columpio vertical u horizontal) se instala en la entrada de la tubería de succión con el fin de mantener el cebado. Esta válvula debe protegerse por medio de una criba gruesa de hierro fundido u otro material para evitar la penetración de material sólido. La entrada de succión debe quedar bien sumergida, de lo contrario puede haber penetración de aire o formación de un vórtice sobre la misma.

Se necesitan dispositivos de cebado si la bomba está situada arriba del manantial, pues no operará a menos que la línea de succión y la bomba estén llenas de agua. La bomba puede ser cebada con ayuda de una línea auxiliar de cebado, conectada a una fuente independiente (segura), tal como un tanque elevado que se conserve lleno para esta finalidad. Durante el cebado, la bomba no debe estar funcionando, y las llaves de desagüe se mantendrán abiertas para permitir el escape de aire. Otros dispositivos de cebado incluyen eyectores operados con chorro de vapor o agua, para sacar todo el aire de la línea de succión y de la bomba.

Conviene consultar boletines del Instituto de Hidráulica y la Junta Nacional de Aseguradores contra el Fuego (National Board of Fire Underwriters) para detalles adicionales relativos a la instalación de bombas centrífugas.

Finalmente, siempre que sea razonablemente posible hacerlo, las bombas centrífugas deben ser instaladas a un nivel inferior al de la fuente, para evitar la necesidad de dispositivos de cebado, a no ser las válvulas de ariete en la bomba.

2.5 OPERACION

Una bomba centrífuga debe comenzar a trabajar con la válvula de descarga cerrada, de modo que no existan cargas dinámicas en la tubería de descarga hasta que la bomba haya alcanzado la velocidad máxima. Después del arranque, la válvula de descarga se abre ligeramente para verificar si la unidad está cebada, y después puede abrirse lentamente hasta alcanzar la posición deseada. Antes de parar la bomba, debe

tubería de succión (entrada, válvulas, codos y fricción).

$H_s = z_s - h_{f_s} - h_p$, donde z_s es positivo cuando el manantial está arriba de la bomba.

La altura de descarga es la altura estática de descarga, más las pérdidas por fricción y otras pérdidas en el lado de descarga de la bomba.

$$H_d = z_d + (h_{f_d} - h_{f_s}) + h_i$$

En las pruebas, las cargas en la descarga y en la succión de la bomba deben registrarse con manómetros, y estos, naturalmente, muestran la relación $\frac{p}{W}$. Lo que se desea conocer es el ascenso de la línea de energía en la bomba, y no el ascenso en la línea de carga, que es la diferencia en las lecturas de los manómetros. Por consiguiente, debe hacerse una corrección en las lecturas manométricas en una cantidad correspondiente a la carga de velocidad.

Es decir:

$$H_s = (p/W)_s + h_{v_s} \text{ y}$$

$$H_d = (p/W)_d + h_{v_d} \text{ y}$$

$$H_i = H_d - H_s = \Delta(p/W) + \Delta h_v$$

Esto es, la carga desarrollada por la bomba aparece en la prueba como la diferencia de las lecturas de los manómetros en la descarga y en la succión, más la diferencia (si existe) entre las cargas de velocidad en la descarga y en la succión. Si los manómetros no son instalados en la línea horizontal que pasa por el centro de la bomba, las lecturas deben ser corregidas adecuadamente.

b) *Medida de caudal.* El caudal de prueba puede ser medido por un dispositivo adecuado (ya sea un orificio o medidor Venturi, un vertedero, etc.). Las medidas directas por volumen o peso son preferibles si las condiciones lo permiten a medidas indirectas realizadas en los dispositivos mencionados.

c) *Medida de velocidad.* La velocidad de rotación de la flecha de la bomba se mide con un tacómetro. Se encontrará que por lo general la velocidad no es absolutamente constante, por lo que deben tomarse una serie de lecturas y obtener su promedio.

d) *Medida de la potencia aplicada.* Las bombas centrífugas son unidades de alta velocidad comúnmente impulsadas por motores a gas, turbinas a vapor u motores eléctricos. Cuando son impulsadas por motor, la potencia aplicada a la unidad de bombeo como un todo e_p (véase pág. 6), puede ser medida con instrumentos eléctricos, pero se debe conocer la eficiencia del motor si se desea determinar la eficiencia de la bomba. Es preferible medir directamente la potencia aplicada a la flecha de la bomba, con un dinamómetro eléctrico o mecánico. El primero comprende un motor con campo flotante libre, arreglado de tal manera que el momento de torsión o par motor sea registrado en escalas. Un tipo común del último consiste en una flecha delgada entre el motor y la bomba que sufre una torsión apreciable bajo la carga de trabajo (esta flecha está precalibrada de manera que el par motor correspondiente a una distorsión angular dada, es conocido); y un dispositivo para tomar lecturas de la distorsión angular cuando la flecha está girando, con un estroboscopio. La velocidad de la flecha, medida con un tacómetro, multiplicada por el par motor, da la potencia aplicada a la bomba.

DISPOSICION MULTIPLE DE BOMBAS

Así como a la curva carga-capacidad de la bomba se la conoce como "curva característica de la bomba", igualmente a la curva carga-demanda del sistema de distribución alimentado por la bomba o asociación de bombas, se le suele llamar "característica de servicio". La característica de servicio muestra la carga total para distintas demandas.

Como se muestra en la fig. 33, la característica de servicio consiste en componentes fijas y variables. Se requiere una carga mínima en todos los puntos del sistema donde se va a sacar agua para consumo; la carga en las bombas no puede ser menor que ella y es la componente fija de la característica de servicio. A esta, en la estación de bombeo, debe agregarse las pérdidas asociadas al caudal bombeado; esta compo-

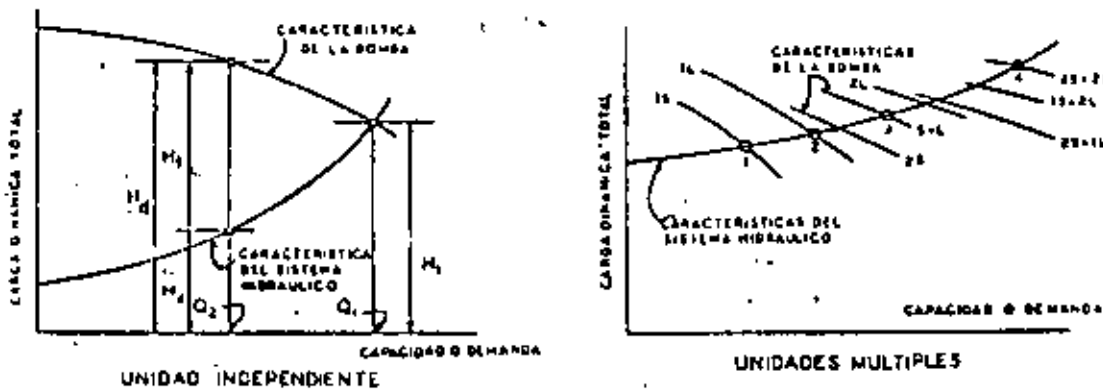


Fig. 33. Características de una bomba vs. características del sistema hidráulico.

nente varía aproximadamente con el cuadrado de Q . La carga contra la que la bomba va a operar es por lo tanto:

$$H = C + kQ^2, \text{ donde } C \text{ y } k \text{ son constantes para el sistema.}$$

Si la característica de la bomba y la característica del sistema hidráulico son dibujadas a la misma escala, su intersección muestra donde debe ocurrir el bombeo, es decir, donde la carga H_1 y el caudal Q_1 son iguales para la bomba y el sistema hidráulico. Q_1 es también el caudal máximo que la bomba puede alimentar al sistema hidráulico a la velocidad fija correspondiente a su curva característica. Si la demanda fuera variable e igual a la capacidad nominal de la bomba, entonces la bomba estaría operando a máxima eficiencia en condiciones de servicio, y se tendría la situación ideal. Sin embargo, si las condiciones de demanda varían con el tiempo, y si sólo existe una bomba en la línea, entonces la bomba debe ser estrangulada para cualquier caudal menor Q_1 . Pues cuando la demanda es Q_2 , la carga total en el sistema es H_2 , mientras que la bomba desarrolla la carga H_1 , que es mayor que H_2 , en la cantidad H_3 . La válvula de descarga debe cerrarse parcialmente en este caso, de manera de crear esta carga adicional H_3 .

Puesto que H_3 representa la carga desarrollada por la bomba que es disipada en forma de trabajo inútil, la eficiencia total para el caudal Q_2 es

H_2/H_1 multiplicado por la eficiencia de la unidad de bombeo.

Si la demanda es variable, frecuentemente conviene poner dos o más unidades de bombos de igual capacidad o de capacidades distintas en la línea, de manera que determinadas unidades puedan ser puestas en servicio a fin de satisfacer las condiciones. Algunas veces, una o más unidades de velocidad variable pueden ser utilizadas, sea individualmente o en paralelo con unidades de velocidad constante. La selección correcta del número y características de las unidades implica un estudio de ingeniería económica, donde los costos deben ser balanceados con economía en gastos de energía. El operador debe ser capaz de satisfacer las condiciones de servicio con facilidad y economía razonables.

La fig. 12 ilustra cómo un número de bombas de velocidad constante pueden satisfacer demandas variables presentes y futuras. Para la demanda presente, se utilizan dos tamaños, que se llamarán grande (L) y pequeño (S). Para la demanda futura, se espera que estas unidades sean duplicadas. La curva característica (S + L) se obtiene simplemente sumando la curva S a la curva L, etc. Así se pueden considerar ocho combinaciones posibles de capacidades de las bombas, utilizando una o dos bombas pequeñas y una o dos bombas grandes, de la siguiente manera:

Bombas en la línea	Punto	Demanda
1S	1	mínimo actual
1L	2	máximo actual
1S y 1L	2	mínimo actual
2S		caudales intermedios
2S y 1L		caudales intermedios alternativos
2L		caudales intermedios alternativos
2L y 1S		caudales intermedios alternativos
2S y 2L	4	máximo futuro

De este modo sería posible bombear eficientemente una amplia variación de caudales, tanto presentes como futuros. Si las bombas son operadas en paralelo, como se describió, deberían presentar características razonablemente inclinadas, y no aplastadas, por razones expuestas en la sección "Curvas características de las bombas" (pág. 15).

Naturalmente, la utilización de unidades múltiples tiene además la ventaja de que el servicio puede mantenerse aun cuando una o más unidades estén fuera de servicio para fines de reparación.

EJEMPLOS NUMÉRICOS

Ejemplo 1

Se desea bombear un caudal de agua de 30 litros por segundo, contra una carga dinámica total de 50 m. Determinese la potencia requerida en caballos de vapor.

$$\text{Caballos de vapor} = CV = \frac{QH}{75} \Delta,$$

$$HP = \frac{GH}{3,960}$$

donde:

- CV = Caballos de vapor
- Q = Caudal en litros por segundo
- H = Altura de bombas en metros
- HP = Caballos
- G = Caudal en galones por minuto
- H = Altura de bombas en pies

solución:

Sistema métrico de unidades

$$CV = \frac{30 \left(\frac{\text{lit}}{\text{seg}} \right) \times 50 (\text{m}) \times \frac{\text{kg}}{\text{li}}}{75 \frac{\text{kg m}}{\text{seg}^2} / \text{caballo}} = 20$$

Sistema inglés de unidades

$$CV = \frac{GH}{3,960} = \frac{\left(30 \frac{\text{lit}}{\text{seg}} \times 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}} \times \frac{8,34 \text{ gal}}{3,785 \text{ lit}} \right) \left(50 \text{ m} \times 3,28 \frac{\text{pie}}{\text{m}} \right)}{33,000 \frac{\text{lit}}{\text{min}} \times \frac{\text{pie}}{\text{min}} \times \frac{8,34 \text{ gal}}{3,785 \text{ lit}}} = \frac{1,800 \times 164,0}{3,960} = 20$$

Ejemplo 2:

Se desea bombear un caudal de agua de dos pies cúbicos/seg por medio de la instalación que se indica en la fig. 34. La bomba es de un solo paso y su velocidad N es de 1,760 rpm, determinese:

- a) La carga dinámica total
- b) Lecturas manométricas (en lbs/pulg²) en los puntos A, B y C.
- c) ¿Cuál sería la velocidad apropiada para una bomba de dos pasos, bajo las mismas condiciones?

Cálculo de las pérdidas de carga

Las pérdidas de carga locales pueden calcularse por dos métodos:

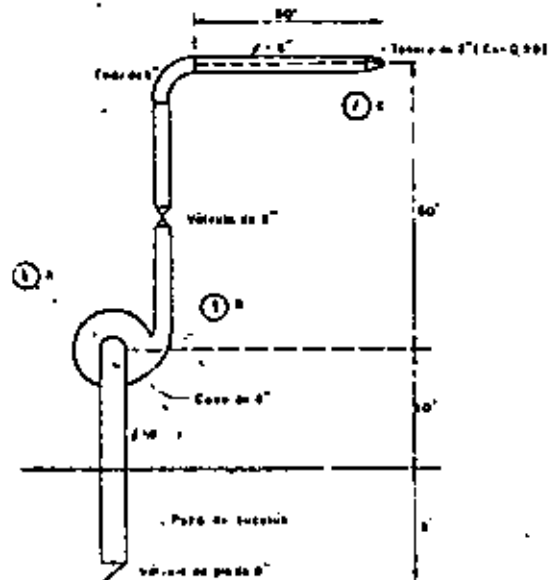


Fig. 34. Ejemplo numérico 2.

1) Empleándose la expresión general:

$$h_e = k \frac{V^2}{2g}$$

11) Trabajando con longitudes equivalentes de tuberías capaces de producir pérdidas idénticas a las locales

Para el problema propuesto se utilizará el método 1. Calculemos las cargas de velocidad:

$$h_{v1} = V_1^2/2g$$

$$V_1 = 2,0/0,349 = 5,73 \text{ pies/seg. } \therefore h_{v1} = 0,51 \text{ pies}$$

$$V_2 = 2,0/0,196 = 10,2 \text{ pies/seg. } \therefore h_{v2} = 1,62 \text{ pies}$$

$$V_3 = 2,0/0,012 = 91,6 \text{ pies/seg. } \therefore h_{v3} = 130,5 \text{ pies}$$

Las valores de L se obtienen de cuadros como por ejemplo el cuadro 32 (a) y (b) del "Pipe Friction Manual" del Instituto de Hidráulica.

Es posible, pues, organizar el cuadro siguiente:

Locales	Pérdidas de carga			
	K	$V^2/2g$	h_f	
1) Entrada a la tubería 8"	0,50	0,51	0,26	
2) Válvula de pie 8"	0,80	0,51	0,41	
3) Codo 8"	0,25	0,51	0,13	
4) 12 pies de tubería 8"	—	—	0,65	$\Sigma h_f = 1,45 \text{ pies}$
5) Válvula de compuerta 6"	0,10	1,62	0,16	
6) Codo 6"	0,30	1,62	0,48	
7) 120 pies de tubería 6"	—	—	13,86	
8) Tubería 2" (*)	—	—	3,20	$\Sigma h_f = 19,70 \text{ pies}$

Las pérdidas totales son de: $1,45 + 19,70 = 21,15 \text{ pies}$

(*) La pérdida en la tubería de 2" se calculó con la fórmula:

$$h_f = \left(\frac{L}{C} - 1 \right) (h_{v1} + h_{v2})$$

a) Cálculo de la carga dinámica total:

$$H = \Delta z + \Delta h_v + \Delta p/\rho + \text{pérdidas}$$

$\Delta z =$ Densivel geométrico en el bombeo

$\Delta h_v =$ Carga de velocidad a la salida de la tobera

$\Delta p/\rho =$ Carga de presión a la salida de la tobera

Así:

$$H = 70 + 130,5 + 0 + 21,15 = 221,65 \text{ pies}$$

b) Lecturas manométricas:

$$\text{Presión en A: } \left(\frac{P}{\rho} \right)_A = -10 - 0,51 - 1,15 \\ = -11,96 \text{ pies } (-3,18 \text{ psi})$$

Presión en B: Aplicando el teorema de Bernoulli en los puntos B y C se obtiene:

$$10 + \left(\frac{P}{\rho} \right)_B + 1,62 = 70 + 0 + \left(\frac{V_1^2}{2g} - V_2^2 \right) \\ + \text{pérdidas en la descarga}$$

$$\therefore \left(\frac{P}{\rho} \right)_B = 207,0 \text{ pies } (89,6 \text{ psi})$$

$$\text{Presión en C: } \left(\frac{P}{\rho} \right)_C = 130,5 - 1,62 + 3,2 \\ = 132,1 \text{ pies } (58,0 \text{ psi})$$

c) Velocidad de una bomba con dos pasos

$$N_s = \frac{N\sqrt{Q}}{H^{3/4}} = \frac{1750\sqrt{2} \times 4,18,8}{(221,65)^{3/4}} = 905$$

$$\text{Velocidad necesaria} = N = \frac{905 (111)^{3/4}}{30} \\ = 1.020 \text{ rpm}$$

Ejemplo 3

Analicé los datos de las pruebas realizadas en una bomba con doble succión de 3 pulgadas y un solo paso, cuya capacidad nominal es de 400 gpm bajo una carga de 110 pies. La poten-

cia al freno es de 14,5 caballos, siendo la eficiencia de 75 por ciento.

Instrucciones para trazar las curvas características de la bomba para $N = 1.750 \text{ rpm}$:

- 1) Cálculense las correcciones en las lecturas de descarga. Es necesario aplicar una corrección debido a que el centro del manómetro se encontraba a 8 pulgadas arriba del centro de la bomba.
- 2) Cálculense las correcciones en las lecturas de succión. De la misma manera es necesario corregir las cargas de succión indicadas, pues el manómetro estaba a 4 pulgadas arriba del centro de la bomba.
- 3) Conviértanse las cargas y caudales indicados

CUADRO 4—Datos de las pruebas—Lecturas en los manómetros

Prueba No.	RPM (N)	Par motor (torque) (pies X libras)	Succión (pies)	Descarga (pies)	Caudal (gpm)
1	1.755	41,0	-9,0	87,5	355
2	1.770	39,0	-8,0	95,0	302
3	1.764	38,0	-7,4	96,0	277
4	1.775	36,5	-6,9	99,0	249
5	1.766	33,6	-6,0	103,5	200
6	1.770	30,5	-5,4	107,0	148
7	1.767	27,0	-4,9	108,0	100
8	1.780	24,5	-4,5	110,0	55
9	1.775	21,5	-4,0	110,0	0

por la prueba en cargas y caudales equivalentes para $N = 1.750$ rpm.

- 4) Trácese las curvas de potencia, carga y rendimiento referidas a los caudales correspondientes para $N = 1.750$ rpm.

Teniendo en cuenta las instrucciones 1 y 2 se puede construir el siguiente cuadro:

Con los valores del segundo cuadro se pueden trazar las curvas de la instrucción 4.

Ejemplo 4

Un ingeniero especifica las características de una bomba centrífuga, que deberá suministrar

Prueba No.	RPM (N)	Par motor (torque) (pies libras)	Lecturas corregidas		Caudal (gpm)	Pérdidas (pies)	Carga dinámica total (pies)	Potencia (HP)
			succión (pies)	descarga (pies)				
1	1.755	41,0	-8,7	88,2	355	1,1	98,0	15,7
2	1.770	39,0	-7,7	93,7	302	0,9	102,3	13,1
3	1.764	38,0	-7,1	96,7	277	0,8	104,6	12,7
4	1.775	36,5	-6,6	99,7	249	0,6	106,9	12,5
5	1.766	33,6	-5,7	104,2	200	0,4	110,3	11,5
6	1.770	30,5	-5,1	107,7	148	0,2	113,0	10,3
7	1.767	27,0	-4,6	108,7	100	0,1	113,4	9,1
8	1.780	24,5	-4,0	110,7	55	0,0	114,7	8,3
9	1.775	21,5	-3,7	110,7	0	0,0	114,4	7,2

Teniendo en cuenta la instrucción 3, se puede elaborar el siguiente cuadro:

un caudal de 1.000 galones por minuto. La carga dinámica total es de 250 pies y el régimen

Carga dinámica total (pies)	Caudal (gpm)	Potencia al freno (HP)	Potencia agua (HP)	Rendimiento (%)
97,5	355	15,6	8,2	60,2
99,7	302	12,6	7,5	59,2
102,9	275	12,4	7,1	57,4
103,9	246	11,6	6,4	54,6
108,3	198	11,0	5,4	49,2
110,3	148	10,0	4,1	40,5
111,2	99	8,8	2,8	31,4
110,8	54	7,9	1,5	19,2
111,5	0	6,9	0	0

de funcionamiento fue establecido para 1.750 rpm. Para este caso un fabricante ofrece un tipo de bomba que asegura satisfacer las condiciones del problema. Tiene un impulsor de 12 pulgadas, suministra 2.000 gpm contra una carga de 240 pies a 1.200 rpm, en el punto de rendimiento máximo. Esta bomba es de succión simple y dos etapas.

- a) ¿Ofrece el fabricante un modelo adecuado al caso?
 b) ¿Qué diámetro del impulsor sería recomendado para el caso presente con este tipo de bomba?
 a) Velocidad específica de la bomba ofrecida (succión simple dos etapas):

$$N_s = \frac{1,200 (2,000)^{1/2}}{(2,40)^{3/4}} = 1,080$$

Velocidad específica necesaria, considerando una bomba de succión simple y dos etapas:

$$N_s = \frac{1,750 (1,000)^{1/2}}{(250)^{3/4}} = 1,180$$

∴ Se entonces que el modelo ofrecido es adecuado, pues su velocidad específica coincide con la deseada.

- b) El tamaño correcto a fijar (en términos del diámetro del impulsor) es:

Utilizando la fórmula $H = KN^2 D^2$
 tenemos:

$$\frac{250/2}{240/2} = \frac{1,750 \times D^2}{1,200 \times 12^2} \therefore D = 8,3"$$

Utilizando la fórmula $Q = KND^2$
 resulta:

$$\frac{1,000}{2,000} = \frac{1,750 D^2}{1,200 \cdot 12^2} \therefore D = 4,4"$$

que coincide con lo anterior.

Ejemplo 5

Una bomba centrífuga de doble succión debe suministrar 900 galones por minuto (2,0 pies cúbicos por segundo) a un tanque elevado, como se indica en la fig. 35. El régimen de operación de la bomba es de 1.750 rpm.

Las pérdidas de carga en la tubería de succión (incluyendo las locales) equivalen a 25 pies de una tubería de 8 pulgadas; las pérdidas en

la tubería de descarga (incluyendo las locales) son equivalentes a 210 pies de tubería de 6 pulgadas (considérese $f = 0,030$).

- a) ¿Cuál debe ser la carga total desarrollada por la bomba?
 b) ¿Cuál sería la potencia, en HP, para un rendimiento de 90 por ciento?
 c) ¿Cuál sería la carga de presión, en pies, en la succión de la bomba?
 d) Si para un buen rendimiento, la velocidad específica debe estar entre 900 y 1.350 ¿será recomendable una bomba de una etapa, o una de dos etapas?

Tenemos:

$$V_s = 2,0/0,196 = 10,2 \text{ pies/segundo} \therefore h_{fs} = 1,6 \text{ pies}$$

$$V_d = 2,0/0,349 = 7,7 \text{ pies/segundo} \therefore h_{fd} = 0,3 \text{ pies}$$

- a) Carga total = altura de elevación (z) + pérdida en la entrada $(0,3 h_{fs}) + h_{fs} + h_{fd} +$ pérdida en la salida.

$$\text{Altura de elevación } (15 + 165) = 180,0 \text{ pies}$$

$$h_e = \text{pérdida en la entrada} = 0,3 \times 0,3 = 0,3 \text{ pies}$$

$$h_{fs} = f L \frac{V_s^2}{D} = \frac{0,030 \times 25}{2/3} (10,2) = 0,6 \text{ pies}$$

$$h_{fd} = f L \frac{V_d^2}{D} = \frac{0,030 \times 210}{1/2} (7,7) = 23,4 \text{ pies}$$

$$\text{pérdida en la salida} = h_{fs} = 1,6 \text{ pies}$$

$$\text{carga total} = 205,9 \text{ pies}$$

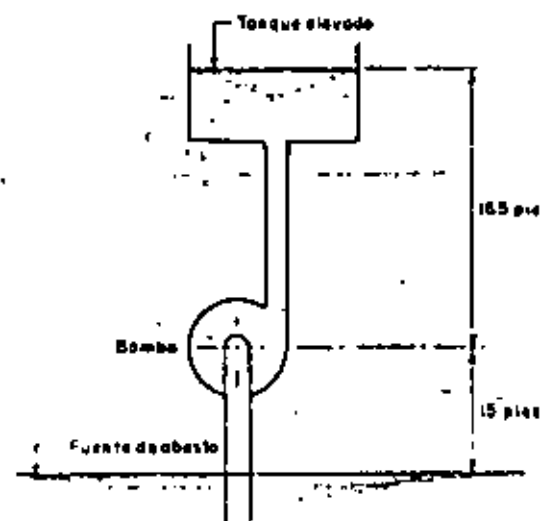


Fig. 35. Ejemplo numérico 5.

$$b) \text{ potencia} = \frac{Q H}{550} = \frac{62.4 \times 2 \times 205.9}{550 \times 0.9} = 2311 \text{ W}$$

$$c) \left(\frac{P}{\rho} \right)_{\text{succión}} = -h_s - h_{fs} - h_{rs} - 1) \\ = 0.3 - 0.6 - 0.5 - 1) \\ = -16.4 \text{ pies}$$

d) Para una etapa

$$N_s = \frac{1.750 (900/2)^{1/4}}{(206/2)^{3/4}} = 6.90$$

Para dos etapas

$$N_s = \frac{1.750 (900/2)^{1/4}}{(206/2)^{3/4}} = 1.130$$

Por consiguiente la bomba deberá ser de dos etapas.

Ejemplo 6

Si la bomba de la fig. 36 se pone en marcha cuando el nivel del agua en el lago y en el pozo es el mismo ¿cuál será el abatimiento máximo en el pozo?

Para resolver este problema se considerarán pequeños incrementos de tiempo, referidos al comienzo del funcionamiento de la bomba. Inicialmente ocurrirá un descenso continuo del nivel del agua en el pozo, debido a la deficiencia de alimentación del pozo con agua del lago. Habrá un instante en el cual el desnivel que existe entre el lago y el pozo dará origen a un caudal de alimentación mayor que el efluente del pozo (caudal de bombeo). En este momento el nivel del agua en el pozo

comienza a subir, estableciéndose eventualmente una condición de equilibrio entre afluente y efluente, esto es, una estabilización del nivel del agua en el pozo.

El cuadro 2 permite visualizar las variaciones del nivel del agua en el pozo. Con los datos de ese cuadro fue posible construir las curvas de la fig. 37, que indica el abatimiento máximo en el pozo.

Considerando que $f = ma$ (fuerza = masa aceleración) se tiene:

$$(\rho h_1 A - \rho h_2 A) = \left(\frac{\rho A L}{g} \right) \frac{\Delta V}{\Delta T}$$

donde:

ρ = peso específico del agua = 62.4 libras/pie cúbico

h_1 = carga afluente sobre la tubería en el lago

A = área de la tubería

h_2 = carga efluente sobre la tubería en el pozo

L = longitud de la tubería

g = aceleración de la gravedad = 32.2 pies/seg²

ΔV = variación del volumen de agua en el pozo

ΔT = intervalo de tiempo considerado

Así:

$$\Delta V = \left(\frac{K}{L} \right) (h_1 - h_2) \Delta T = \frac{32.2}{2,000} (h_1 - h_2) \Delta T$$

$$\Delta V = 0.016 (\Delta h) \Delta T$$

Si se consideran las pérdidas de carga en la tubería se tiene:

$$\Delta V = 0.016 (\Delta h - \Delta h_f) \Delta T$$

siendo Δh_f el factor de amortiguamiento debido a la fricción.

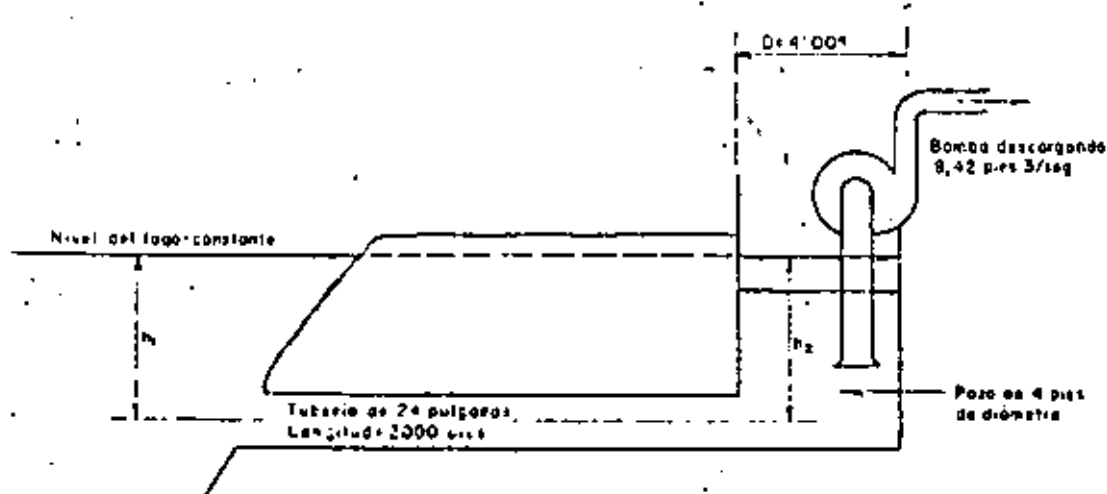


Fig. 36. Ejemplo numérico 6.

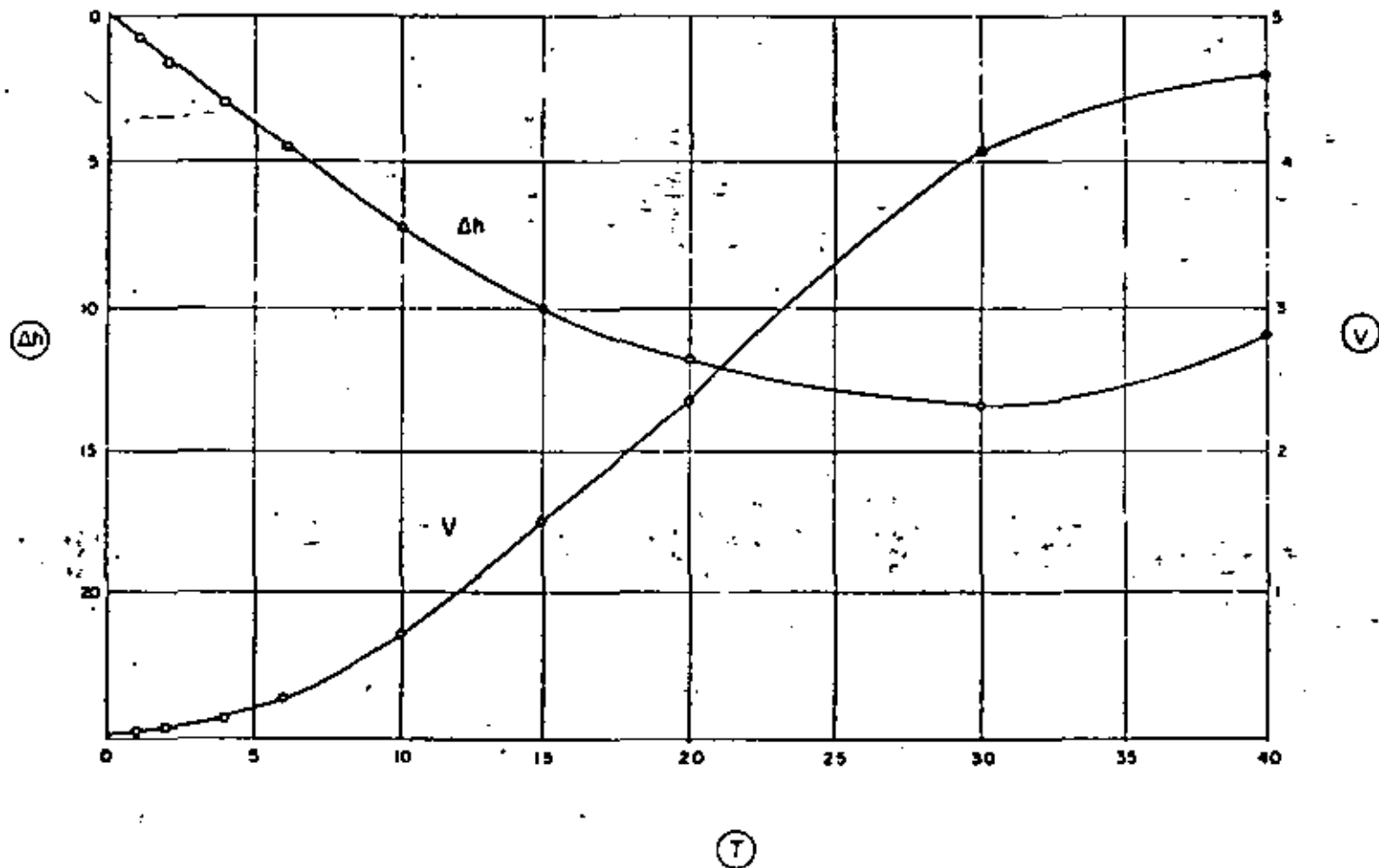


Fig. 37. Ejemplo numérico 6.

CUADRO 5—Variaciones del nivel de agua en el pozo.

Tiempo a partir de la inyección del líquido a un pie de la bomba (seg.) (1)	Intervalo de tiempo considerado (seg.) (2)	Afluente al pozo de succión* (cfs) (3)	Efluente del pozo de succión (cfs) (4)	$Q = (4) - (3)$ (cfs) (5)	Abatimiento del nivel en el pozo h_1 (pies)† (6)	h_1 (pies) (7)	Pérdida de carga en la tubería $h_1 - h_2$ (pies)‡ (8)	$h_1 - h_2$ (pies) (9)	$C = \frac{V}{(pies \times segundos)} (10)$
1	—	0	9.42	9.42	0.75	0.75	0	0.75	0.012
—	1	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	0.04	9.42	9.38	0.74	1.49	0	1.49	0.024
—	2	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	0.23	18.84	18.61	1.48	2.97	0	2.97	0.096
—	2	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	0.83	18.84	18.01	1.43	4.40	0	4.40	0.142
—	4	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	3.44	37.68	34.24	2.72	7.12	0.03	7.09	0.457
—	5	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	11.5	47.10	35.6	2.84	9.96	0.27	9.69	0.781
—	5	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	23.7	47.10	23.4	1.86	11.82	1.05	10.77	0.866
—	10	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	74.4	94.2	19.8	1.38	13.40	2.80	10.60	1.71
—	10	—	—	—	—	—	—	—	—
40	—	128.0	94.2	-33.8	-2.69	10.71	7.45	3.26	0.52

* En la tubería de 24 pulgadas; conociendo $(h_1 - h_2)$ se calcula el caudal.

† Como el pozo es cilíndrico, $h = \frac{4 \left(\frac{\text{Influente-Afluente}}{\text{Intervalo de tiempo}} \right)}{3.14 \times (\text{Diámetro})^2}$

‡ En la tubería de 24 pulgadas; conociendo el afluente al pozo se calcula la pérdida de carga.

FLUJO AXIAL.

3-7-1 INTRODUCCION

Al tratar sobre la clasificación, la velocidad específica (N_s) y el tipo de curvas en las bombas centrífugas, quedó establecido el rango y características para las bombas de flujo mixto y de flujo axial. Sin embargo, haremos un extracto para que podamos distinguirlos con mayor facilidad:

<u>CONCEPTO</u>	<u>F. MIXTO</u>	<u>F. AXIAL</u>
(N_s)	4200 a 9000	> 9000
(Q)	medios	grandes
(H)	medias	pequeñas
Tipo curva	creciente	muy creciente
carcasa	tipo difusor	tipo difusor

3-7-2 PROPIEDADES ESPECIFICAS PARA LAS BOMBAS CENTRIFUGAS DE FLUJO MIXTO Y DE FLUJO AXIAL.

A continuación exponemos algunas propiedades para ambas bombas, con ligeros cambios en algunas de ellas, aplicables a los dos tipos. Por la posición pueden ser horizontales o verticales. El tipo más usual es el vertical en cámara húmeda, de uno o dos pasos, en muy pocas ocasiones de más de dos pasos. El tipo de descarga puede ser bajo o sobre la superficie. Su acoplamiento al elemento motriz se realiza con el de tipo flecha sólida o flecha hueca, indistintamente. La lubricación del eje (flecha) en la columna de descarga, normalmente se efectúa con aceite o con la misma agua bombeada, si las características de ésta no afectan a las chumaceras y al eje; en muy raras ocasiones se usa agua limpia a presión entre el eje y el tubo de protección, como lubricante.

El impulsor de una bomba de flujo axial, es abierto, no se puede hablar de recorte de impulsor (no debe recortarse) sino de un ángulo ó grado de inclinación de los álabes. En cambio el impulsor de flujo mixto es cerrado ó semiabierto, puede tener ligeros recortes, pero su diseño esencial se refiere al número de álabes y a su ángulo de salida. Hay tipos de bombas de flujo mixto que también no admiten recorte de impulsor debido al diseño de éste y del tazón esférico.

El diámetro de paso de esfera, (tamaño del sólido que puede pasar por el impulsor, sin atascarse) es mayor en la bomba de flujo axial

que en la de flujo mixto. Sin embargo, normalmente, la limitación no es en el impulsor, más bien lo es el difusor, sobre todo cuando se tiene dos ó más pasos en la bomba; por esto se debe tener cuidado de querer utilizar bombas verticales de flujo mixto o de flujo axial, como unidades de tipo instalable.

El factor de empuje es mayor en una bomba de flujo axial que en una de flujo mixto, siendo bastante alto en ambas unidades, con valores mayores (4 a 5 veces) que en una bomba de flujo radial. El empuje total lo puede soportar el balero de carga del motor o bien un balero especial con su alojamiento y apoyado sobre la base de la bomba.

La más importante observación que se debe tener en la selección, instalación y operación de las bombas de flujo mixto y de flujo axial, es el hecho de su comportamiento al considerarlas operando con un caudal igual a cero y por lo tanto con carga máxima. En la de flujo mixto se tiene una carga 220% mayor y una demanda de potencia de 150% también mayor que las obtenidas en el punto de máxima eficiencia. En cambio, para la de flujo axial, estos incrementos son exagerados, teniéndose 350% mayor en la carga y 300% mayor en la potencia demandada, que los del punto de máxima eficiencia.

Estos incrementos nos indican que no debemos operar las bombas de flujo mixto y de flujo axial, con caudales muy pequeños, relacionados al de diseño; o también debemos evitar instalar válvulas en la descarga de este tipo de bombas pues en caso de instalarse, se tendrán motores excesivamente desproporcionados, así como baleros de empuje sobradísimos, para el servicio normal de diseño.

Cuando se tengan este tipo de bombas en paralelo, debemos procurar que descarguen individualmente o bien lo hagan a un tanque ó caja de oscilación si la línea de conducción es muy larga.

3-7-3- APLICACIONES

Por sus características: (Q) , (H) , (N_g) y tipo de curvas, tienen una gama muy amplia en sus aplicaciones, siendo los principales: Irrigación y drenaje en agricultura, control de inundaciones, control de avenidas, drenaje pluvial, efluentes de aguas negras con tratamiento primario (después de un desmenuzador, presedimentador, etc), torres de enfriamiento, etc.,

3-8-0 BOMBAS CENTRIFUGAS CON ARREGLOS O DISEÑOS ESPECIALES.

3-8-1 INTRODUCCION

Debido a la gran aplicación que tienen las bombas centrífugas, existen casos y problemas especiales donde es necesario hacer ciertas modificaciones o diseños especiales a las unidades para obtener una operación satisfactoria de las mismas. Entre las principales, se pueden mencionar a las eyectoras, autocebantes, de sumidero, sumergibles de pozo profundo y de payones (well point).

3-8-2 BOMBAS EYECTORAS

Esta unidad es realmente una combinación de un eyector y una bomba centrífuga. Sus componentes esenciales son: Un tubo tipo venturi, un chiflón, la tubería de succión, la tubería de recirculación, una válvula reguladora, una válvula de pie y la bomba centrífuga. El conjunto chiflón y tubo tipo venturi trabaja de acuerdo con el principio establecido por Bernoulli que consiste en que, cuando se tiene un flujo en una tubería, la presión del agua decrece en relación directa al incremento de la velocidad del flujo, y viceversa. La eficiencia de este arreglo, bomba eyector, es baja debido al caudal de recirculación necesario para poder operar el chiflón. Sin embargo, su ineficiencia, no es objectionable en la mayoría de los casos en que se usan, como son, entre otras en instalaciones domésticas, debido a las ventajas que presentan:

- . Poderse instalar en pozos someros, con ademes de 5 a 10 cm. de diámetro y niveles dinámicos pequeños y poco variables durante el año.
- . Facilidad de su manejo, tanto en la bomba, como del eyector y tuberías de succión.
- . Simplicidad, aunada a una inversión y mantenimiento relativamente bajos.

3-8-3 BOMBAS AUTOCEBANTES.

Este tipo de unidades, como los eyectores, también es una bomba centrífuga con arreglos especiales en su carcasa tipo voluta que permite mantener un depósito de agua después de haberse parado, una válvula check, tipo bola, en la succión de la carcasa, retiene el agua después de cada paro.

Las conexiones de succión y descarga de la bomba se localizan siempre en la parte superior de la carcasa.

La aplicación principal de estas bombas se tiene en el drenaje de construcciones tipo medio, en las cuales no se justifica una instalación formal de bombas convencionales, ya sea por el poco monto de la obra o por el tiempo de ejecución de la misma.

3-8-4 BOMBAS DE SUMIDERO

El nombre de estas unidades debemos asociarlo a bombas verticales tipo círculo húmedo, cuyo tamaño permita que un sólo individuo la maneje con facilidad, es decir, que sea manuable. Normalmente son de capacidad pequeña, con motor fraccionario y sus aplicaciones son muy variadas:

Drenar las fugas de bombas ó turbinas (pequeñas) en una casa de máquinas, manejar aceites residuales en un taller de maquinados, drenar construcciones muy pequeñas, etc.

Esencialmente se componen de bomba con carcasa tipo voluta, columna de soporte y columna de descarga. Puede autoseportarse con un dispositivo especial abajo del colador y de la succión o mediante una placa situada entre la columna de soporte y la base del motor.

3-8-5 BOMBAS SUMERGIBLES.-

Estrictamente hablando, casi todas las bombas pueden ser sumergibles en el agua. Sin embargo, se ha convenido utilizar el adjetivo sumergibles para designar a las unidades, bomba-motor, con un arreglo especial que permite la operación de la bomba con el motor sumergido en el mismo líquido que se está bombeando. Estas unidades están constituidas por:

- . Motor totalmente cerrado (encapsulado).
- . Colador
- . Cuerpo de bombas.
- . Columna de descarga.
- . Válvula check para cargas mayores de 60 m.
- . Cable blindado (alimentación motor).
- . Placa de sustentación (para bomba vertical).
- . Codo de descarga, (para bomba vertical).

La aplicación principal de estas bombas, se recomienda al tenerse:

- . Pozos con nivel dinámico mayor de 150 m.
- . Pozos desplomados ó con cierto quiebre (cualquier nivel dinámico)
- . Espacios muy reducidos.
- . Debambos en líneas horizontales superficiales o poco profundas (se usa en obra civil).
- . Instalaciones silenciosas (hospitales, conjuntos residenciales con pocas áreas disponibles para instalaciones convencionales).

Sus limitaciones para los casos anteriores, son:

- . Evitar el uso para bombear agua con temperaturas mayores de 35°C
- . No usarse cuando el pozo produzca algo de arena ó sólidos pequeños en cierta proporción.
- . No usarse en aguas corrosivas ó muy incrustantes.

3-8-6 PUYONES (well point).

Finalmente, dentro de los diseños especiales ó importantes, tenemos a los sistemas de puyones (well point) que realmente no son bombas centrífugas sino que más bien, forman parte de un sistema de tuberías conectados a la succión de una ó varias bombas centrífugas. En efecto atendiendo al uso de estos sistemas, abatimientos del nivel freático (excavaciones ó compactaciones) y suministro de agua con control del nivel freático, esencialmente están constituidos por:

- . Puyón (tubo perforado y alojado en otro tubo-cedazo) clavado verticalmente en el terreno (similar al adorno de un pozo). La distancia entre cada puyón varía de 60 a 150 cm.; dependiendo del tipo de terreno.
- . Válvula en la descarga de cada puyón varía de 60 a 150 cm., dependiendo del tipo de terreno.
- . Válvula en la descarga de cada puyón (para control de gasto).
- . Cabezal ó múltiple colector, al cual se conectan los puyones por la parte superior.
- . Bomba centrífuga autocolectante, cuya succión se conecta al cabezal ó múltiple colector.
- . Bomba auxiliar (tipo de vacío) para eliminar el aire del cabezal colector cuando tenga un desarrollo considerable.

El funcionamiento de este sistema se comprende con facilidad, haciendo la similitud con una bomba horizontal autocebante, - colocada sobre la losa de un cárcamo y bombeando el agua contenida en éste a un nivel máximo de 5 a 6 m. por abajo del ojo del impulsor.

La capacidad de un sistema de puyones depende de la permeabilidad del terreno, de su contenido de agua y del número de tubos calentores (puyones). La capacidad de cada puyón es muy variable. 0.2, o 0.3 lps ó de 2 a 3 lps dependiendo, como ya se indicó, de las características del terreno.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Centrifugal Pumps.- Igor Kerassik and Roy Cartor.
- 2.- Hydraulic Institute Standards. 13th Edition.
- 3.- Bombas para Agua Potable.- Div. Doctorado Facultad
Ingeniería, UNAM Esc. Ingeniería Sanitaria.
- 4.- Ground water and wells. Edward E. Johnson, Inc.
- 5.- Elements of Hydraulic Engineering.- Ray K. Linsley, Jr.
- 6.- Construction Planning, Equipment, and Methods.- R. L. Pourifoy.





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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESTACIONES DE BOMBEO

SEGUNDA PARTE

JULIO, 1980



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

OPERACION Y MANTENIMIENTO

ING. JUAN MANUEL MARTINEZ GARCIA

JULIO, 1980

OPERACION Y MANTENIMIENTO

1. OBJETIVOS
2. CAPTACIONES
3. CONDUCCIONES
4. TANQUES DE ALMACENAMIENTO
5. DISTRIBUCION



1.- OBJETIVOS.-

1.1 INTRODUCCION.-

El agua, elemento vital y prioritario para el ser humano, ha sido, es y será un factor decisivo en los asentamientos humanos y en la creación y desarrollo de vastas zonas productivas.

1.2 OBJETIVOS.-

La operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, tienen como objetivos primordiales proporcionar agua de calidad óptima, cantidad suficiente, continuidad permanente y a un precio justo.

Para esto, el sistema debe de integrarse en tal forma que haya seguridad y confiabilidad en todas las unidades que lo componen y flexibilidad para su ampliación ó adecuación a las características y necesidades de la población servida.

1.3 EFICIENCIA.-

La eficiencia en la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, es un reflejo de los recursos de que dispongan y del grado de fidelidad y certeza en la consideración de las características de los sistemas du -

1.3 -----rante los procesos de planeación, diseño y cons -
trucción de los mismos.

Los recursos humanos (administrativos, técnicos, de entre -
namiento, operativos, etc.) son los más importantes en -
un sistema de agua potable y los que reflejan y crean la -
imagen de servicio hacia el usuario.

Los equipos para mantenimiento, transportes, laboratorios, -
herramientas, medios de comunicación, talleres y materia -
les, se tendrán de acuerdo a las características del sis -
tema.

Otros recursos indispensables, que normalmente no se tie -
nen ó se olvidan, son los planos actualizados, los manua -
les de operación y los inventarios de las unidades que in -
tegran el sistema, sin los cuáles no se pueden asegurar -
una operación racional y un mantenimiento correctivo ó -
preventivo adecuados.

2.- C A P T A C I O N E S .-

2.1 FUNCIONES Y REQUISITOS.-

2.1.1 La primer característica de las fuentes de abastecimiento
de un sistema, es tener la capacidad suficiente para en -
tregar el caudal necesario durante el periodo de amortiza -
ción de las obras de captación, potabilización y conduc -
ción del agua que producen dichas fuentes. (ver Fig. 5, -
5-A).

- 2.1.2 Como segunda característica de las fuentes de abastecimiento, es el que deben ser capaces de proporcionar el gasto continuo que requiere el sistema durante los 365 días del año.
- 2.1.3 Finalmente, como tercer requisito, las fuentes de abastecimiento deben producir agua potable ó susceptible de potabilizarse a un costo razonable.
- 2.2 OPERACION DE CAPTACIONES.-
- 2.2.1 Operación continua.-Una fuente de abastecimiento debe operarse durante las 24 horas de los 365 días del año, con el objeto de obtener una eficiencia óptima en el sistema, ahorrar energía, abatir costo de potabilización si la hay y reducir costos de conducción y rebombes (ver Fig. 6 y 6-A).
- 2.2.2 Gasto constante.-El caudal ó gasto que aporte cada fuente debe ser en lo posible constante y razonable, de acuerdo a las características de la misma (curva de aforo de un pozo, galería filtrante, etc.) de tal forma que no se provoquen problemas irremediables al sobre explotar la captación. -- (ver fig. 7)
- 2.2.3 Abatimientos controlados.- Debido a que en la actualidad la mayor parte del agua utilizada en los sistemas se obtiene del subsuelo, es importante controlar los abatimientos con el objeto de: evitar interferencias entre pozos cercanos, prever contaminaciones del acuífero (intrusión de --

2.2.3 -----agua salada, (ver Fig. 7) disminuir el arrastre -
de sólidos hacia el pozo al tener velocidades pequeñas --
por diferenciales de carga razonables y finalmente, contro-
lar el consumo de energía al extraer el agua a menores -
profundidades y a niveles donde el equipo opere dentro --
del rango de máxima eficiencia (ver fig. 8)

2.2.4 Parámetros de control.- La medición del gasto aportado por
cada fuente de abastecimiento, los niveles dinámicos, las-
presiones, la calidad del agua y los consumos de energía -
y reactivos químicos, nos proporcionan los elementos nece-
sarios para definir si nuestros sistemas están trabajando-
eficientemente y si requieren de un mantenimiento preventi-
vo ó alguna adaptación en sus instalaciones para ajustarse
a las condiciones que prevalecen (ver Fig. 9 y 9-A)

2.3 - MANTENIMIENTO DE CAPTACIONES.-

2.3.1 Confiabilidad y seguridad.- El observar un mantenimiento -
preventivo y correctivo de las fuentes de captación, tanto
superficiales (manantiales, ríos, lagos, presas, etc.) como
subterráneas, permiten conservar la seguridad y confiabili-
dad de un buen servicio de los sistemas de agua potable.

2.3.2 Contaminación de acuíferos.- Una de las acciones más impor-
tantes que deben atenderse en el mantenimiento de las cap-

2.3.2 -----taciones, es vigilar y realizar todas las tareas -
necesarias para evitar la contaminación por aguas negras,
drenaje de granjas, fertilizantes, pesticidas y desechos-
industriales.

2.3.3 Rehabilitación pozos.- Periódicamente y de acuerdo a las-
características del pozo, es necesario se haga un desazol-
ve, se limpie el ademe, se conserve el filtro y se desa-
rrolle y afore nuevamente el pozo, asimismo y en forma pa-
ralela se reparará el equipo electromecánico.

Estos trabajos, bien programados, traerán como consecuen-
cias positivas lo siguiente:

a) Ahorro de energía al bombear el agua de niveles dinámi-
cos menores y al ajustar el equipo electromecánico a su -
rango de mejor eficiencia de acuerdo al nuevo aforo y a -
las características del sistema (ver Fig. 6-A)

b) Costo del equipo electromecánico más bajo al disminuir
las inversiones en el mantenimiento pues manejará agua --
limpia y operará en un rango de máxima eficiencia y por -
consiguiente en una frontera de seguridad al no producir-
se vibraciones, empujes radiales excesivos, etc.

c) Mejoras en la calidad del agua al evitar el arrastre -
excesivo de sólidos, debido a la limpieza del filtro que-

c) -----permitirá aportar más agua con una diferencial - de cargas menores y consiguientemente más bajas velocidades.

2.3.4 Protección equipos e instalaciones.- El conservar en buenas condiciones los medios de protección contra invasiones, robos, incendios, sabotaje, inundaciones, etc., asegura un buen servicio y funcionamiento e incrementa la eficiencia de las captaciones y en consecuencia del sistema de agua potable.

2.3.5 Historia clínica de las captaciones.- Finalmente, el llevar un archivo con los conceptos más importantes que se han realizado como mantenimiento preventivo y correctivo- así como ampliaciones ó adaptaciones tanto a las fuentes de abastecimiento como a los equipos electromecánicos, -- permiten conocer y programar adecuadamente las acciones y tareas a efectuar para un mantenimiento y operación eficientes.

3.- CONDUCCIONES A PRESION.-

3.1 Funciones principales de las conducciones a presión.-

3.1.1 Transporte.- Una línea a presión es el medio de transporte del agua desde la captación hasta el almacenamiento ó distribución, sin cambiar las propiedades del agua que -- conduce.

- 3.1.2 Energía.- Conserva la energía del agua que conduce, excepto la utilizada en su propio transporte ó permite transformarla de energía de presión en energía de posición ó viceversa.
- 3.1.3 Pérdidas.- Evitar las pérdidas del agua que conduce.
- 3.1.4 Contaminación.- Evitar que el agua que transporta pueda ser afectada por algún agente externo deteriorando su calidad.
- 3.2 Operación de conducciones a presión.
- 3.2.1 Continuidad.- Las conducciones deben operarse durante las 24 horas de los 365 días del año, con el objeto de abatir los costos de operación, al consumir menos energía y al permitir reducir los diámetros, pues se conducirá como caudal mayor, el gasto medio máximo diario.
- 3.2.2 Flexibilidad.- Todas las conducciones deben de contar con válvulas de seccionamiento, adecuadamente distribuidas, para permitir flexibilidad en su operación y mantenimiento cuando se tienen varias fuentes de abastecimiento y/o longitudes considerables en los acueductos (ver Fig.10)
- 3.2.3 Accesorios.- Al no utilizar la sección total del acueducto se disminuirá la eficiencia y capacidad del mismo, cosa que ocurre cuando se crean bolsas de aire ó de gases disueltos en el agua, ó cuando se depositan sólidos en las partes más bajas (depressiones ó columpios) de las líneas

3.2.3 -----de conducción.

10

Para evitar que se presenten estos problemas se usan válvulas en las partes altas que admiten ó expulsan aire durante la operación y se instalan válvulas de desfogue en las partes más bajas para extraer los sedimentos que se depositan en estas zonas. (ver figs. 11 y 12)

3.3 Mantenimiento de conducciones a presión.

3.3.1 Protección y seguridad.- Los derechos de vía de los acueductos deben mantenerse libres de invasiones y protegidos contra acciones meteóricas para evitar se dañe a tuberías ó piezas especiales que afecten el funcionamiento adecuado de los mismos.

3.3.2 Vigilancia.- Sólo una constante vigilancia de los acueductos puede garantizar que no se perforen por instalar tomas clandestinas, contaminen el agua para algún cruce mal realizado de un gasoducto ó tubería de aguas negras y no se rompan con pasos de vehículos, puentes, etc.

3.3.3 Fugas.- Las fugas manifestadas ó canalizadas que pueden ser provocadas por las condiciones de operación, temblores, sabotaje, rupturas durante obras mal supervisadas, etc., deben de repararse de inmediato para evitar daños mayores al saturarse y erosionarse el suelo que soporta al acueducto.

4.- TANQUES DE ALMACENAMIENTO. - //

4.1 Funciones de los tanques

- 4.1.1 Almacenar.- Un volúmen suficiente de agua almacenada cuando se presenta un problema entre la fuente de abastecimiento y el tanque (ruptura de la conducción, falla de un rebombear ó en la captación, etc.) evitará la suspensión del servicio.
- 4.1.2 Cambiar régimen.- La capacidad de almacenamiento del tanque, recibiendo un gasto constante proporcionado por la fuente de abastecimiento y entregando un gasto variable que demanda la población a través de la red de distribución, hace posible el cambio de régimen y las condiciones de operación.
- 4.1.3 Retención.- Proporciona el tiempo de contacto necesario para efectuar la desinfección del agua que se va a distribuir.
- 4.1.4 Sólidos.- Permite sedimentar y almacenar los sólidos en suspensión que trae el agua y evitar que lleguen al usuario y puedan obstruir la toma domiciliaria (en particular el medidor ó llaves de flotador en los muebles sanitarios)
- 4.1.5 Mezcla.- Permite que las aguas de diferentes fuentes de abastecimiento (pozos, etc.) se mezclen uniformizando la calidad antes de su distribución.

4.1.6 Zonas de presión.- Finalmente, con los tanques de almacenamiento, podemos alimentar zonas de la población servida de acuerdo a su topografía, evitando altas presiones que puedan causar rupturas y fugas constantes en la red de distribución y eliminar zonas de baja presión donde el servicio sería deficiente sin el tanque.

4.2 OPERACION DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO.-

4.2.1 Desinfección.- Antes de poner en servicio un tanque de almacenamiento, es necesario asegurar su limpieza y desinfección para evitar alguna contaminación. Como desinfectante- podemos utilizar algún compuesto de cloro, rociando las paredes con un producto que contenga 500 ppm. ó aplicando hipoclorito en el agua contenida en el tanque, con un tiempo de retención de 6 a 24 horas y con una dosificación de 50-ppm.

4.2.2 Condición de operación.- Debemos procurar utilizar la capacidad máxima de almacenamiento con objeto de hacer válidas las funciones de estas unidades, por lo tanto, es necesario se conserven tirantes de agua lo más alto posibles y se lleve una estadística de los mismos para relacionarlos con la captación y la distribución del sistema.

4.2.3 Protección Sanitaria.- Los tanques deben ser cubiertos, con registros sanitarios y ventilas protegidas para evitar la contaminación del agua (ver Fig. 14)

- 4.2.3 -----La cubierta también elimina el crecimiento de plantas y la evaporación del agua.
- 4.2.4 Derivación.- Para tener una flexibilidad en la operación de los tanques y no interrumpir el servicio, durante el mantenimiento correctivo ó preventivo de la unidad, se instala una tubería entre la alimentación y la descarga del tanque con sus válvulas respectivas (ver Fig. 13)
- 4.2.5 Desperdicio de agua.- Durante su operación, los tanques deben de contar con medios de control, válvulas, vertedores a la red, etc. para evitar tirar agua.
- 4.3 MANTENIMIENTO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO
- 4.3.1 Seguridad.- Los tanques deben protegerse con un bardado en todo su perímetro, disponer de un buen alumbrado y tener un drenaje natural adecuado, para eliminar al máximo las emergencias provocadas por fenómenos naturales ó por el hombre (sabotajes, robos, etc.)
- 4.3.2 Planos y estadísticas.- Para asegurar un mantenimiento adecuado y un servicio confiable, es necesario contar con los planos actualizados y llevar una estadística detallada de las inspecciones, desazolves, drenados, limpiezas, pintura desinfección y reparaciones que se lleven a cabo periódicamente.

4.3.3 Ventililas.- Durante el llenado y vaciado de los tanques, las ventililas deben estar libres, no deben bloquearse, pués si no permiten escapar el aire con rapidez y facilidad, se pueden presentar sobrepresiones internas durante el llenado y causar daños excesivos a los tanques. Lo mismo, si el aire no entra a reemplazar el volúmen del agua que sale a la distribución, puede ocurrir un vacío que provoque daños y el colapso del tanque.

4.3.4 Fugas.- Cualquier fisura ó dèsuperfecto, por pequeños que sean, deben ser reparados de inmediato con el objeto de evitar el crecimiento de plantas que incrementarían las fugas que pudiesen presentarse.

4.3.5 Accesorios.- Las escaleras de acceso, registros y válvulas para vaciado, facilitan el mantenimiento de los tanques. En particular, la ubicación de la válvula para vaciar será la parte más baja del fondo y no tener conexión al alcantari llado para evitar cualquier contaminación.

5.- D I S T R I B U C I O N . -

5.1 FUNCIONES PRINCIPALES DE LAS REDES DE DISTRIBUCION.-

5.1.1 Conducir y distribuir.- Las redes de agua potable tienen como función primordial conducir el agua desde los tanques de almacenamiento, acueductos ó fuentes de abastecimiento hasta la entrega al usuario, con una presión constante y adecuada que permitirá entregar un gasto razonable. (ver Fig.16 y 17)

- 5.2.2 período de operación.- Una red de distribución debe operarse durante las 24 horas, es decir, mantener una presión continua, positiva y lo más uniforme posible, con el objeto de evitar contaminaciones y disminuir las fugas a un mínimo aceptable. Otra ventaja adicional al tener continuidad en la operación de la red, es que los costos se abaten, tanto el de la energía como de la propia red, pues se abastece la demanda requerida por los usuarios durante las 24 horas. El operar durante períodos cortos, haciendo tandeos, se consume más energía porque se requieren mayores presiones para entregar el mismo caudal en un tiempo menor. Además, al vaciarse la red, entra aire que provoca más fugas en el momento de volver a soltar el agua. Por otra parte, durante el lapso en que aparece el vacío en la red, se establecen flujos inversos en fugas, en cajas con válvulas cuyos estoperos están deficientes, en tomas de riego abiertos, etc., contaminando la red. (ver fig. 15)
- 5.2.3 parámetros de control.- Para conocer el estado de la red y la eficiencia en la distribución, es necesario establecer parámetros de control que nos proporcionarán índices para una mejor operación y mantenimiento de las tuberías. La medición del gasto que recibe la red, comparada con la integración del agua que se entrega a los usuarios, se obtiene la eficiencia en la distribución y nos permite establecer programas de detección y reparación de fugas por zonas-

5.1.2 Calidad.- Conservar las características del agua que distribuye, evitando que pueda ser alterada por algún agente externo.

5.1.3 Cantidad y continuidad.- Utilizar parte de la energía del agua con objeto de hacer una distribución continua y proporcionar gastos equitativos.

5.1.4 Pérdidas de agua.- Evitar desperdicios durante la distribución del agua.

5.2 OPERACION DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.

5.2.1 Limpieza y desinfección.- Al poner en servicio una red nueva de distribución, requiere de una limpieza y desinfección para prevenir cualquier contaminación.

Normalmente, la limpieza se realiza mediante el desfogue de las tuberías y la desinfección con la aplicación de cloro en una proporción de 50 ppm. y durante un período de retención de 24 horas.

Después de este lapso debe haber por lo menos 25 ppm. de cloro libre para que la tubería quede bien desinfectada. Durante la desinfección deben operarse las válvulas para asegurarnos de que también han sido desinfectadas.

Posterior al período de retención y después de desfogar las tuberías, debe procurarse tener el cloro residual recomendable en la operación de 0.2 ppm.

5.2.3 ---bién definidas.

5.2.4 Circuitos abiertos.- Es importante vigilar que durante el diseño, construcción y ampliación en las redes de distribución, no se establezcan puntos muertos ó circuitos abiertos que serían focos de contaminación y deterioro del agua.

5.2.5 Accesorios en la red de distribución.- Para hacer posible unir tuberías de diferentes diámetros y materiales, cambiar de dirección, seccionar y regular un flujo, absorber movimientos relativos de tuberías, disipar energía del agua de una tubería a otra, admitir y expulsar aire, eliminar sedimentos, evitar contraflujos, medir caudales y presiones, inspeccionar válvulas y disminuir sobre presiones, se utilizan una gran variedad de accesorios, sin los cuáles no sería posible la integración y operación adecuada de una red de distribución de agua potable (ver figs. 18, 19, 20 y 21)

5.3 MANTENIMIENTO DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.-

5.3.1 Planos actualizados.- Con el propósito de poder realizar un mantenimiento correctivo y preventivo adecuados, es indispensable disponer de planos e inventarios actualizados de la red de distribución. Asimismo, es necesario conocer la existencia de otras instalaciones subterráneas que pueden crear problemas mayores a los que se quieren resolver, como son: gasoductos, líneas telefónicas, líneas eléctricas en alta tensión, circuitos de cablevisión, red privada federal, estatal ó municipal, red de aguas negras, red de agua trata-

- 5.3.1. -----da ó de reuso, red de gas para uso doméstico ó industrial y redes de alumbrado público y semáforos.
- 5.3.2 Desfogue de tuberías.- Periódicamente y dependiendo de las características del agua, deben desfogarse las tuberías para evitar depósitos y tuberculosis. Asimismo, es necesario asegurarse que siempre haya cloro libre (0.2 ppm) que eliminará el crecimiento de algas y musgos.
- 5.3.3. Plan de emergencias.- En toda red de distribución de agua potable, se presentan rupturas y fugas imprevisibles que requieren para su arreglo y normalización, la disposición continua de un grupo especial de obreros, partes de repuesto, herramientas y equipos adecuados.
- 5.3.4 Desinfección de reparaciones.- Antes de normalizar el servicio durante una reparación en la red de distribución, es necesario eliminar el aire y desinfectar la tubería según el inciso (5.2.1.) ó aplicando 500 ppm. de cloro durante 30 minutos. También se deben hacer pruebas hidrostáticas cuando el tiempo disponible y las válvulas existentes lo permitan.
- 5.3.5 Cajas de válvulas.- Normalmente, al repavimentar las calles - nuestros contratistas dejan cubiertas, bajo el asfalto, a las cajas de válvulas que, por negligencia ó ignorancia no renivelan. Este hecho, incrementa las dificultades para seccionar la red, durante su reparación, haciendo más tardada y más costosa la normalización del servicio.

NOMBRES	ALTUD S.N.M.	CLIMA	POBLACION CENSO 1940	CONSUMO EN LITROS						DOTACION			
				BASE	INDUSTRIAL		COMERC.	CLAS.	Reserva de seguridad	Reserva de seg.	LITROS		
					1	2					3	4	5
VERACRUZ													
Catipuz	1222	Cl-22	21,459	60	30				25	21	54	120	270
Cochococtas	14	Cl-22	13,740	60	30		40	22	22	50	90	120	320
Córdoba	223	Cl-22	12,865	60	30		40	25	25	75	75	157	250
Jalapa	1927	Cl-22	39,500	60	30		40	25	41	79	79	224	325
Minatitlán	64	Cl-22	13,935	60	30		40	40	27	25	25	131	250
Orizaba	1284	Cl-22	42,210	60	30	30	40	25	46	82	82	108	320
Perote	2403	Cl-22	4,022	60	30						36	126	125
San Andrés Tuxtla	361	Cl-22	10,154	60	30			60	20	75	75	225	225
Santiago Tuxtla	10	Cl-22	5,392	60	30			60		68	68	171	220
Soledad de Doblado	182	Cl-22	2,217	60	30			60		58	58	224	250
Tampique	212	Cl-22	3,916	60	30			25		46	46	161	175
Tierra Blanca	61	Cl-22	2,252	60	30			60		79	79	222	250
Tlacoahuacan	31	Cl-22	4,930	60	30			60		56	56	238	250
Tuxtlah	15	Cl-22	12,581	60	30		40	60		92	92	202	225
Veracruz Llano	16	Cl-22	21,720	60	30	30	40	60		119	119	612	325
YUCATAN													
Merida	21	Cl-22	36,834	60	30		40	60	69	101	101	390	500
Progreso	14	Cl-22	11,900	60	30		40	60	21	50	50	261	250
Valladolid	22	Cl-22	4,400	60	30			40		38	38	209	250
ZACATECAS													
Rio Grande	1,857	Cl-22	5,111	60	30					46	46	122	125
Bambulete	2,250	Cl-22	3,680	60	30					30	30	126	125
Zacatecas	2,812	Cl-22	21,844	60	30		40		26	63	63	221	225
Fresnillo	2,250	Cl-22	24,815	60	30		40						
DISTRITO FEDERAL													
Azcapotzalco	2,242	Cl-22	31,425	60	30	30	40	25	35	44	44	294	300
Ciudad de México	2,265	Cl-22	14,284,422	60	30	20	40	25	60	90	90	354	375
Coyoacán		Cl-22	23,225	60	30		40	25	29	74	74	257	275
Gustavo A. Madero	2,275	Cl-22	23,929	60	30	30	40	25	31	74	74	297	300
BAJA CALIFORNIA T.M.													
Ensenada	12	Cl-22	4,516	60	30			25		45	45	161	175
México	1	Cl-22	18,720	60	30	30	40	20	22	110	110	207	300
Tijuana	22	Cl-22	16,280	60	30	30	40		23	74	74	232	275
BAJA CALIFORNIA T.S.													
La Paz	10	Cl-22	10,401	60	30			25	20	52	52	182	200
TERRITORIO DE CANTANA ROO													
Chetumal	4	Cl-22	4,672	60	30			60		58	58	236	250

NOTA:
Las clasificaciones de clima han sido tomadas de la "Guía Meteorológica de México" de Jorge A. Vero y José C. Gurnea, editada por el Instituto Panamericano de Geografía e Historia y la Dirección de Geografía Meteorología e Hidrología, excepto las precedidas por un punto.

FIG. - 2 DOTACION DE AGUA POTABLE (ARTICULO DE LA REVISTA - - -
INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO.)

FUNDAMENTOS DEL SISTEMA DE KOEPPEN

Tipos fundamentales	TIPO FUNDAMENTAL		CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL CLIMA EN LA TEMPERATURA		Características principales de la estación de verano (A, B y C) de la estación de invierno (D, E y F) de la estación de verano (A, B y C) de la estación de invierno (D, E y F)
A Clima Tropical lluvioso. (La temperatura (T) de todo las meses es superior a 18°C. La lluvia anual superior a 75 cm.) (semihúmedo).	1. Af	Clima de selva	La lluvia es constante a través de todo el año.		A, B, C (1), D, E, F (1)
	2. Aw	Clima de sabana	La lluvia es periódica y el verano es seco.		A, B, C (1), D, E, F (1)
B Clima Semi. (Completamente superior a 18°C y inferior a 18°C) (semihúmedo).	3. BS	Clima de estepa: vegetación arbórea.	BS: Lluvia durante el invierno: $< 2 < T < 2$ BS: Lluvia durante el verano: $< 2 < T < 2$	1. Muy caliente. Con media anual superior a 18°C y la media del mes más caliente superior a 18°C. 2. Caliente, con media anual superior a 18°C, y la media del mes más caliente superior a 18°C.	A, B, C (1), D, E, F (1)
	3. BW	Clima de desierto: vegetación trivial o no vegetada.	BW: Lluvia durante el invierno: $< 2 < T < 2$ BW: Lluvia durante el verano: $< 2 < T < 2$ BW: Lluvia durante el invierno: $< 2 < T < 2$	1. Muy frío. Con media anual inferior a 18°C, y la media del mes más caliente inferior a 18°C. 2. La temperatura máxima es en verano.	A, B, C (1), D, E, F (1)
	3. BW	Clima de desierto: vegetación trivial o no vegetada.	BW: Lluvia durante el invierno: $< 2 < T < 2$ BW: Lluvia durante el verano: $< 2 < T < 2$ BW: Lluvia durante el invierno: $< 2 < T < 2$	1. Muy caliente. Con media anual superior a 18°C y la media del mes más caliente superior a 18°C. 2. Caliente, con media anual superior a 18°C, y la media del mes más caliente superior a 18°C.	A, B, C (1), D, E, F (1)
C Clima Tropical de Monzón en las zonas. (La temperatura (T) del mes más frío es entre -3° y 18°C.) (semihúmedo).	4. Cf	Clima de invierno seco en algunas (de pocas) partes.	La lluvia es periódica y el verano es seco. Durante el mes más frío de los meses, la lluvia es de 30 mm o más, de otro modo que en el mes más seco.	1. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C. 2. La temperatura del mes más caliente es superior a 22°C.	A, B, C (1), D, E, F (1)
	4. Cf	Clima de verano seco en algunas (de pocas) partes.	La lluvia es periódica y el verano es seco. Durante el mes más caliente de los meses, la lluvia es de 30 mm o más, de otro modo que en el mes más seco.	1. La temperatura del mes más frío es superior a -28°C. 2. La temperatura del mes más caliente es superior a 28°C.	A, B, C (1), D, E, F (1)
D Clima Tropical de Estepa y en algunas (de pocas) partes. (La temperatura (T) del mes más frío es inferior a -3°C y la del mes más caliente, superior a 18°C.) (semihúmedo).	5. Df	Clima de invierno seco en algunas (de pocas) partes.	La lluvia es periódica y el verano es seco. Durante el mes más frío de los meses, la lluvia es de 30 mm o más, de otro modo que en el mes más seco.	1. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C. 2. La temperatura del mes más caliente es superior a 22°C.	A, B, C (1), D, E, F (1)
	5. Df	Clima de verano seco en algunas (de pocas) partes.	La lluvia es periódica y el verano es seco. Durante el mes más caliente de los meses, la lluvia es de 30 mm o más, de otro modo que en el mes más seco.	1. La temperatura del mes más frío es superior a -28°C. 2. La temperatura del mes más caliente es superior a 28°C.	A, B, C (1), D, E, F (1)
E Clima Semi. (La temperatura (T) de todo los meses es superior a 18°C.) (semihúmedo).	6. Ef	Clima de tundra: no árboles.	La temperatura del mes más caliente es superior a 5°C.		
	7. Ef	Clima de nieve perpetua: no vegetada.	La temperatura de todo los meses es inferior a 5°C.		
	8. Ef	Clima seco de alta montaña: de tundra o de nieve perpetua.			

Este estudio fue desarrollado por la Universidad de México, por José A. Val y José C. Gómez, editado por el Instituto Panamericano de Geografía e Historia y la Universidad de Toronto, Míchigan - México.

Notas: una característica la repetición de los tipos de clima.

A: selva
B: desierto
C: alta montaña
D: tundra
E: alta montaña

1) La media de la diferencia entre las temperaturas medias mensuales es mayor que 5°C.
2) La temperatura máxima es superior al promedio de verano.
3) La temperatura mínima es superior al promedio de invierno.

4) La lluvia durante el mes más frío es superior a 30 mm, y la lluvia durante el mes más caliente es superior a 30 mm.

5) La lluvia durante el mes más frío es superior a 30 mm, y la lluvia durante el mes más caliente es superior a 30 mm.

6) La lluvia durante el mes más frío es superior a 30 mm, y la lluvia durante el mes más caliente es superior a 30 mm.

7) La lluvia durante el mes más frío es superior a 30 mm, y la lluvia durante el mes más caliente es superior a 30 mm.

8) La lluvia durante el mes más frío es superior a 30 mm, y la lluvia durante el mes más caliente es superior a 30 mm.

FIG. - 2-A FACTOR CLIMA EN DOTACION DE AGUA POTABLE

Consumo bimestral en m ³	Por cada m ³
Hasta 100	1.40
Hasta 125	2.00
Hasta 150	2.50
Hasta 250	3.50
Hasta 500	4.50
Hasta 1000	8.40
Más de 1000	10.40

Si en un bimestre el consumo de agua es menor de 60 m³ se cobrará la cuota mínima de \$00.00 bimestrales.

II.—Si no existe instalado aparato medidor:

Diámetro del Tubo de entrada en mm:	Bimestral
Hasta 13	\$ 200.00
Hasta 19	4,000.00
Hasta 26	6,000.00
Hasta 32	9,000.00
Hasta 39	11,000.00
Hasta 51	15,000.00
Hasta 64	27,000.00
Hasta 76	41,000.00
Hasta 102	61,000.00
Hasta 152	82,000.00

Si el diámetro del tubo de entrada es mayor de 152 mm, la cuota será fijada de acuerdo con el diámetro respectivo y proporcionalmente a las cuotas que anteceden.

FIG.- 3 TABLA DE TARIFAS DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

INVENTARIO DE PLANTAS DE BOMBEO Y POZOS

CONFIGURACION DE LA PLANTA O DEL POZO

HOJA _____ DE _____
FECHA _____ CODIFICADO _____

①

CLAVE SI O NO

1 SI

2 NO

②

CLAVE FUNCIONAMIENTO O ESTADO

1 BUENO

2 REQUIERE MANTENIMIENTO

3 CAMBIO

4 NO EXISTE

③

CLAVE FUENTE DE INFORMACION

1 MEDIDO EN CAMPO

2 ORAL

3 ACTA

4 PLACA

5 REHABILITACION

6 OTROS

④

CLAVE CALIDAD

1 POTABLE

2 NO POTABLE

⑤

CLAVE USO

1 RIEGO

2 POTABLE

UNIDAD DE POZOS 1	SISTEMA 2	SUBESTACION 3	NUMERO DE PLANTA O POZO 4	NUMERO DE PLANTA O POZO 5	NO. DE OPERACION AL ASESORADO 6	CAPACIDAD TOTAL (L/S) 7
----------------------	--------------	------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------------	----------------------------

SUBESTACION				EQUIPO DE MEDICION			
CUCHARAS DE CORTA SIMULTANEAS COMPONENTES 8	INTERRUPTOR CENTRAL COMPONENTES 9	TRANSFORMADORES COMPONENTES 10	EXISTE 11	NUMERO DE CUENTA 12			
CUCHILLAS DE PRUEBA COMPONENTES 13	TARJAS COMPONENTES 14	ESTIROPOLIS COMPONENTES 15	PERIFEROS COMPONENTES 16	EQUIPO DE SEGURIDAD PERSONAL COMPONENTES 17	PLACA DE IDENTIFICACION COMPONENTES 18		

TABLERO DE EQUIPO DE BOMBEO				UNIDAD GENERADORA			
INTERRUPTOR COMPONENTES 19	ARRANCADOR COMPONENTES 20	STOP COMPONENTES 21	EMERGENCIAS COMPONENTES 22	TABLERO DE CONTROL COMPONENTES 23	TIPO DE CONSTRUCCION COMPONENTES 24	ALTERNADOR COMPONENTES 25	GENERADOR COMPONENTES 26

COMPRESOR COMPONENTES 27	CLORADOR COMPONENTES 28	CONSTRUCCION CIVIL ① ESTADO DE LA CONSTRUCCION 29	② ESTADO DE LA OBRERA 30	FUNCIONAMIENTO ③ ELECTRICO 31		④ MECANICO 32
--------------------------------	-------------------------------	---	-----------------------------	-------------------------------------	--	------------------

DESCRIPCION GENERAL							
MUNICIPIO O DISTRITO 33	DIRECCION O VILLENUEVA 34					P.L.A. N.º 35	

CARACTERISTICAS GENERALES DEL POZO											
PROFUNDIDAD (m) 36	① NIVEL ESTACION (m) 37	② NIVEL OBRERA (m) 38	③ GRADIENTE POZO (‰) 39	④ GRADIENTE SUPERFICIE (‰) 40	⑤ LONGITUD DEL ABANQUE (m) 41	⑥ ANCHO (L/S) 42	⑦ COSTO BASICA (L/S) 43	⑧	⑨	⑩	⑪
⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

INVENTARIO DE PLANTAS DE BOMBEO Y POZOS

BOMBA

HOJA _____ DE _____

FECHA _____ CODIFICO _____

CLAVE ① FUENTE DE INFORMACION

1	MEDIDO EN CAMPO
2	ORAL
3	ACTA
4	PLACA
5	REHABILITACION
6	OTROS

CLAVE ④ TIPO IMPULSOR

1	RADIAL
2	AXIAL
3	MIXTO
4	RADIAL ABIERTO
5	RADIAL CERRADO
6	RADIAL SEMICERRADO

CLAVE ② MARCA

01	KATHAK HORSE
02	BYRON JACKSON CO. S.A.
03	JOHNSTON
04	WORTHINGTON
05	PEENLES
06	UNIVERSAL
07	LAME
08	KSB
09	WORTHINGTON DEMEX
10	TEC. IND. DE LA LAGUNA S.A.
11	OCELO
12	LEM
13	ITSA
14	JADIZI
15	CASCADE PUMP
16	ALCIRA
17	ERRS
18	MNI
19	U.S. PUMP
20	CONTINENTAL
21	POWELL PUMP

CLAVE ⑤ TIPO CILINDRO

1	CÓNICO
2	CILÍNDRICO
3	CUADRADO

CLAVE ⑥ TIPO DE LUBRICACION

1	ACEITE
2	GRASA
3	AGUA

CLAVE ⑦ FUNCIONAMIENTO

1	BUENO
2	REQUERE
3	MANTENIMIENTO
4	CANJO
5	NO EXISTE

CLAVE ⑧ TIPO DE REPARACION

1	PARCIAL
2	GENERAL

CLAVE ③ TIPO DE BOMBEO

1	VERTICAL PROPELA
2	VERTICAL TURBINA
3	HORIZONTAL PROPELA
4	HORIZONTAL TURBINA
5	VERTICAL TURBINA SUMERGIBLE

NUMERO DE FORMA: 08

NUMERO DE PLANTA: 1

NUMERO DE BOMBAS: 3

NUMERO DE PLANTAS O PULSOS: 7

NUMERO DE INYECTORAS: 10

NUMERO DE BRAS: 31

NUMERO DE PUNTO: 30

NUMERO DE PUNTO: 31

NUMERO DE PUNTO: 39

NUMERO DE PUNTO: 40

TIPO DE LUBRICACION: 41

PAPER: 42

TIPO DE BOMBA: 43

TIPO DE BOMBA: 44

TIPO DE BOMBA: 45

TIPO DE BOMBA: 46

TIPO DE BOMBA: 47

TIPO DE BOMBA: 48

TIPO DE BOMBA: 49

TIPO DE BOMBA: 50

TIPO DE BOMBA: 51

TIPO DE BOMBA: 52

TIPO DE BOMBA: 53

TIPO DE BOMBA: 54

TIPO DE BOMBA: 55

TIPO DE BOMBA: 56

TIPO DE BOMBA: 57

TIPO DE BOMBA: 58

TIPO DE BOMBA: 59

TIPO DE BOMBA: 60

TIPO DE BOMBA: 61

TIPO DE BOMBA: 62

TIPO DE BOMBA: 63

TIPO DE BOMBA: 64

TIPO DE BOMBA: 65

TIPO DE BOMBA: 66

TIPO DE BOMBA: 67

TIPO DE BOMBA: 68

TIPO DE BOMBA: 69

TIPO DE BOMBA: 70

TIPO DE BOMBA: 71

TIPO DE BOMBA: 72

TIPO DE BOMBA: 73

TIPO DE BOMBA: 74

TIPO DE BOMBA: 75

TIPO DE BOMBA: 76

TIPO DE BOMBA: 77

TIPO DE BOMBA: 78

TIPO DE BOMBA: 79

TIPO DE BOMBA: 80

TIPO DE BOMBA: 81

TIPO DE BOMBA: 82

TIPO DE BOMBA: 83

TIPO DE BOMBA: 84

TIPO DE BOMBA: 85

TIPO DE BOMBA: 86

TIPO DE BOMBA: 87

TIPO DE BOMBA: 88

TIPO DE BOMBA: 89

TIPO DE BOMBA: 90

TIPO DE BOMBA: 91

TIPO DE BOMBA: 92

TIPO DE BOMBA: 93

TIPO DE BOMBA: 94

TIPO DE BOMBA: 95

TIPO DE BOMBA: 96

TIPO DE BOMBA: 97

TIPO DE BOMBA: 98

TIPO DE BOMBA: 99

TIPO DE BOMBA: 100

CABEZAL ③

TIPO DE CABEZAL: 23

TIPO DE CABEZAL: 24

TIPO DE CABEZAL: 25

TIPO DE CABEZAL: 26

TIPO DE CABEZAL: 27

TIPO DE CABEZAL: 28

TIPO DE CABEZAL: 29

TIPO DE CABEZAL: 30

TIPO DE CABEZAL: 31

TIPO DE CABEZAL: 32

TIPO DE CABEZAL: 33

TIPO DE CABEZAL: 34

TIPO DE CABEZAL: 35

FUNCIONAMIENTO O ESTADO DEL EQUIPO

TIPO DE BOMBA: 36

TIPO DE BOMBA: 37

TIPO DE BOMBA: 38

TIPO DE BOMBA: 39

TIPO DE BOMBA: 40

TIPO DE BOMBA: 41

TIPO DE BOMBA: 42

TIPO DE BOMBA: 43

TIPO DE BOMBA: 44

TIPO DE BOMBA: 45

TIPO DE BOMBA: 46

RESERVACIONES

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

C A R A C T E R I S T I C A S	PORCENTAJE
* AGUA DE LOS OCEANOS (LAS TRES CUARTAS PARTES DEL AREA DE LA TIERRA LA CUBREN LOS OCEANOS.)	97%
* AGUA DULCE (HIELO EN LOS CASQUETES POLARES, RIOS, LAGOS, ETC.)	3%

EL 3% DEL AGUA DULCE SE FORMA:

O B T E N C I O N	PORCENTAJE	AGUA DULCE
HIELO EN LOS CASQUETES POLARES	75%	2.25%
RIOS, LAGO, ETC.	25%	0.75%

FIG.- 5 DISTRIBUCION DEL AGUA EN NUESTRO PLANETA TIERRA

FORMA DE MEDIR EL CICLO DEL AGUA.

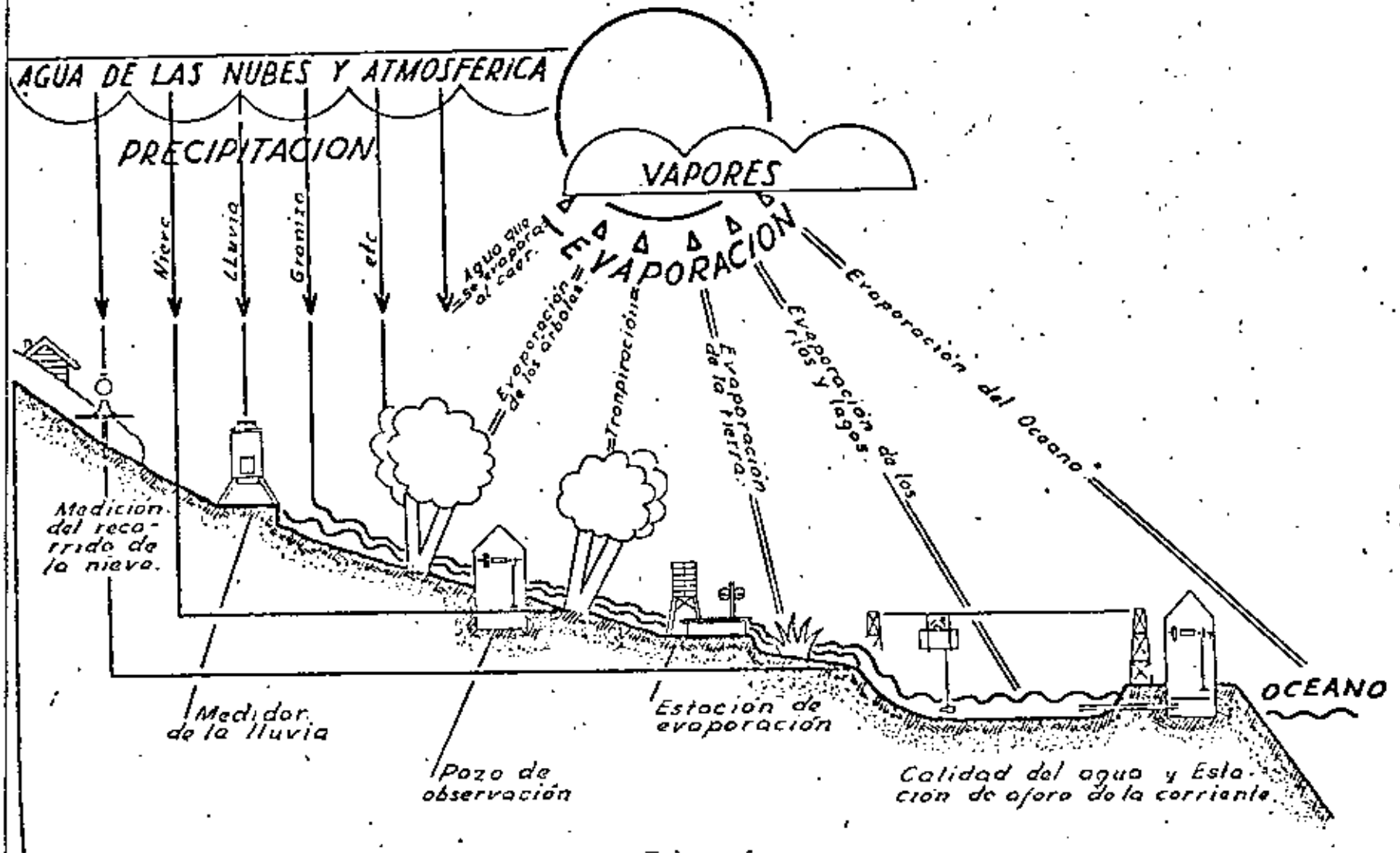


FIG. - 5-B CICLO HIDROLOGICO

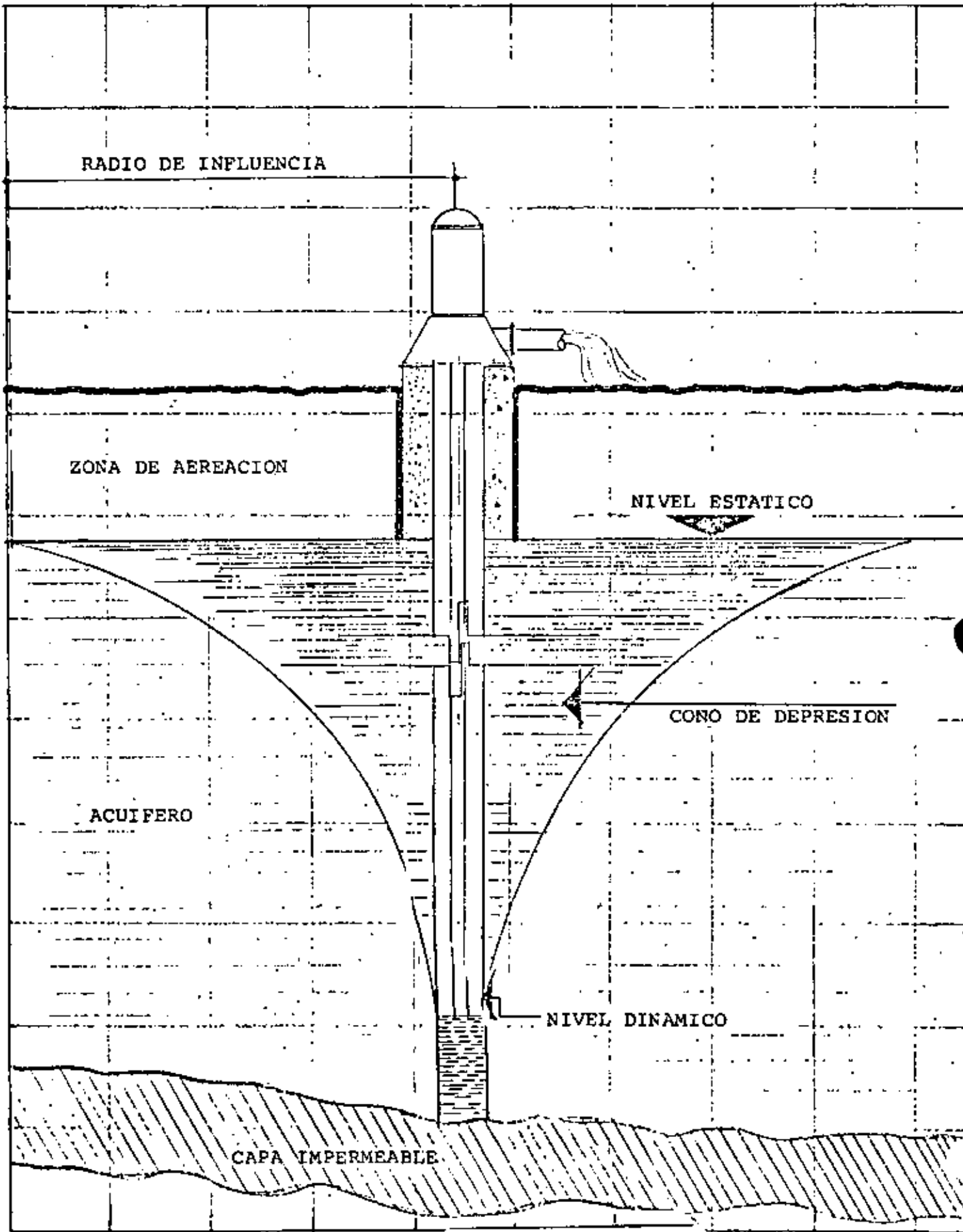


FIG.-6 CORTE DE POZO

NECESIDADES DEL SISTEMA	30 l.p.s.	60 l.p.s
TIEMPO DE OPERACION	24 hrs.	12 hrs.
CARGA TOTAL	130 m.	180 m.
KW HRS. EN 24 HRS.	1580	1980
POR CIENTO DEL COSTO	100	126

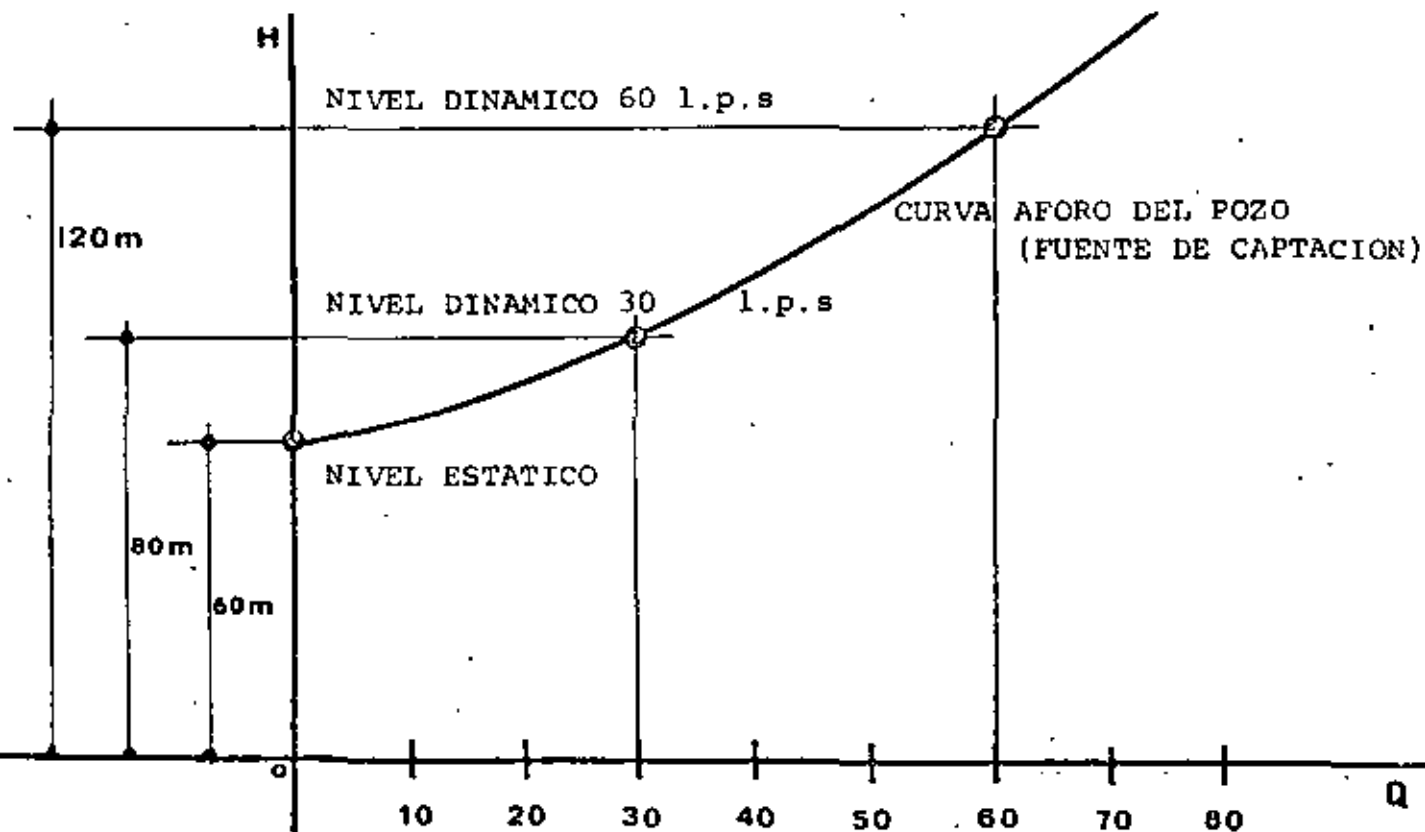


FIG. - 6-A RELACION GASTO-TIEMPO Y CONSUMO ENERGIA

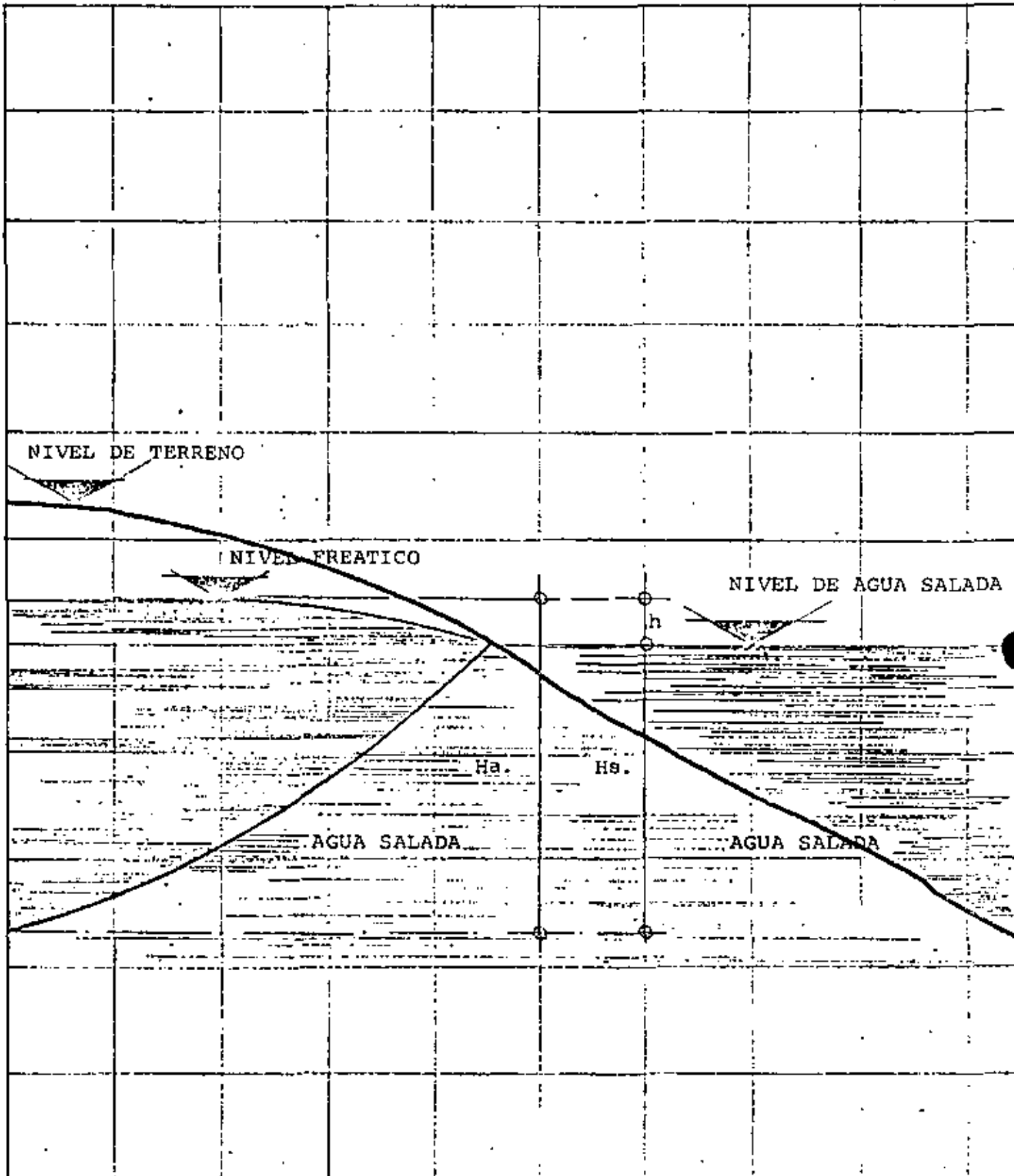


FIG. - 7 CONTAMINACION ACUIFEROS
(INTRUSION AGUA SALADA)

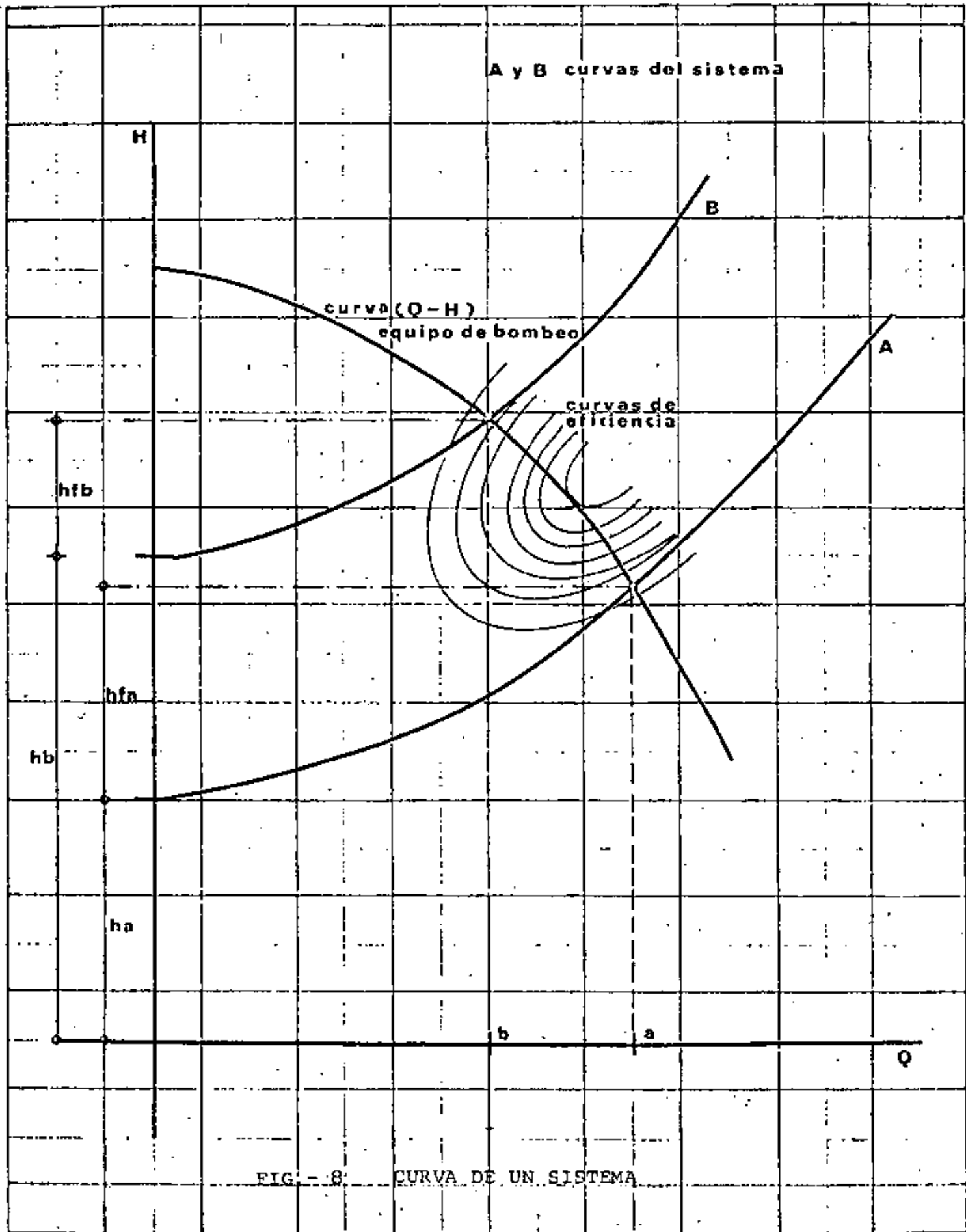
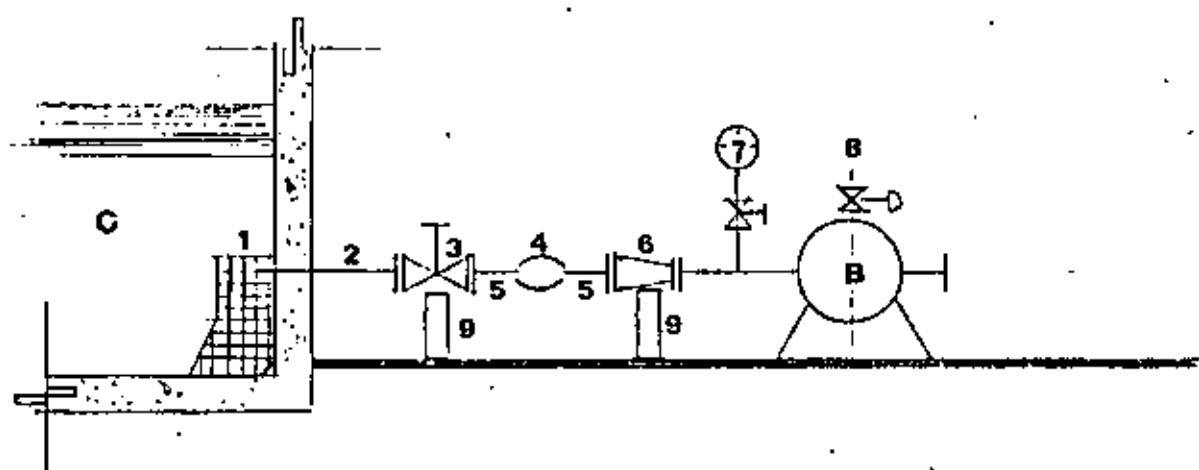
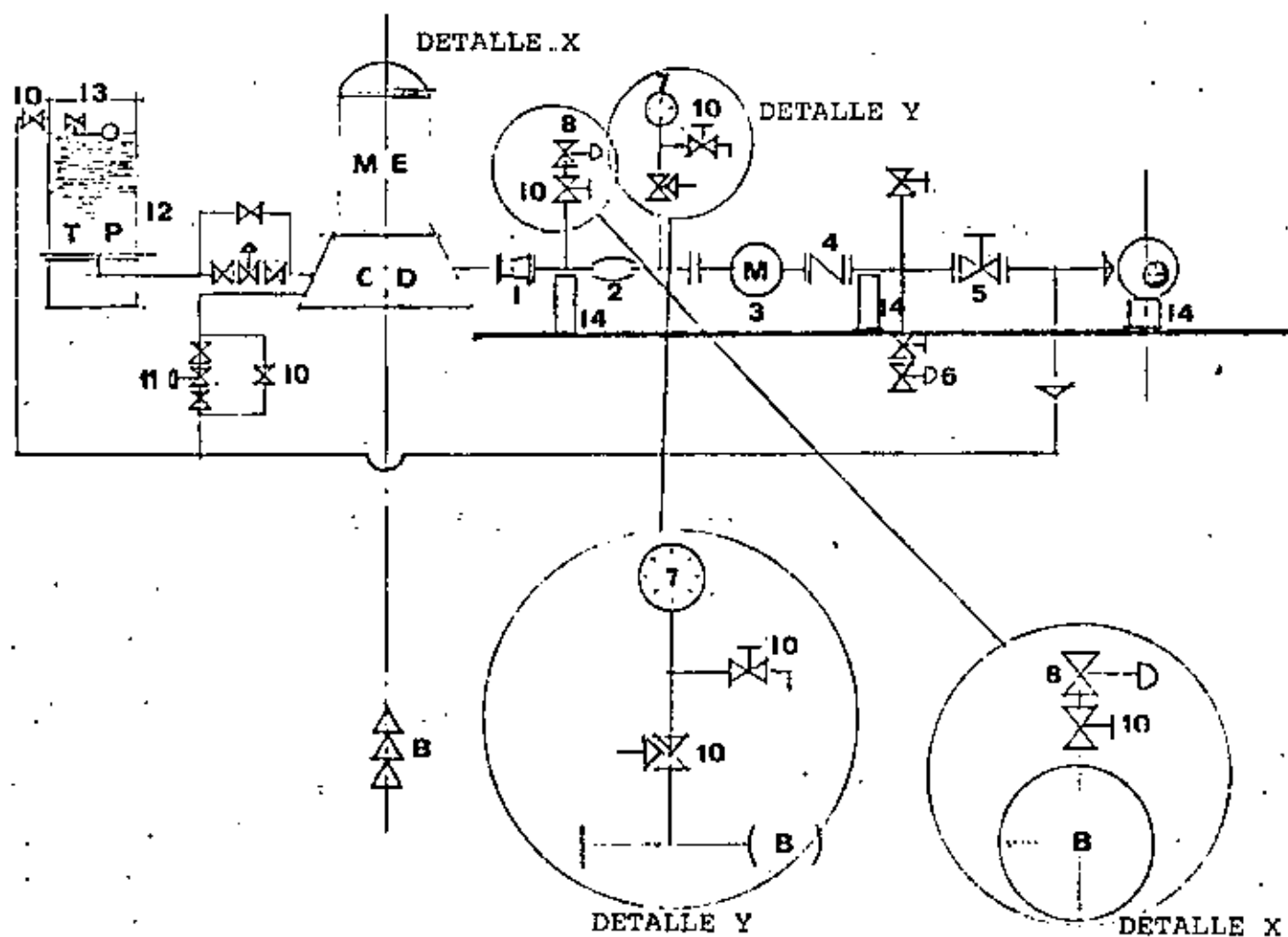


FIG. - 8. CURVA DE UN SISTEMA

PARTES CONSTITUTIVAS DE LA LINEA DE DESCARGA



PARTES CONSTITUTIVAS DE LA LINEA DE SUCCION

FIG. - 9 DESCARGA EQUIPO DE BOMBEO

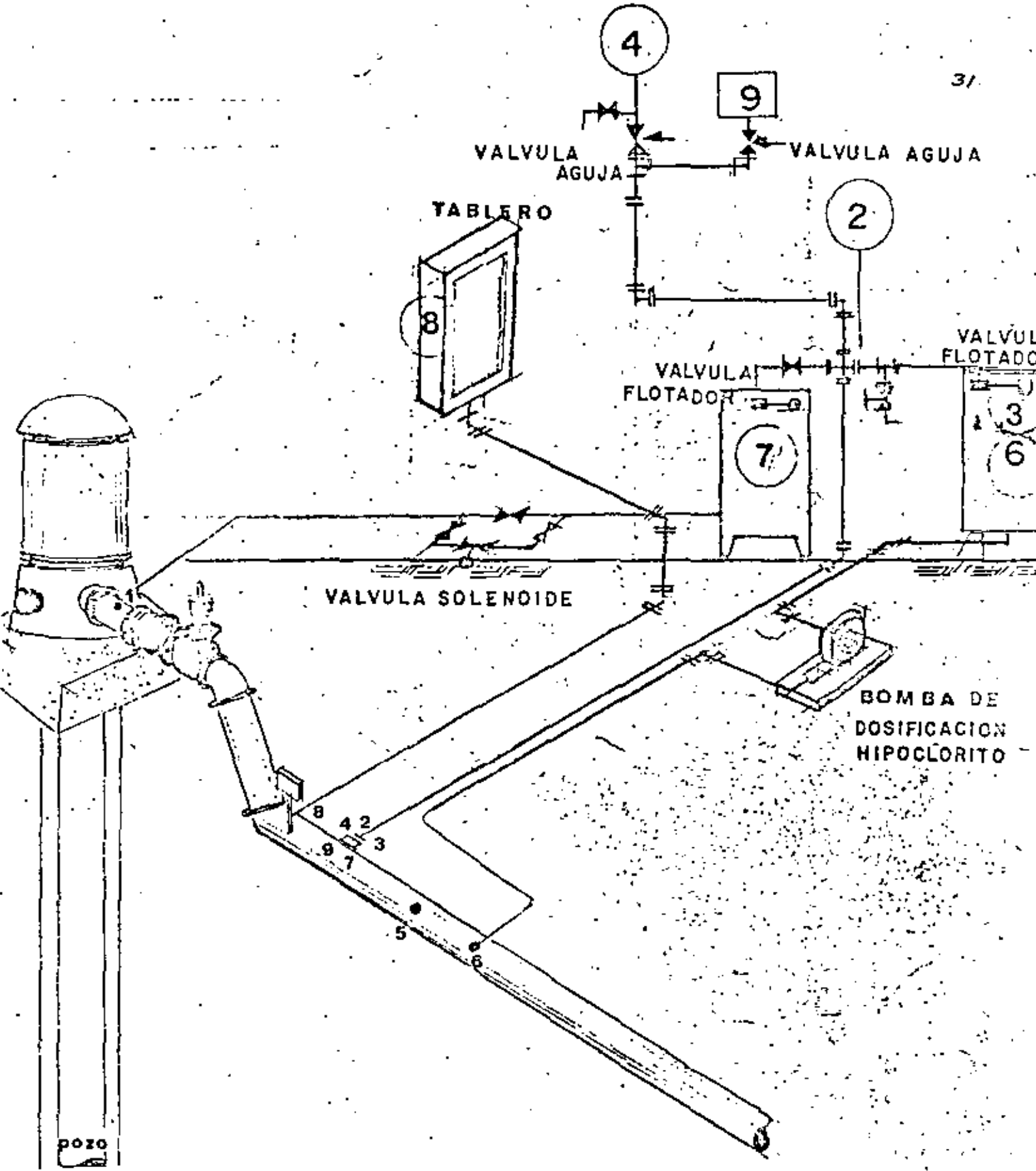


FIG.- 9-A DESINFECCION O APLICACION DE REACTIVOS EN DESCARGA DE POZOS

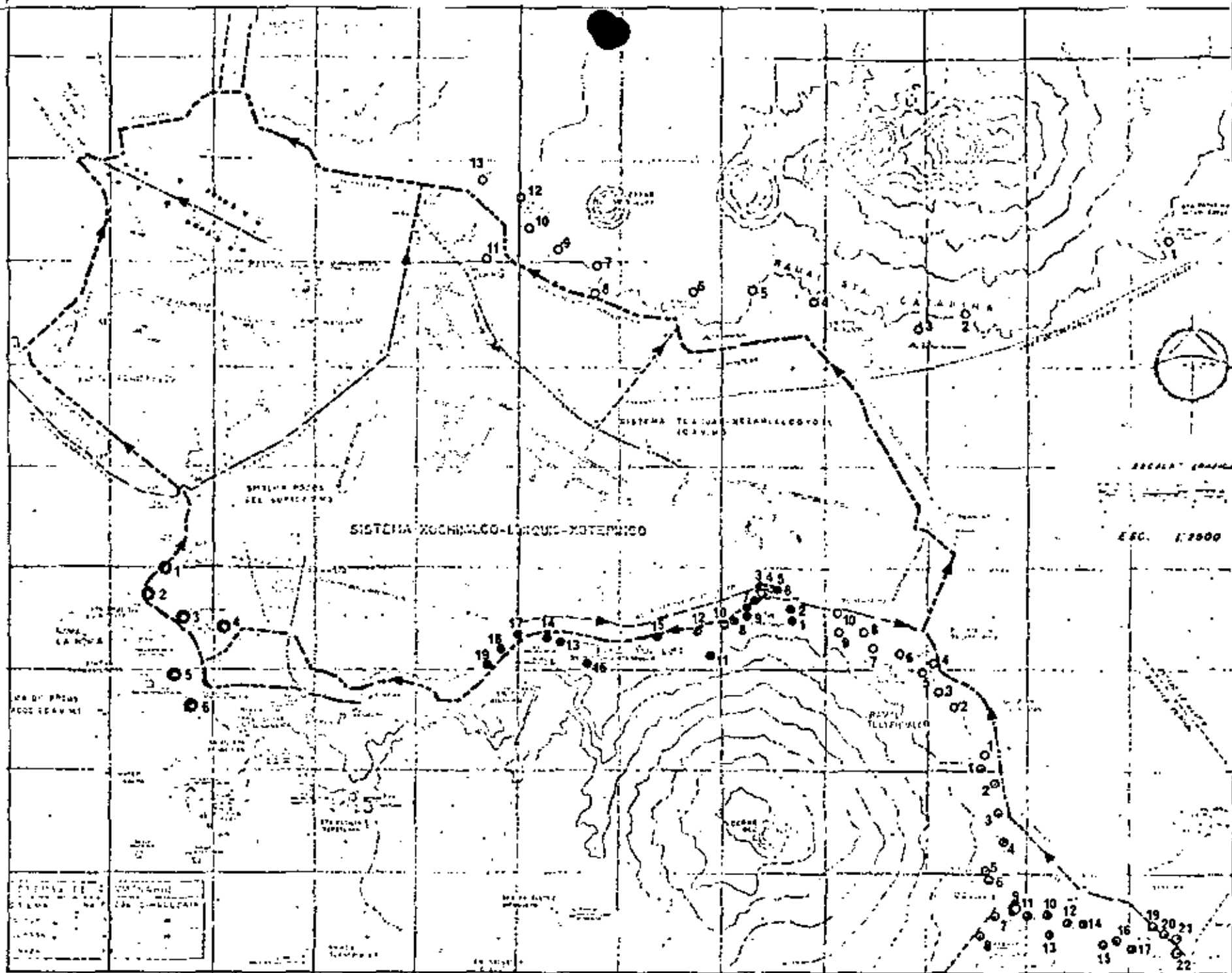
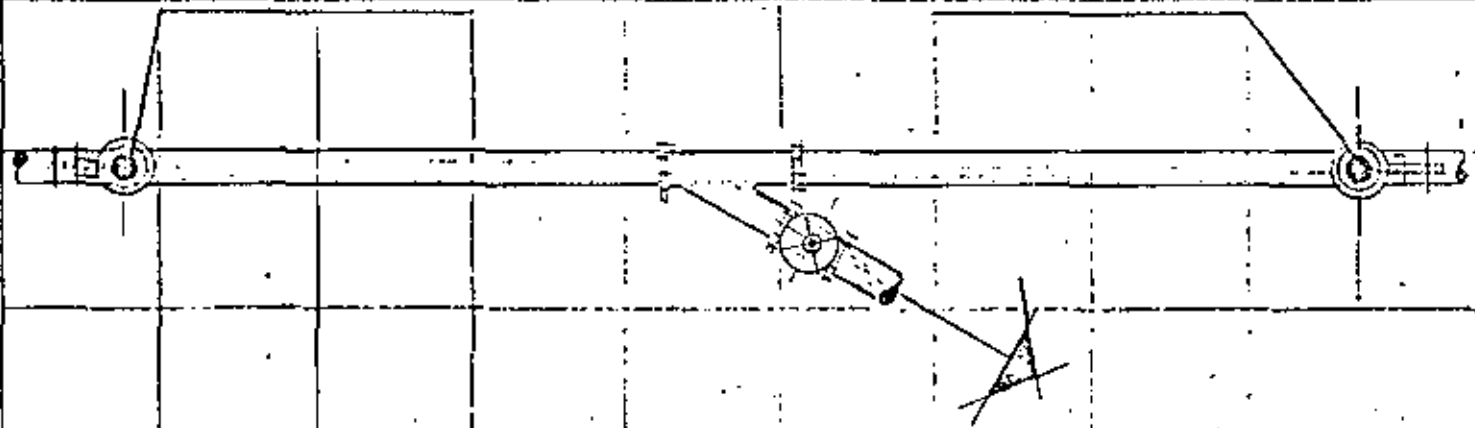


FIG. - 10 SECCIONAMIENTO DE ACUEDUCTOS

PLANTA LINEA DE CONDUCCION

VALVULA ELIMINADORA DE AIRE

VALVULA ELIMINADORA DE AIRE

FIG. - 11 VALVULA ELIMINADORA DE AIRE
EN ACUEDUCTO

CORTE LINEA DE CONDUCCION

NIVEL DE TERRENO

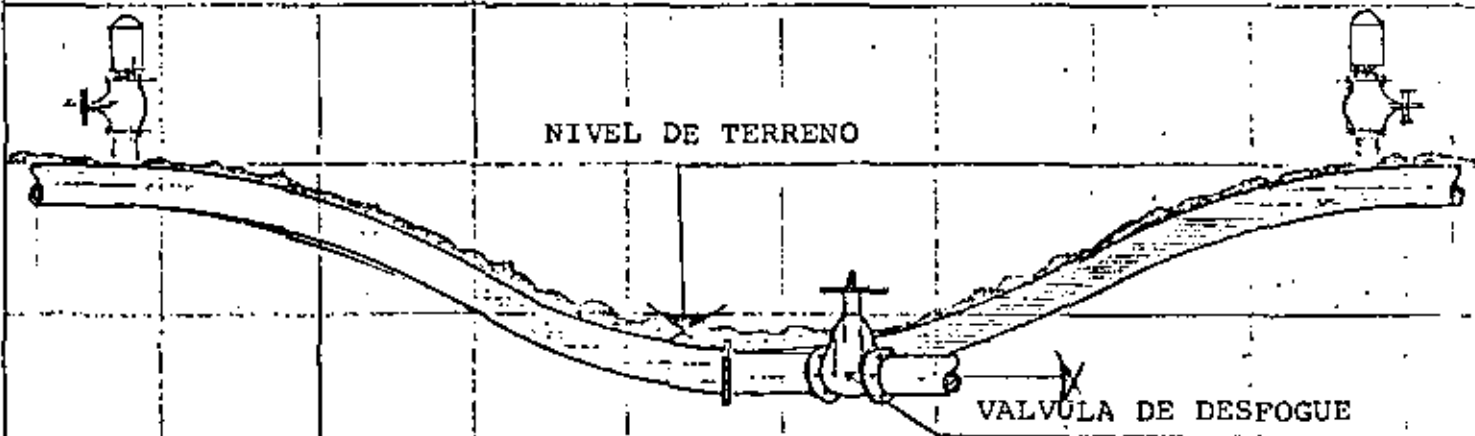


FIG. - 12 VALVULA DE DESFOGUE EN ACUEDUCTO

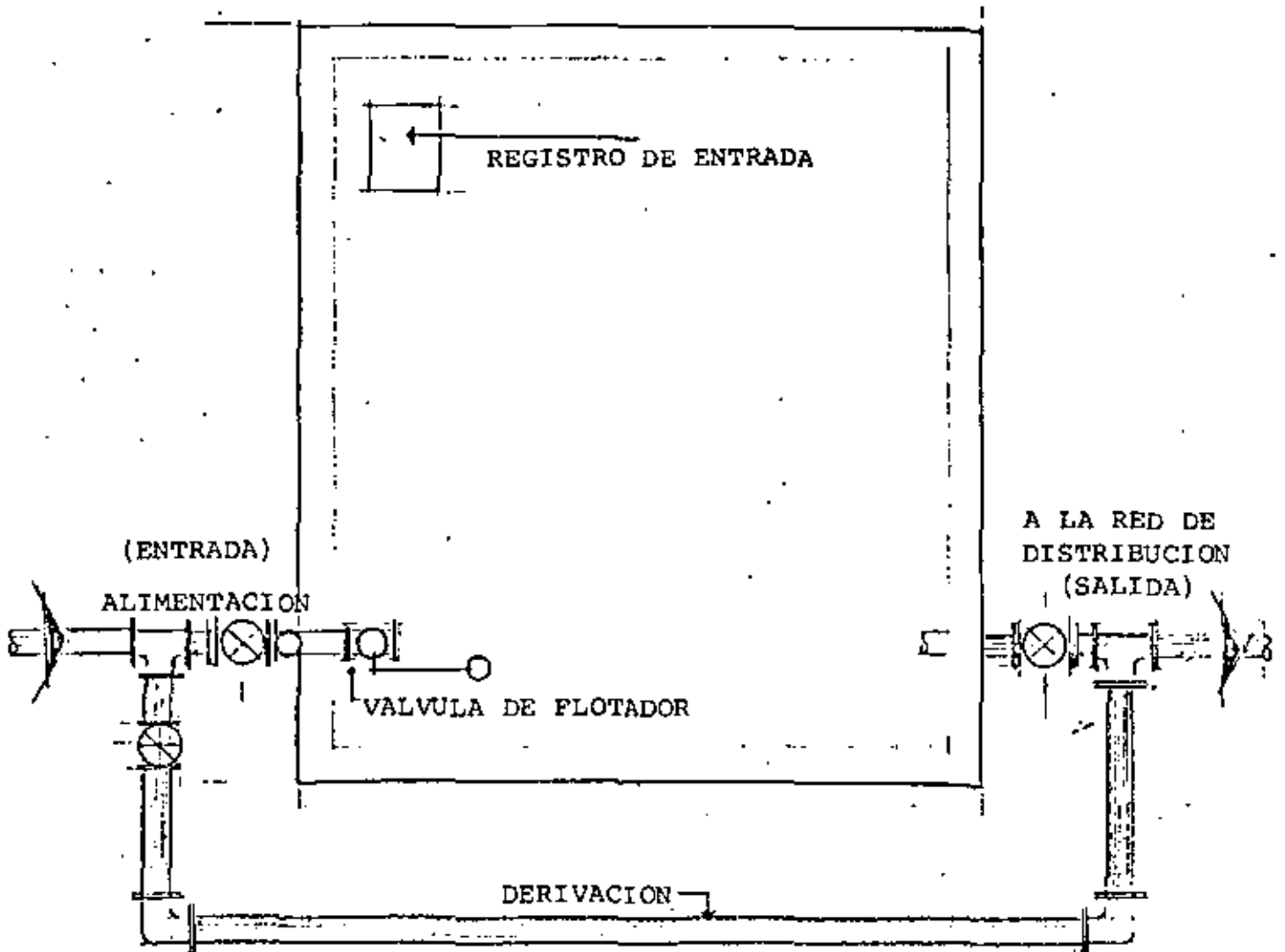


FIG. - 13 TANQUE DE ALMACENAMIENTO CON DERIVACION.

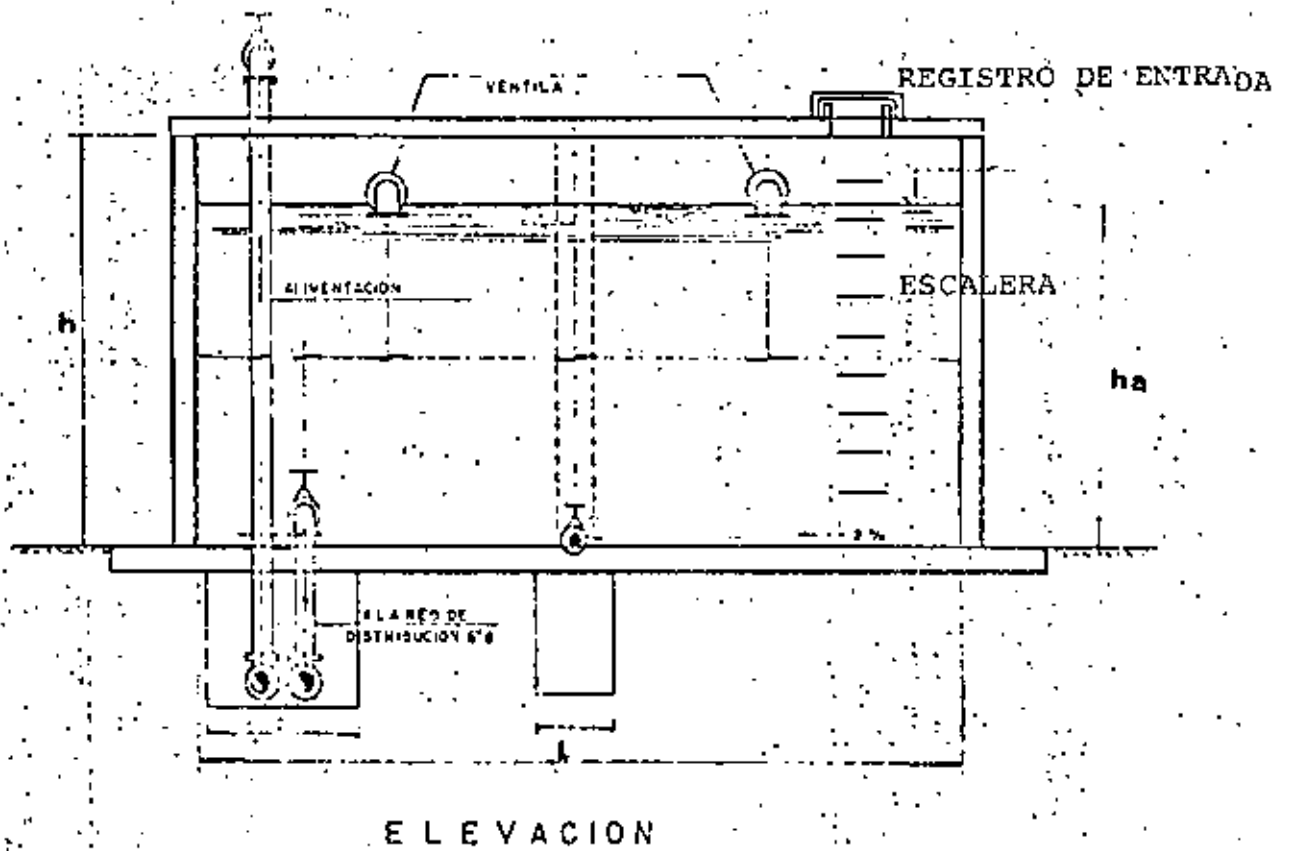


FIG. - 14 CORTE DE TANQUE ALMACENAMIENTO CON REGISTRO Y VENTILAS

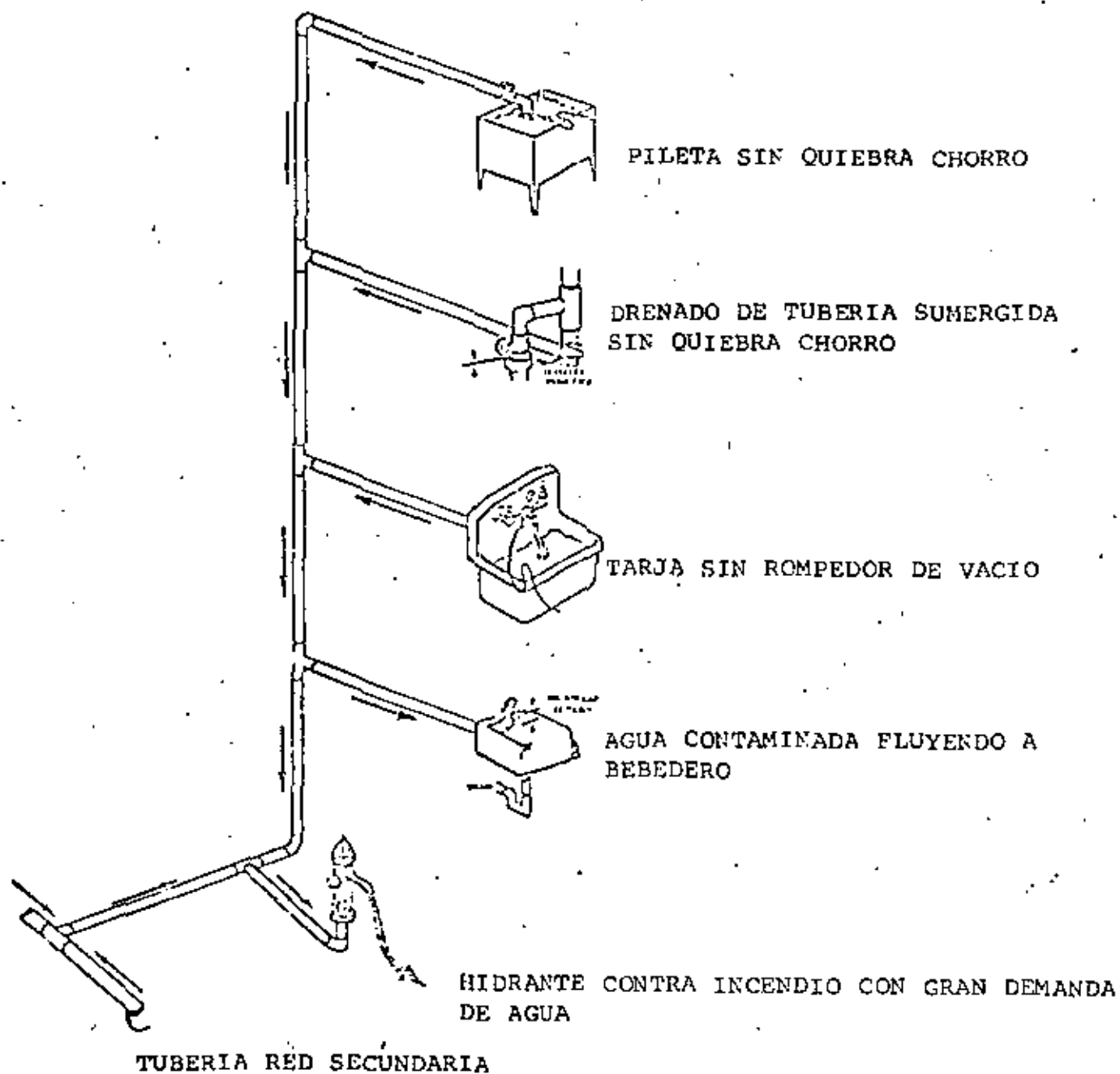
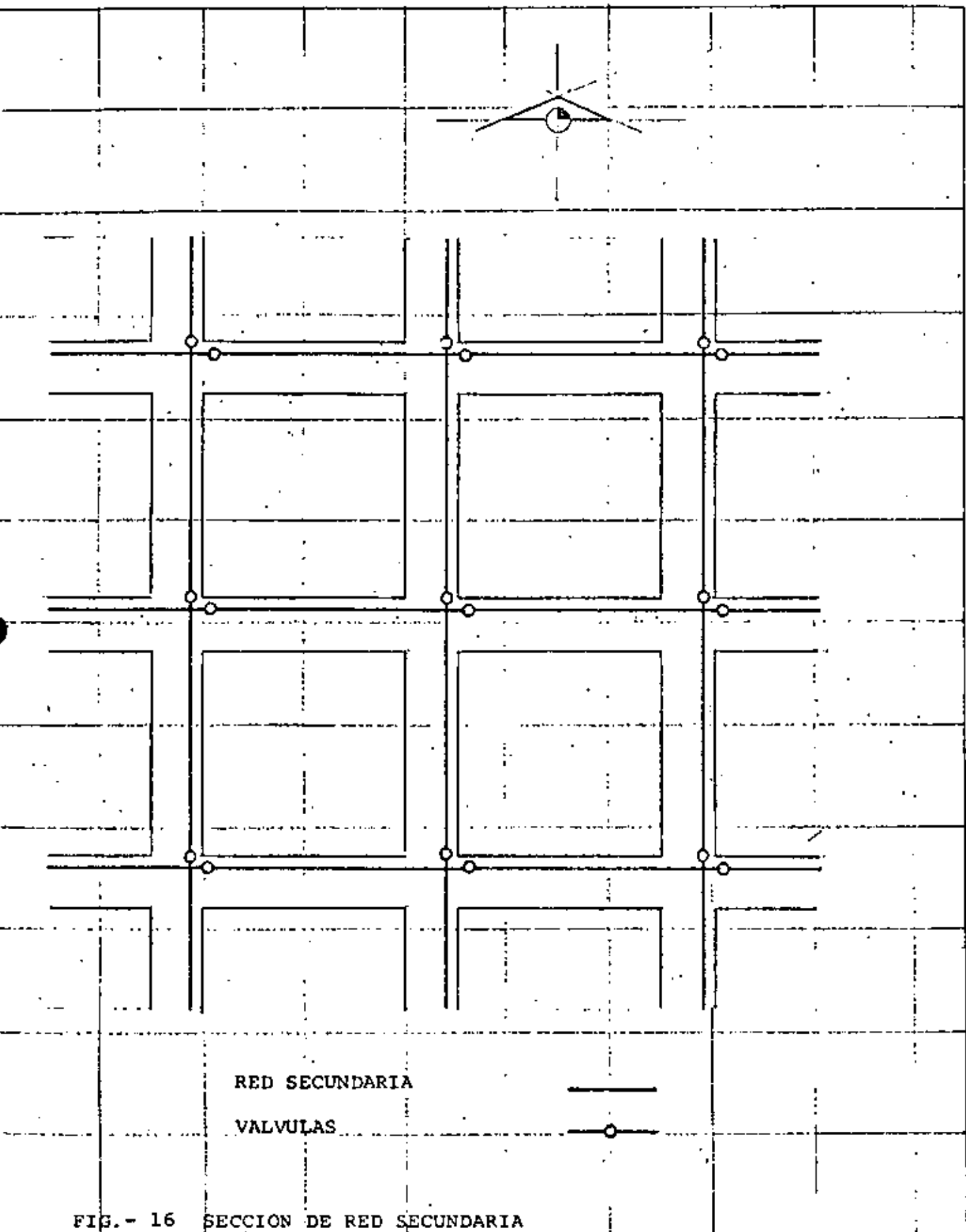


FIG.- 15 CONTAMINACION EN RED DE DISTRIBUCION POR FLUJOS INVERSOS



RED SECUNDARIA

VALVULAS

FIG.- 16 SECCION DE RED SECUNDARIA

ESCALA 1:20

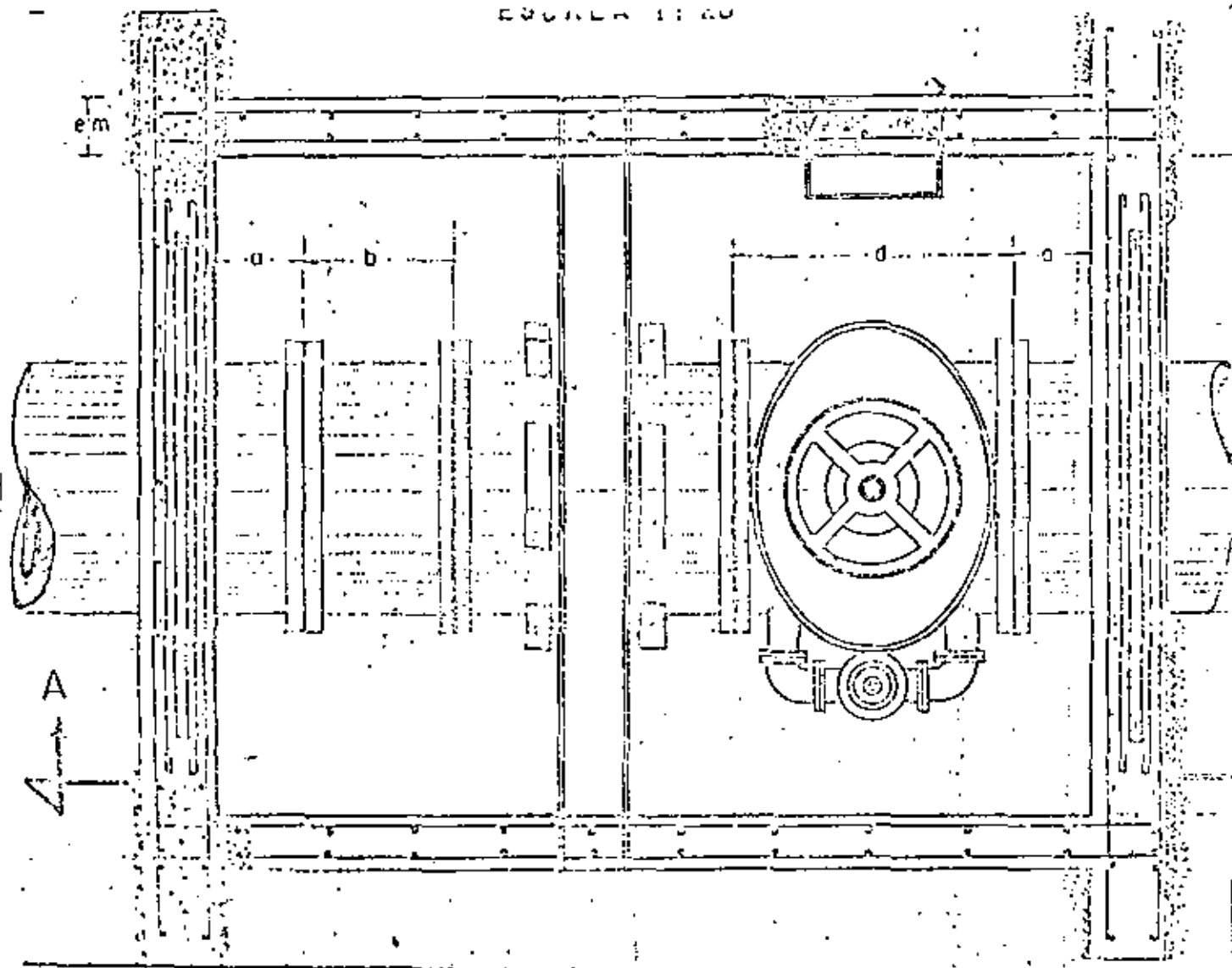


FIG. - 17-A CAJA DE VALVULAS DE RED PRIMARIA

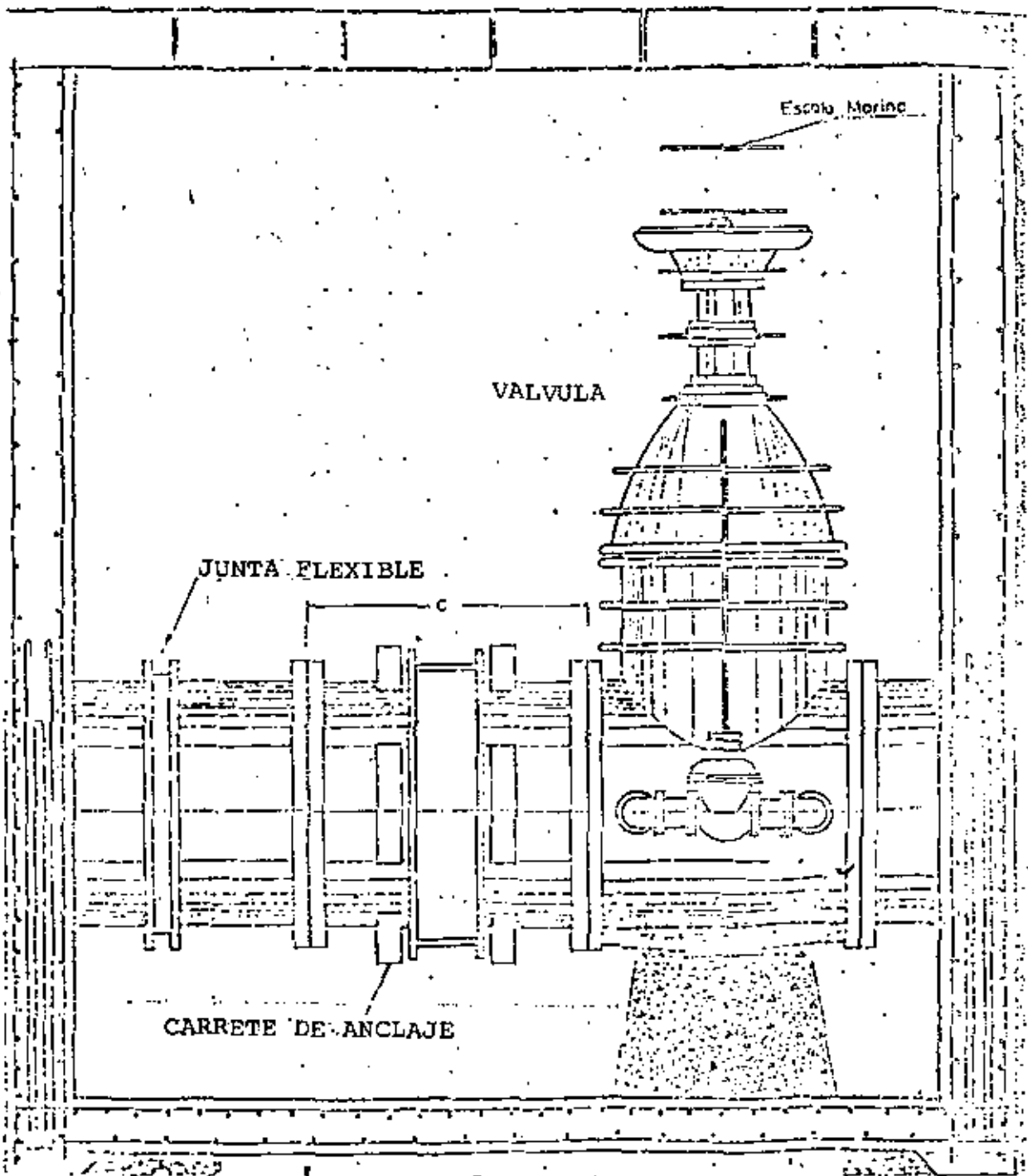


FIG. -17-B CAJA DE VALVULAS DE RED PRIMARIA (CORTE)

LISTA DE MATERIALES

CÓDIGO	CONCEPTO	CANT. UNID.
1	ABRAZADERA SIMPLE DE DOS PIEZAS DE FÓ.FÓ. PARA TUBERÍA DE ASBESTO (VER FOTO PLATE A-1) CON PNEUMÁTICA DE 4MM (1/8") Ø Y DOS TORNILLOS CON TUERCA, CABEZA HEXAGONAL.	1 PZA.
2	LLAVE DE INSERCIÓN DE BRONCE 18 MM (3/8") Ø, PARA 10 KG/CM ² DE PRESIÓN	1 PZA.
3	JUNTA DE PRESIÓN PARA LA LLAVE DE INSERCIÓN, 16 MM (5/8") Ø	3 PZAS
4	TUBO DE PLOMO REFORZADO, 16MM (5/8") Ø, PARA 10 KG/CM ² DE PRESIÓN LONGITUD DE 2.00 M	1 PZA.
5	CAJA DE MANIQUETA DE FÓ.FÓ. CON TAPA DE 7.6MM (3/16") DE ESPESOR.	1 PZA.
6	LLAVE DE MANIQUETA DE BRONCE 16MM (5/8") Ø, PARA UNA PRESIÓN DE TRABAJO DE 10 KG/CM ²	1 PZA.
7	TUBO DE PLOMO REFORZADO, 16MM (5/8") Ø, PARA 10 KG/CM ² DE PRESIÓN CON LONGITUD DE 1.00 M.	1 PZA.
8	TUBO DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40, 13 MM (1/2") Ø, CON UN EXTREMO ROSCADO, CON LONGITUD DE 1.00 M	1 PZA.
9	CODO DE FIERRO GALVANIZADO 90° 13 MM (1/2") Ø.	4 PZAS
10	TUBO DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40, 13 MM (1/2") Ø, 1.00 M. DE LONGITUD EXTREMOS ROSCADOS.	1 PZA.
11	BOLE DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40, 13 MM (1/2") Ø, EXTREMOS ROSCADOS, 12.5 CM DE LONGITUD	5 PZAS
12	EQUIPO DE MEDICIÓN DE GASTO, 13 MM (1/2") Ø.	1 PZA.
13	PLACAS UNIÓN DE FIERRO GALVANIZADO, CÉDULA 40, 13 MM Ø	1 PZA.
14	LLAVE DE BLOQUE, 13 MM (1/2") Ø.	1 PZA.
15	TE DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40 DE 13x13 MM (1/2" x 1/2")	1 PZA.
16	LLAVE PARA MANGUERA DE 13 MM (1/2")	1 PZA.
17	TUBO DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40 DE 13 MM (1/2") Ø DE 80 CM. DE LONGITUD, CON EXTREMOS ROSCADOS	1 PZA.
18	TUBO DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40, 13 MM (1/2") Ø 50 CM. DE LONGITUD, EXTREMOS ROSCADOS	1 PZA.
19	SOLDADURA DE PLOMO-ESTIAGO 50-50	15 KG

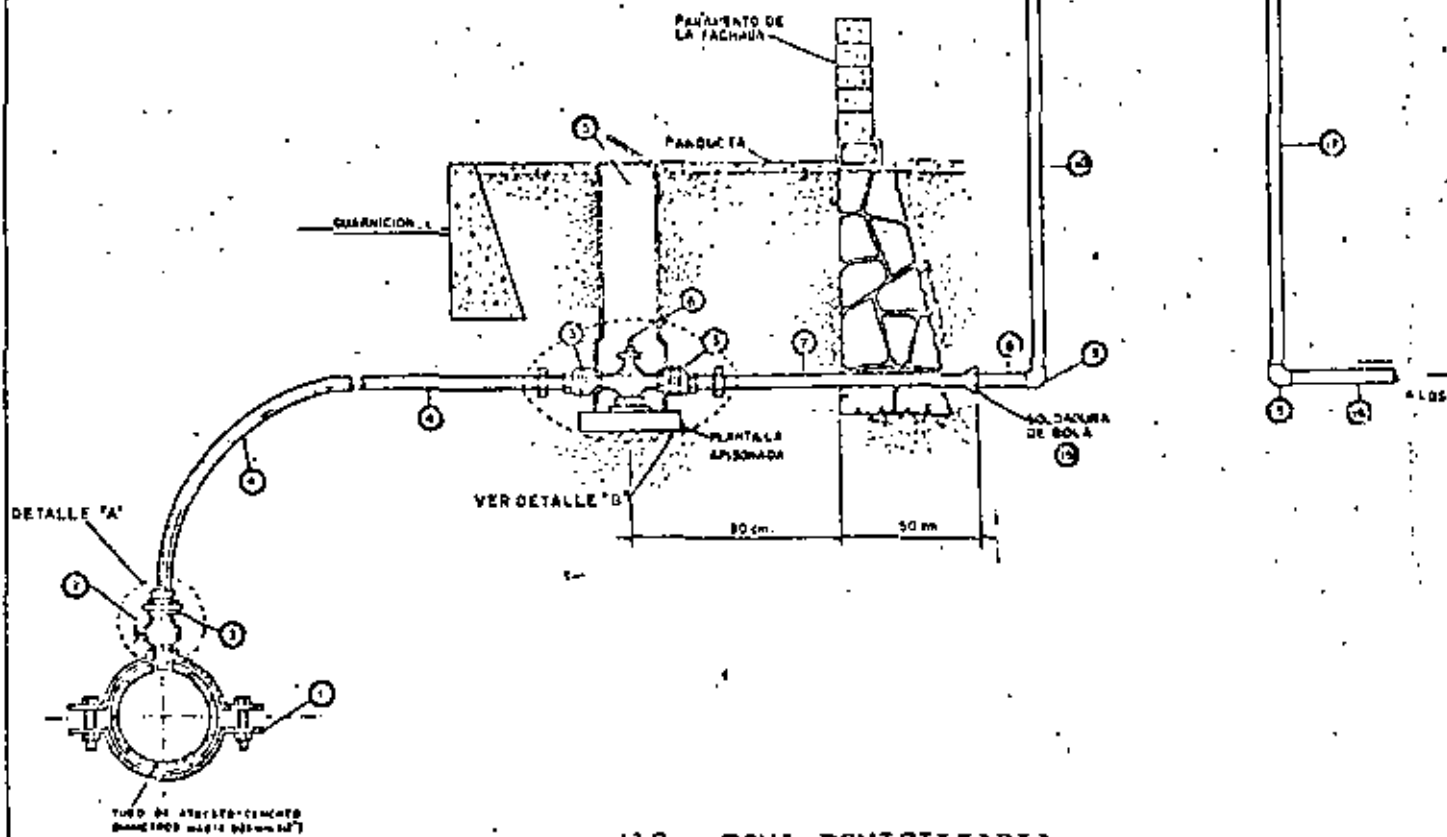
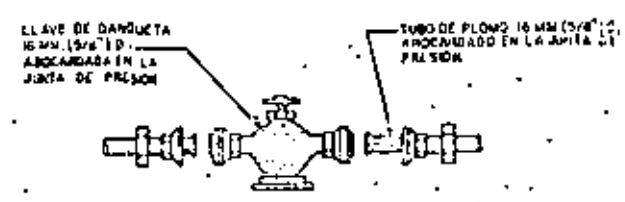
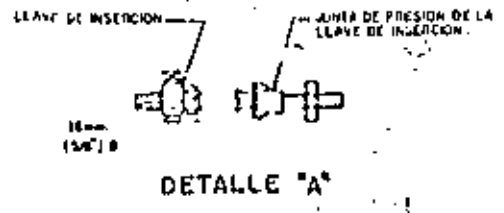
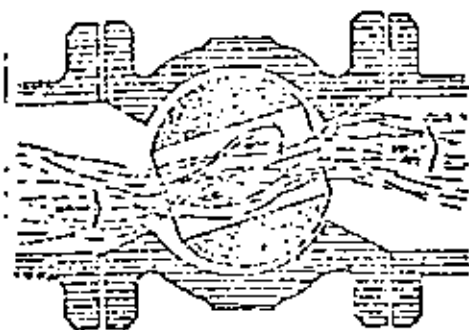
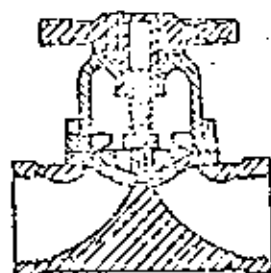


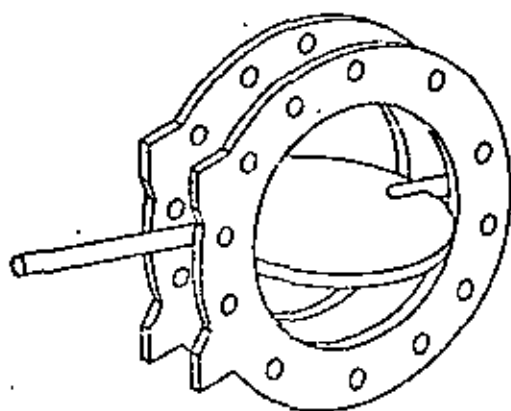
FIG. 18 TOMA DOMICILIARIA



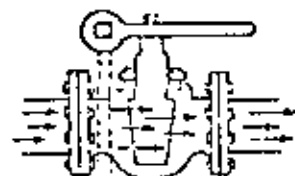
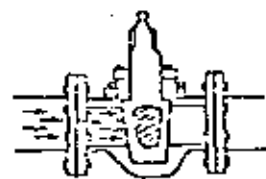
VALVULA DE ESFERA



VALVULA DE DIAFRAGMA

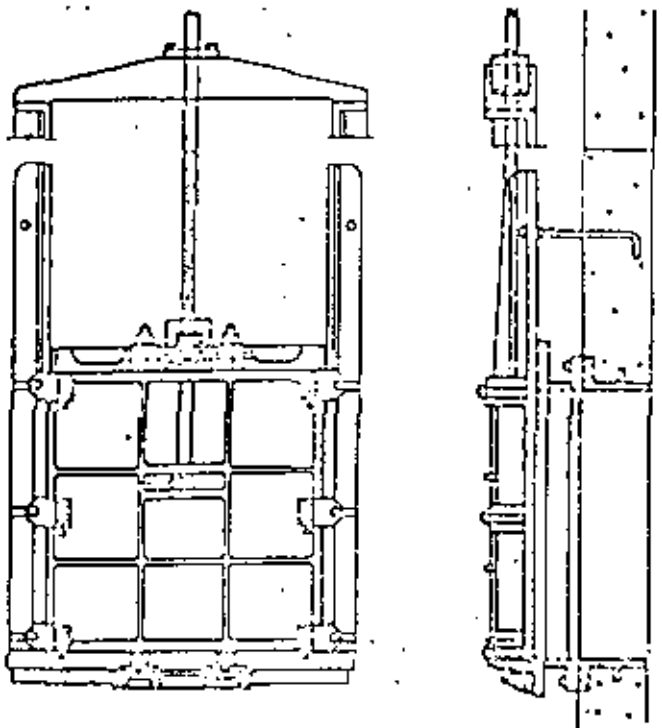


VALVULA DE MARIPOSA

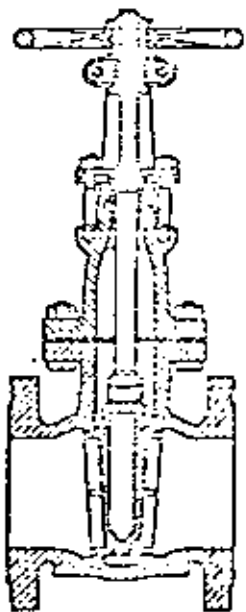


VALVULA DE CILINDRO

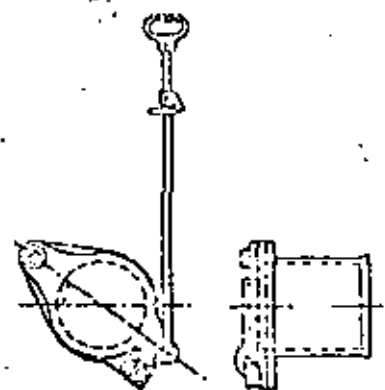
FIG. -19 ACCESORIOS



COMPUERTA DESLIZANTE

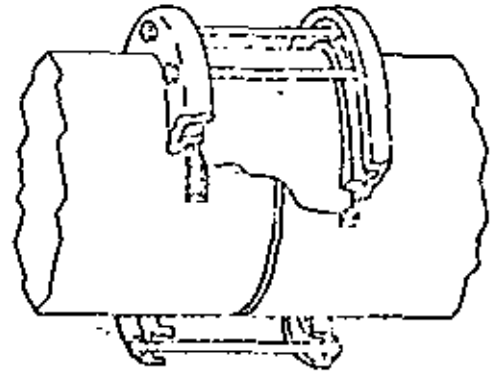
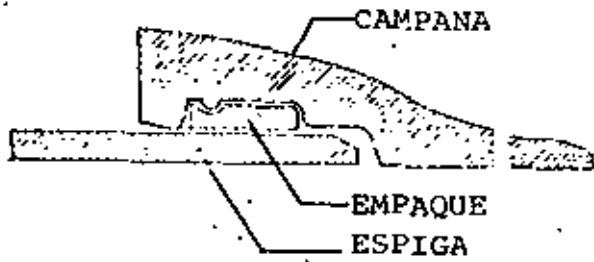
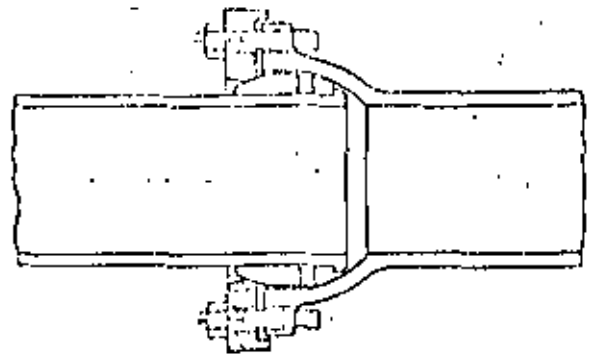
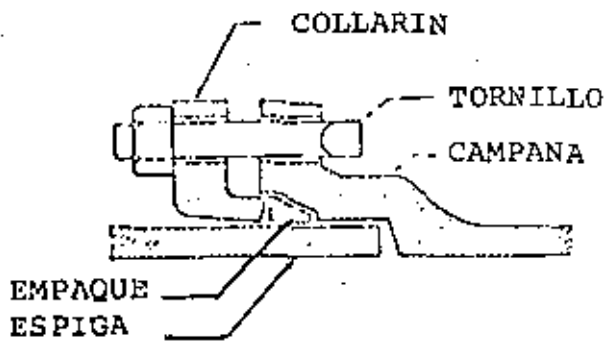


VALVULA DE COMPUERTA



VALVULA CORTATEO DESLIZANTE

FIG. - 20 ACCESORIOS



COPLÉ DE ACERO

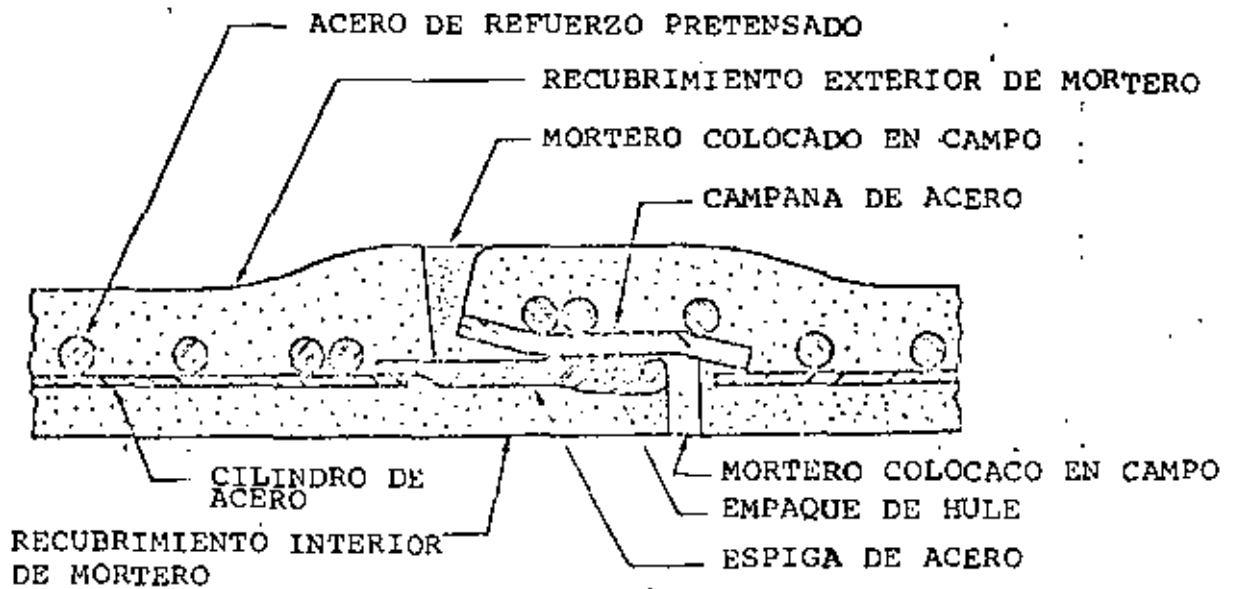


FIG.- 21 JUNTAS FLEXIBLES



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

AUTOMATIZACION

ING. MANUEL ALVAREZ RIVAS

JULIO, 1980



II. - AUTOMATIZACION

II.1. - Necesidades de control en instalaciones hidráulicas.

Pozos

Estaciones de bombeo

Tanques

Líneas de distribución.

II.2. - Criterios de control para las instalaciones anteriores evaluando para cada una de ellas las siguientes alternativas.

Operación Manual

Operación Semiautomática

Operación Automática

Operación Remota.



II.1.- NECESIDADES DE CONTROL EN INSTALACIONES HIDRAULICAS.

Para desarrollar cualquier tipo de acción siempre se hace necesario, en forma conciente o inconciente, que exista un control para poderla desarrollar en forma adecuada.

El simple hecho de una persona al caminar hace necesario la intervención de los sentidos para poder evitar obstáculos, enviando las órdenes correspondientes al sistema motor para corregir el rumbo cuando sea necesario (Ver fig. II.1)

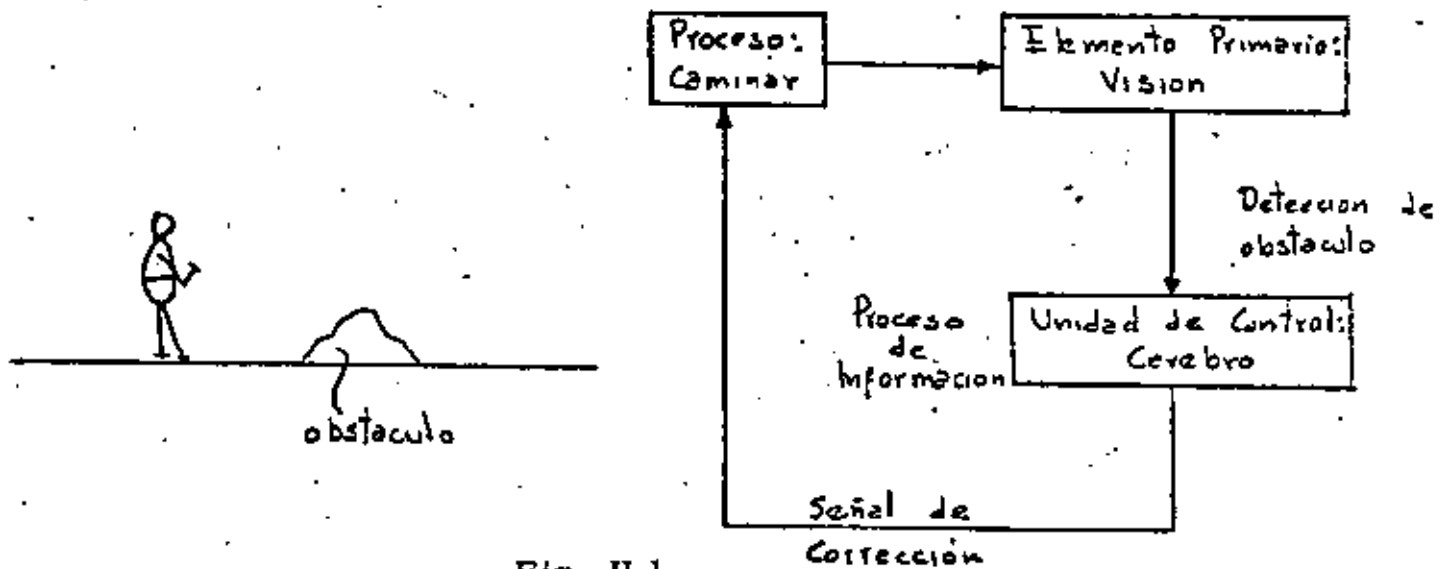


Fig. II.1.

En cualquier proceso siempre existirá alguna forma de control, ya sea manual o automática, de modo que el proceso se mantenga dentro de ciertos rangos pre-establecidos de antemano por el diseñador del proceso. Por ejemplo: el sistema de calefacción de una casa puede controlarse en forma manual o automática dependiendo del grado de control que se requiera. En la figura II.2 se puede ver un esquema de control manual de lo más simple, en el cual el control de temperatura se hace

apagando o prentiendo las resistencias eléctricas de calefacción de acuerdo al criterio de la persona que se encargue del control, este sistema - obviamente sería deficiente, ya que el control de temperatura quedaría al criterio y sentidos del operador, una manera de mejorar este sistema sería poner un termómetro que pudiera ver el operador y el cual serviría para apagar y prender el sistema de acuerdo a rangos de temperatura (digamos: apagar a 25°C y prender a 23°C), este sistema se muestra en la figura II.3

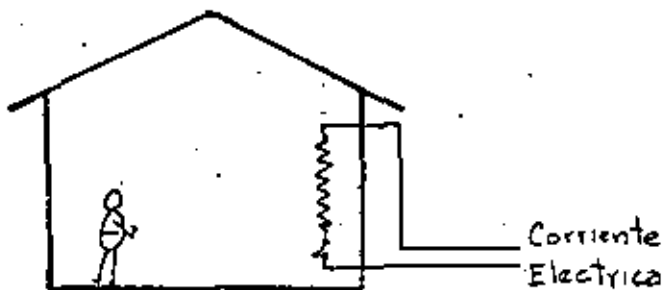


Fig. II.2.

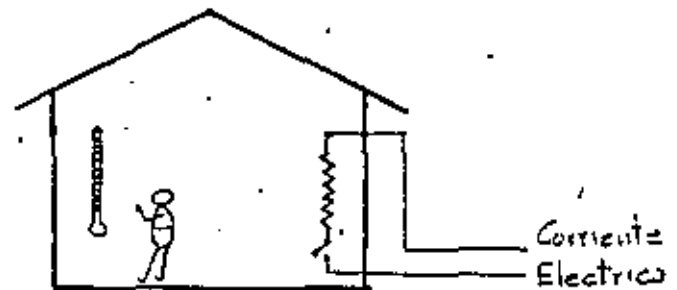


Fig. II.3.

En este último caso sería importante la localización del termómetro, para evitar que hubiera zonas demasiado frías o demasiado calientes, además la lectura de la temperatura quedaría sujeta al criterio del operador y desde luego la correcta operación del encendido y apagado del sistema.

Refiriéndonos al sistema anterior, una mejora del control sería

eliminar al operador y en su lugar poner un sistema automático de control, que en su forma más simple se muestra en la fig. II.4; en este sistema el termómetro manda una señal que a través de un relevador acciona el interruptor de apagado-encendido

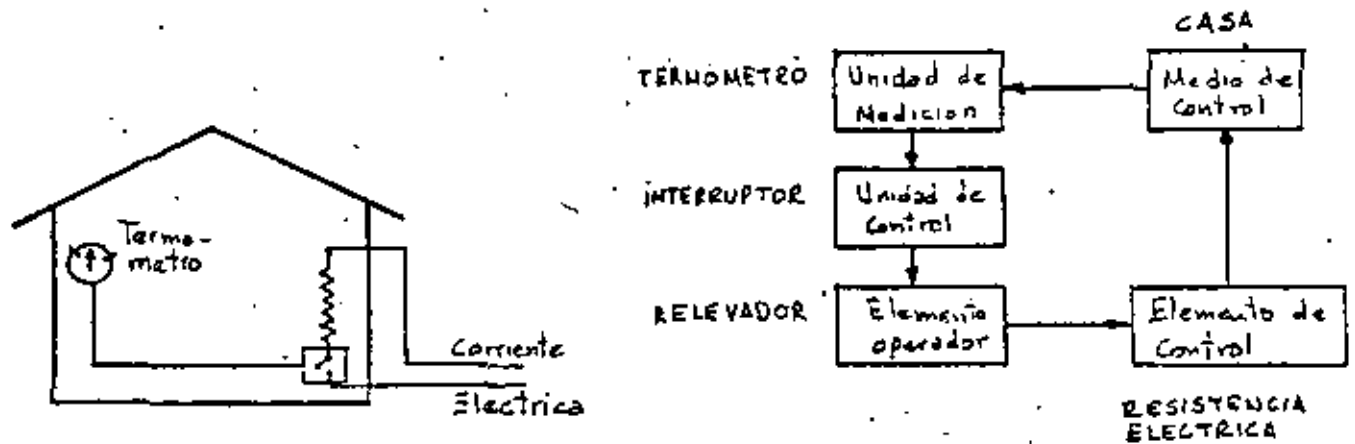


Fig. II.4.

Este sistema adolecería el defecto de que la temperatura en la casa dependería de la localización del termómetro. Lo anterior se podría mejorar teniendo varios termómetros distribuidos en la casa como se muestra en la fig. II.5 y si ésto no es factible; de poner varios sistemas dentro de la misma casa, digamos uno en cada cuarto, como se muestra en la fig. II.6, con uno o varios termómetros.

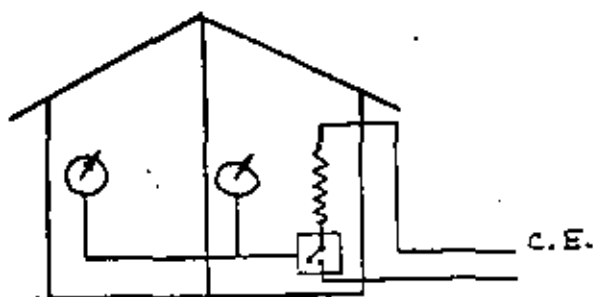


Fig. II.5.

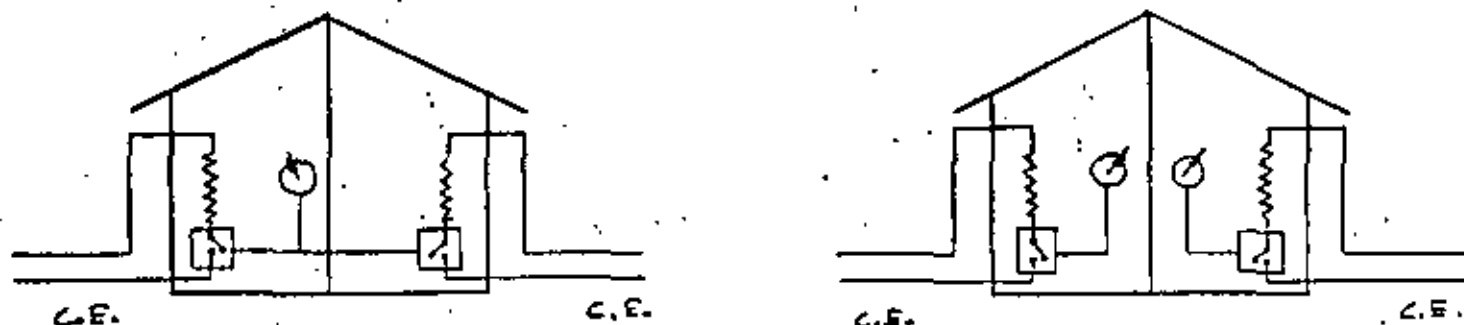


Fig. II.6.

El sistema de calefacción que se está tomando como ejemplo se puede seguir complicando tanto como se quiera y lo cual dependería de la importancia del proceso, en este ejemplo se podría tener una o varias alarmas que nos indicarán que el sistema no está funcionando correctamente ya sea por causas del propio sistema o bien por causas ajenas a él. Refiriendonos a la figura II.7 se tendría una alarma por baja o alta temperatura, en forma independiente y que nos indicaría una desviación de los límites de control de temperatura debidos a cualquier causa (falla en la corriente eléctrica, rotura de los elementos calefactores, mal

funcionamiento del termómetro de control, falla del relevador de control, etc.) Además se podría tener otra alarma para la falla de la alimentación de la corriente eléctrica que nos indicaría que la temperatura se saldría fuera de control antes de que esto suceda.

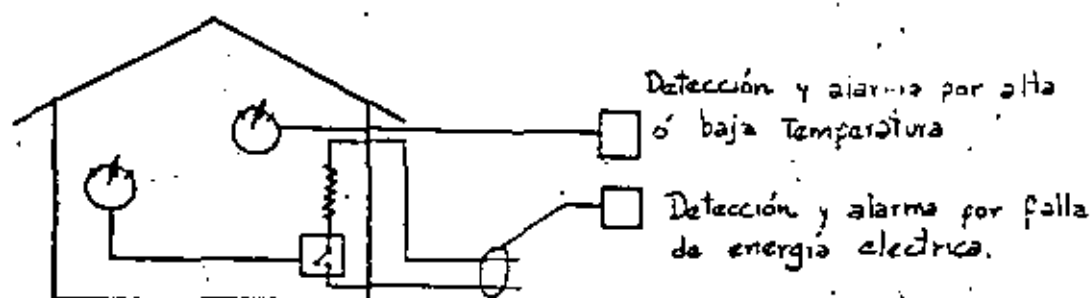


Fig. II.7.

Una de las últimas sofisticaciones que podría tener el sistema sería un control remoto de supervisión y control para operar el sistema desde un puesto central y con opción a operarse en forma local en caso de fallas del equipo, un diagrama esquemático de como quedaría el sistema se ilustra en la figura II.8.

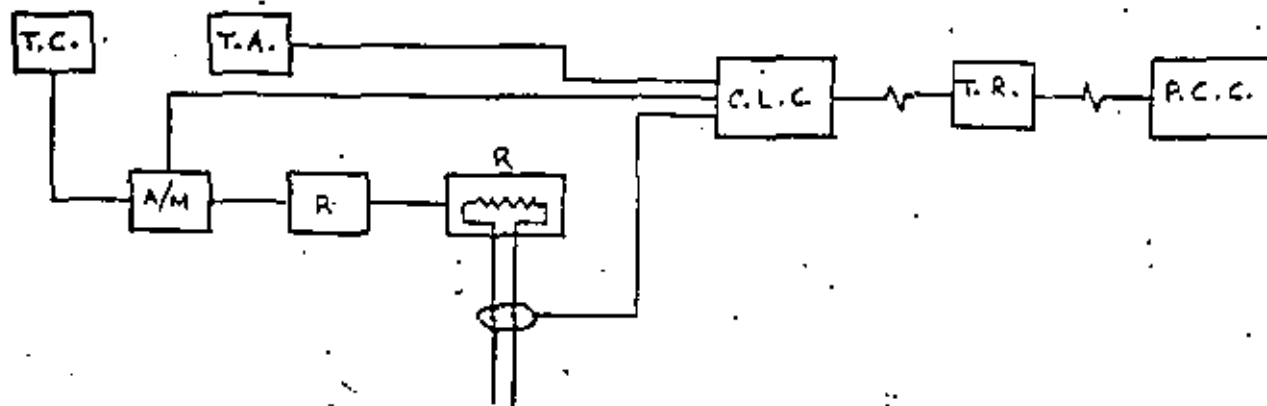


Fig. II.8.

SIMBOLOGIA

T C	Termómetro de control
T A	Termómetro de alarma
R	Relevador
A/M	Control de cambio automático / manual
R	Resistencia eléctrica
⚡	Alarma de falla de corriente
C L C	Centro local de control
P C C	Puesto remoto de control

ELEMENTO

F U N C I O N

T.C.

Dar una señal adecuada para control dentro de límites ajustables de temperatura.

R

Amplificar la señal para poderla utilizar en el sistema.

A/M

Selector automático manual

T.A.

Detector independiente para señalar desvíos del sistema.

R

Elemento calefactor.

Detección de falta de energía eléctrica para anticipar desvíos del sistema.

CLC

Centro Local de Control:

- Control Manual del sistema
- Indicación de temperatura
- Alarmas:

Alta temperatura

Baja temperatura

Falta de energía eléctrica.

TR

Transmisión de información por:

- Línea telefónica dedicada
- Onda portadora (líneas de alta tensión)
- Radio

ELEMENTO

F U N C I O N

PCC

Puesto Central de Control (Remoto):

- Control Automático
- Control Manual remoto
- Indicación de temperatura
- Alarmas.

Alta temperatura

Baja Temperatura

Falta de energía eléctrica

Falla del sistema de transmisión

El ejemplo anterior es solamente una muestra del grado de complejidad que puede tener un sistema tan simple, como es el control de una variable que en nuestro caso fue la temperatura en un sistema de calefacción.

La selección del esquema y grado de complejidad del sistema de control debe hacerse cuidadosamente y dependerá del grado de exactitud y confiabilidad que sea necesario para el proceso en estudio.

Debe tenerse muy presente el costo asociado con cada esquema y no olvidar que un esquema de alto grado de confiabilidad no es necesariamente el más costoso. Es necesario tomar en cuenta también el tipo de repercusión económica que se tiene cuando falla el sistema y comparar estas "pérdidas" contra los costos adicionales de controles más sofisticados.

Lo expuesto anteriormente es válido para el caso de instalaciones hidráulicas que es el que nos interesa en este curso. Se han tomado como casos ilustrativos las instalaciones en pozos, estaciones de bombeo, tanques y líneas de distribución en las tablas II.1 a II.4 se muestran las necesidades de control en cada una de las instalaciones tomadas como ejemplo.

NECESIDADES DE CONTROL EN POZOS.

T A B L A · II.1.

U S O	DESCARGA DEL POZO	NECESIDADES DE CONTROL	A C C I O N E S
AGRICOLA	Directo a los cultivos	Evitar déficit o exceso de agua en la zona de riego.	A/P de acuerdo a las condiciones.
	A canal de conducción y/o distribución.	" " "	A/P de acuerdo a las condiciones globales del sistema.
SISTEMA DE ABAS TECIMIENTO.	Directo a la red.	Tener una presión adecuada en la red.	A/P de acuerdo a la presión en la red.
	A una línea de conducción.	Conservar un nivel y/o presión en la línea	A/P de acuerdo al nivel y/o presión en la línea.
	A un tanque.	Evitar derrames o déficit en el tanque.	A/P de acuerdo a niveles en el tanque.

A/P = Arranque y paro.

NECESIDADES DE CONTROL EN ESTACIONES DE BOMBEO

T A B L A II.2.

U S O	SUCCION	DESCARGA	NECESIDADES DE CONTROL	A C C I O N E S
De Rebomdeo (Booster)	Cárcamo	Cárcamo	Mantener niveles adecuados en el cárcamo de descarga.	A/P de acuerdo a niveles en los cárcamos de succión y descarga.
		Línea de conducción	Mantener un nivel y/o presión adecuada en la línea.	A/P de acuerdo al nivel en el cárcamo de succión y el nivel y/o presión en la línea.
		Línea de distribución	Mantener una presión determinada en la red.	A/P de acuerdo al nivel en el cárcamo de succión y la presión en la red.
		Tanque.	Mantener un nivel adecuado en el tanque.	A/P de acuerdo al nivel en el cárcamo de succión y el nivel en el tanque.
	Línea de conducción	-Cárcamo -Línea de conducción -Línea de distribución -Tanque.	Las necesidades de control son iguales al caso anterior. Por lo que se respecta a las acciones, son las mismas, solamente cambia la condición de tener suficiente nivel en el cárcamo de succión, en cuyo caso se debe tener suficiente presión en la línea de succión.	

T A B L A . II.2 (cont.)

U S O	SUCCION	DESCARGA	NECESIDADES DE CONTROL	A C C I O N E S
De bombeo	Cárcamo	Tanque	Mantener un nivel adecuado en tanque.	A/P de acuerdo al nivel en el cárcamo de succión y el nivel en el tanque.
	Línea de conducción	Tanque	Mantener un nivel adecuado en el tanque.	A/P de acuerdo a la presión en la succión y el nivel en el tanque.

A/P = Arranque y paro.

NECESIDADES DE CONTROL EN TANQUES.

T A B L A II.3.

U S O	DESCARGA	NECESIDADES DE CONTROL	A C C I O N E S
Regulación, Almacena- miento y Distribución	Red de distribu- ción.	Mantener gastos y presiones adecuados hacia la red y evitar golpes de ariete o cam- bios bruscos de presión.	Regulación en la apertura de compuertas y/o válvu- las en función de la pre- sión en la red y los nive- les del tanque.

NECESIDADES DE CONTROL EN LINEAS DE
DISTRIBUCION.

T A B L A II.4.

NECESIDADES DE CONTROL.	A C C I O N E S
<p>Aumentar o disminuir presión en las redes de acuerdo a la demanda.</p>	<p>Operación de estaciones de bombeo y rebombeo</p> <p>Operación de tanques</p> <p>Operación de válvulas reguladoras de presión.</p> <p>Operación de válvulas en el sistema.</p>

II.2 CRITERIOS DE CONTROL PARA INSTALACIONES HIDRAULICAS.

Para llevar a cabo una operación autónoma de cualquier instalación hidráulica, es necesario que desde su concepción se tomen las medidas adecuadas para poder efectuar con éxito una operación automática, que no sólo nos dará una mayor confiabilidad en la operación, sino que nos puede garantizar un mejor servicio al usuario.

La actividad de automatización y de control visto desde otro punto de vista, también puede en un momento dado mejorar las condiciones de operación de una instalación que fue mal concebida o que debido a necesidades del usuario, las condiciones de diseño no son satisfechas por condiciones cambiantes.

Supongamos el proyecto de un sistema de abastecimiento de agua potable pequeño, el cual estaría alimentado por un pozo profundo. Este sistema al igual que en el ejemplo del Capítulo I puede sofisticarse tanto como se desee, pero lo más importante es lograr una solución económica que satisfaga las condiciones de servicio para las cuales debe concebirse el proyecto.

Siempre deben plantearse varias alternativas y analizarse desde puntos de vista, no meramente económicos de inversión y operación, sino también valuar la confiabilidad de la instalación y los niveles de servicio logrados con diferentes soluciones.

A continuación daremos dos ejemplos de posibles soluciones al sistema de abastecimiento mencionado.

1° - Presión en el sistema por medio de un tanque elevado (fig. II.1.)

2° - Solución por medio de un motor de velocidad variable (fig. II.2.)

En ambos casos la finalidad es suministrar el caudal de agua necesario a un sistema de distribución bajo un cierto rango de presión.

La presión en el sistema del primer caso se logra por medio de la elevación del tanque de distribución, que nos daría una presión casi constante y en el segundo caso la presión se mantiene constante variando la velocidad del motor bajo diferentes condiciones de gastos.

En el primer caso se tendrían costos iniciales más altos debido al costo del tanque elevado, aunque quizás fuera más versátil, ya que tendría una cierta cantidad de agua de reserva en caso de falla de la energía eléctrica, aunque esto se podría solucionar en el segundo caso con la instalación de una planta de emergencia.

La solución más adecuada dependerá del criterio del diseñador al efectuar el análisis de las dos alternativas, tomando en cuenta no solamente el aspecto económico, sino también de confiabilidad analizando las facilidades de mantenimiento del equipo.

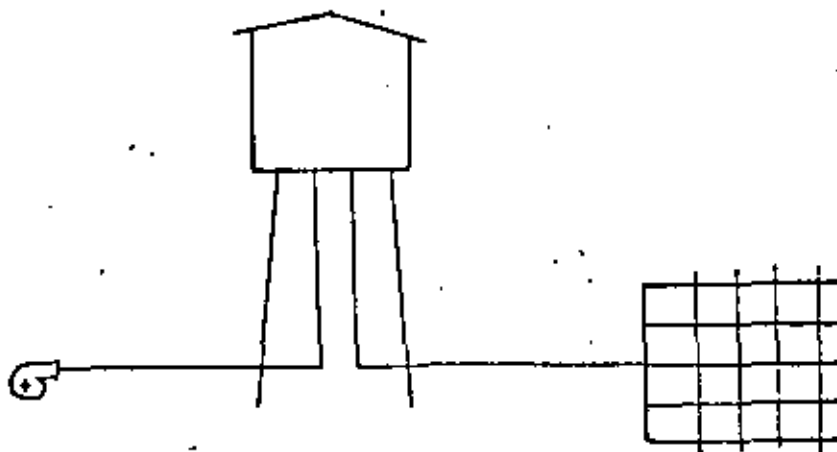


Fig. II.1.

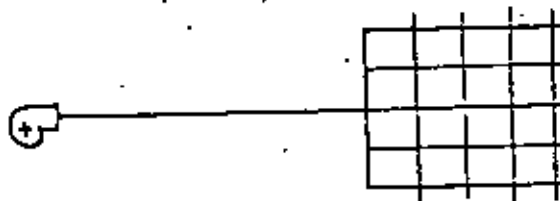


Fig. II.1.

En cualquier operación de un sistema de abastecimiento de agua, ya sea manual, semiautomático, automático o remoto, existen parámetros que son los que determinan la operación del sistema y que básicamente son 3, a saber:

1. - Presión.
2. - Nivel
3. - Gasto

Estos tres parámetros pueden ser medidos o estimados en diferentes formas, dependiendo del grado de exactitud y de información que se requiera.

La medición de estas variables se podría clasificar de la siguiente manera.

A.- Determinación en rango de operación.

En este caso sólo existe un conocimiento del máximo y mínimo permisible de la variable en cuestión (Presión, nivel o gasto) sin saber valores intermedios y además sería una señal que no afecta el control del equipo en forma directa.

Por ejemplo un tanque de agua sería la indicación del nivel del tanque cuando llegue a su nivel máximo o mínimo, lo cual serviría al operador del equipo para saber cuando parar o arrancar el equipo de bombeo.

B.- Determinación continua en rango de operación.

En este caso el valor de la variable se indica continuamente por ejemplo un manómetro que continuamente nos muestra la presión en una red de distribución y la indicación servirá al operador para controlar manualmente el sistema.

C.- Determinación continua de la variable más su graficación.

Este caso es igual al anterior, sólo que en forma adicional se tiene un registro continuo y permanente en una gráfica del valor de la variable que se está midiendo.

D. - Control dentro de rangos de operación.

Este caso es similar al señalado en A, sólomente que se eliminaría al operador, ya que al llegar la variable a los límites preestablecidos se procedería en forma automática al control del equipo.

Por ejemplo al llegar la presión a su nivel alto se pararía el equipo de bombeo y por el contrario, se arrancarí a al llegar la presión a su nivel bajo.

E. - Control continua de la variable.

En este caso existiría un control continuo de la variable dependiendo de la velocidad de cambio de la misma.

Por ejemplo si el nivel de un tanque baja a una velocidad mayor de la permitida, se podría incrementar el bombeo, aún antes de que el nivel llegue al nivel inferior permitido.

	Presión	Nivel	Gasto
A. - Determinación en rangos de operación.	-----	-Flotadores -Electroniveles	Flujo-no flujo.
B. - Determinaciones continuas	-tubo de Bourdon. - piezo eléctricas - Tensión	-Vidrio de Nivel -Flotadores -Eléctricos -Ultrasonido	Medidores Hélice. Tubo de Pitot. Ultrasonido

	Presión	Nivel	Gasto.
C. - Determinación continua y graficación	Igual al inciso B, solamente que se les adapta un graficador que puede ser mecánico o eléctrico.		
D. - Control dentro de rangos.	-----	Flotadores Electroniveles	Flujo-no flujo.
E. - Control continuo	Igual al inciso B, solamente que se les acoplan controladores que normalmente son electrónicos o eléctricos.		

OPERACION MANUAL

Se entiende por operación manual aquella en la cual debe intervenir una persona para poder modificar las condiciones de operación del sistema.

En cualquier instalación se le deben dar al operador todas las facilidades para que pueda operar eficientemente el sistema, como es la instalación de instrumentos que permiten una fácil lectura o interpretación de las variables que intervienen para la operación del sistema.

Para aquellas variables que sean muy importantes se deberán instalar dos equipos de medición independientes con objeto de detectar fallas de la instrumentación en forma inmediata y no esperar a que se produzcan quejas de los usuarios para detectar fallas en la instrumentación o que se tengan descomposturas en equipos por la misma razón.

También es recomendable instalar equipos que permitan supervisar la operación de los sistemas como son "cuenta horas de operación", "totalizadores de gasto", "registradores de variables" como son presión, gasto o nivel". La información obtenida de estos instrumentos permitirán la evaluación de la operación de las instalaciones.

Se deben elaborar instructivos de operación de los sistemas basados en la concepción del proyecto y dar suficientes elementos para poder modificar fácilmente la operación en caso de que cambien las necesidades de los usuarios. Dentro del instructivo de operación se deben desarrollar tablas o instrucciones sencillas de operación como:

Arrancar la bomba 2 cuando la presión baje a 3 kg/cm^2 .

Apagar la bomba 3 cuando el nivel llegue a 7 metros.

En caso de falla de la energía eléctrica desconectar los equipos, etc., etc.,

Durante una operación manual es muy recomendable darle tareas adicionales al operador con objeto de mantenerlo en actividad, como son lecturas periódicas de variables tales como presión, voltaje, corriente, etc. que permitan además tener información de la operación de la instalación y control sobre los operadores.

OPERACION SEMIAUTOMATICA.

Se entiende por operación semiautomática aquella con la cual se necesita la intervención de operadores en una forma pasiva, es decir, que no

ocupan estar todo el tiempo supervisando la operación del sistema.

Por ejemplo si se tiene una instalación de bombeo, el arranque y paro de los equipos puede estar controlado en forma automática por un interruptor de presión, sin embargo podría ser necesario la intervención de un operador para cambiar el rango de presión del arranque y paro del equipo de bombeo durante el día. También puede suceder que no exista equipo de protección adecuado para los equipos y que por este motivo sea necesario tener operadores.

No se recomienda la operación semiautomática en instalaciones sencillas, como son pozos o estaciones reguladoras de presión, en estos casos se debe tratar de tener una operación completamente autónoma o por el contrario completamente manual, este último caso es con objeto de man tener a los operadores activos y que estén vigilando al equipo.

La operación semiautomática se debe poner en instalaciones que tengan un número relativamente grande de equipos o variables por controlar y las cuales estén relacionadas entre sí de alguna manera. Por ejemplo una planta de rebombeo que tuviera 3 ó 4 equipos y cuya operación esté inte rrelacionado.

Otro ejemplo de una operación semiautomática sería cuando las variables por controlar están físicamente alejadas entre sí, como sería el caso del bombeo a un tanque distante del punto de bombeo.

OPERACION AUTOMATICA.

Por operación automática de una instalación se debe entender que no requiere la presencia de personas para controlar el equipo.

Algunas instalaciones son muy sencillas de operar en forma automática, como es el arrancar y parar un motor en función de la presión, de un nivel o por tiempo de operación. En estos casos solamente se requiere de un interruptor de presión o de nivel y un programador de arranque, todos ellos elementos muy simples y de uso común.

Sin embargo en otras instalaciones se pueden tener condiciones de operación muy complejas que pueden requerir de equipo muy sofisticado, como son sistemas electrónicos con microcomputadoras.

Cuando se trata de automatizar una instalación, se debe tener en cuenta todas las posibles combinaciones de los parámetros que intervengan, para poder prever todas las condiciones de operación que se presenten y poder seleccionar o diseñar adecuadamente el equipo de control.

Los parámetros que se deben tomar en cuenta en forma general para cualquier instalación son:

Variable o variables de control y su interrelación entre sí.

Presión, Nivel, Gasto.

Variables que afectan la operación del sistema.

Energía eléctrica, Temperatura del equipo, Niveles, Sobrecargas del Equipo.

También pueden ser muy importantes procesos paralelos que ocurren simultáneamente al proceso principal y sin los cuales no se debe operar el sistema, en este caso se tiene la desinfección de agua en un sistema de distribución y sin el cual se debe suspender el suministro de líquido al sistema; especialmente si la calidad del agua que se maneja, no es satisfactoria de acuerdo a las normas establecidas.

Dentro del equipo que se dispone para detección y control de instalaciones hidráulicas se tienen.

- Interruptores de presión** Abren o cierran un circuito eléctrico de acuerdo a una presión que puede ser ajustable dentro del rango del aparato.
- Interruptores de nivel.** Abren o cierran un circuito eléctrico de acuerdo al nivel en un tanque, la acción del interruptor puede ser ajustable dentro del rango del aparato.
- Interruptores de flujo** Abren o cierran un circuito eléctrico dependiendo si existe o no existe flujo dentro de una tubería. Normalmente sólo detectan si existe flujo o no existe flujo dentro de la tubería y no se pueden ajustar para diferentes gastos.

- Temporizadores de tiempo.** Al recibir una señal eléctrica empiezan a contar un determinado tiempo, al final del cual abren o cierran un circuito eléctrico. El tiempo del temporizador puede ser fijo o ajustable.
- Relevadores eléctricos.** Reciben una señal eléctrica y accionan equipo eléctrico de gran tamaño, que no podrían operar los interruptores de presión, nivel o flujo y los temporizadores en forma directa.
- Interruptores de tiempo.** Normalmente son relojes con 24 horas de capacidad, dentro de las cuales se pueden programar el abrir o cerrar uno o varios circuitos eléctricos. También existen para una duración de 7 días.
- Transductores de presión, nivel o flujo.** Estos aparatos dan una señal eléctrica de salida proporcional a la variable aplicada a la entrada y que puede ser de presión, nivel o flujo.
- Controladores.** Reciben una señal eléctrica variable de un transductor y actúan sobre un mecanismo, por ejemplo accionar el vástago de una válvula, etc.

- Relevadores de voltaje. Abren o cierran un circuito eléctrico cuando el voltaje se desvía de un valor previamente ajustado.
- Relevadores de temperatura. Abren o cierran un circuito eléctrico cuando la temperatura se deriva de un valor previamente ajustado.
- Relevadores de corriente. Abren o cierran un circuito eléctrico cuando la corriente eléctrica se desvía de un valor previamente ajustado.
- Controladores electrónicos. Son aparatos programables que tienen un microprocesador y los cuales son capaces de absorber fácilmente funciones de control que de otra manera se tendrían que hacer con un sinnúmero de relevadores y temporizadores.

OPERACION REMOTA.

Por operación remota se debe entender el control remoto de una instalación o equipo desde un puesto central, el cual no es estrictamente necesario que este automatizado. Por ejemplo se puede tener el control de arranque y paro remoto de un pozo el cual solamente responde a la señal del control, pero en caso de falla del sistema de control remoto el pozo no puede operar en forma automática sin el comando del puesto central; por otro lado si el pozo estuviera automatizado localmente, el equipo podría trabajar en forma independiente del control remoto.

La operación remota no debe visualizarse sólo para instalaciones separadas físicamente entre sí, como sería el caso de varios pozos profundos en un sistema de captación, sino también en instalaciones que estén físicamente en un sólo local, como sería el caso de una estación de rebombeo que tuviera varios equipos de bombeo. En ambos casos se puede tener un puesto central de control (PCC) desde el cual se opere el equipo, en un caso de los equipos de rebombeo y en el otro de los pozos de captación.

Si las dos instalaciones anteriores pertenecieran a un mismo sistema, se podría tener un puesto central desde el cual se controlarían, tanto los pozos como la estación de rebombeo.

La localización del PCC es independiente de la localización de las instalaciones que se deseen controlar, aunque es recomendable que esté localizado en el centro de operaciones del sistema, para poder atender con facilidad las necesidades de mantenimiento del sistema.

La transmisión de información y comando a un puesto central se puede llevar a cabo por las siguientes formas, cuya elección dependerá de las condiciones propias de cada sistema.

1. - Transmisión eléctrica. - Se transmite directamente la señal eléctrica de los transductores y relevadores al PCC. Este caso es cuando las instalaciones están muy cercanas entre sí, como sería el caso de una planta de tratamiento de agua potable

Es muy importante la distancia entre el PCC y los puntos de control debido a las caídas de voltaje y pérdidas que se tienen en los conductores eléctricos de control.

2. - Línea telefónica.

Este tipo de transmisión es ideal en áreas urbanizadas ya que el mantenimiento corre por cuenta de la empresa de teléfonos además de ser un medio confiable de transmisión por medio de tonos.

3. - Onda Portadora.

Este sistema utiliza líneas de transmisión eléctricas de alta tensión y es equipo electrónico que requiere un alto grado de mantenimiento, por lo cual su utilización es limitada. Además se requiere que las líneas de transmisión eléctrica de alta tensión sean propias, ya que las empresas eléctricas no permiten el uso de sus líneas para estos usos.

4. - Radio.

Este sistema es ideal para zonas no urbanizadas y en las cuales las instalaciones están separadas entre sí distancias relativamente grandes (unos 30 km máximos.)





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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

MEDICION DE FLUJOS EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ING. FRANCISCO RODRIGUEZ AVILA

JULIO, 1980

I. - MEDICION DE FLUJOS EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

1.1. Componentes de los instrumentos de medición de caudales.

Los instrumentos de medición tienen un elemento sensor o primario que está en contacto directo con el agua, un elemento transmisor eléctrico que convierte la señal hidráulica captada por el sensor en señal eléctrica y un elemento registrador que gráfica y/o graba los eventos a medir en las unidades e intervalos requeridos, en la figura 1.1. se muestra una instalación tipo de los tres elementos descritos, esta instalación es la más completa y adecuada para obtener información continua y confiable, más no necesariamente se deben instalar los elementos señalados, ya que otras instalaciones pueden ser compuestas sólo por el elemento primario o por el elemento primario y registrador como se muestra en la figura 1.2. y 1.3. desde luego que la precisión y confiabilidad de la información disminuye conforme se restringe el número de los elementos mostrados en la figura 1.1. y lo cual se justifica de acuerdo a la utilidad que se le dará a la información hidrométrica, es decir el grado de precisión, confiabilidad y economía requerida.

1.2. Instrumentos de medición tradicionales y nuevas tecnologías.

Para efectuar mediciones de flujo (aforos) la variable independien-

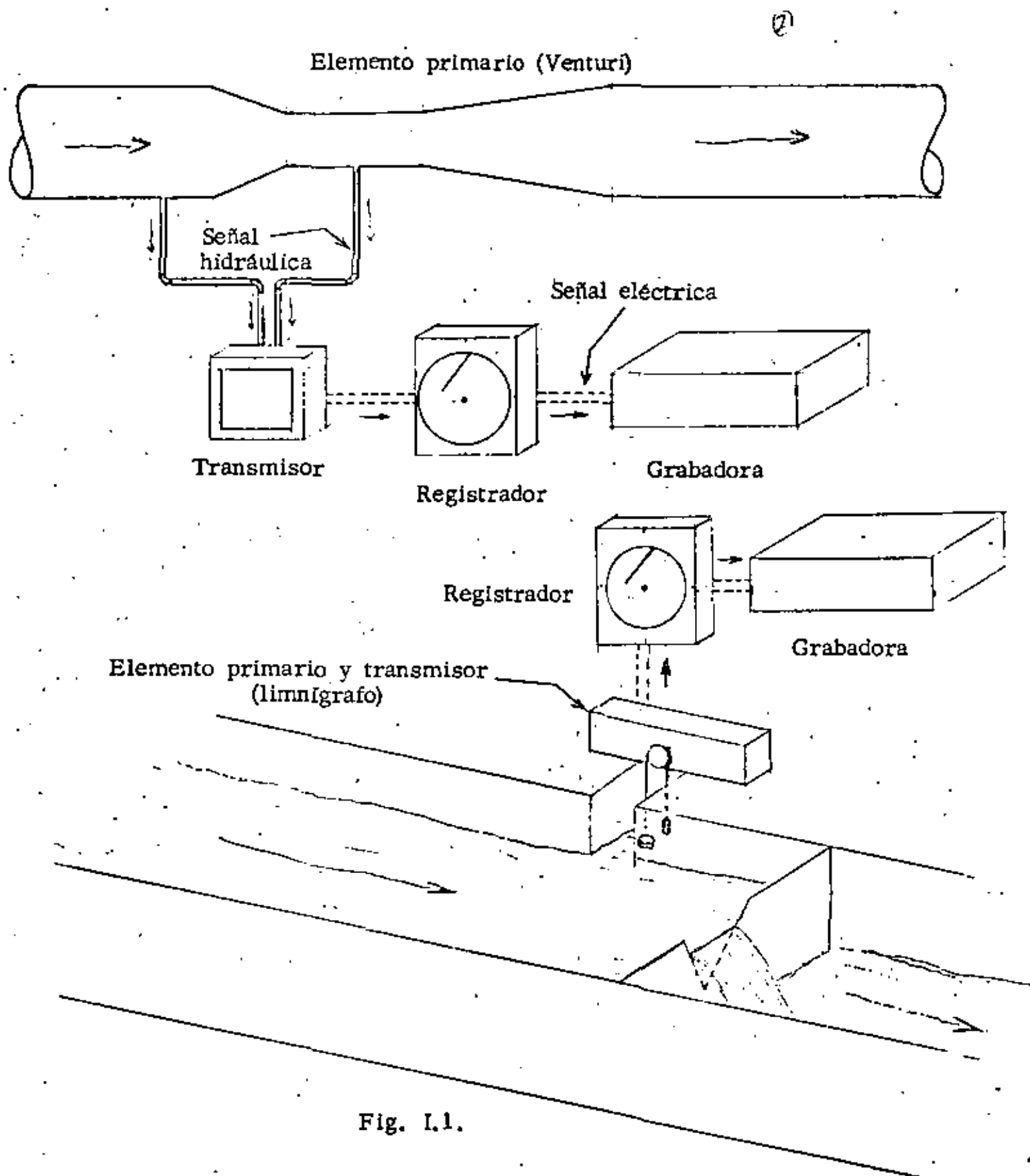


Fig. I.1.

Instalación tipo de un medidor Venturi y un limnógrafo con transmisor, registrador eléctrico y grabadora.

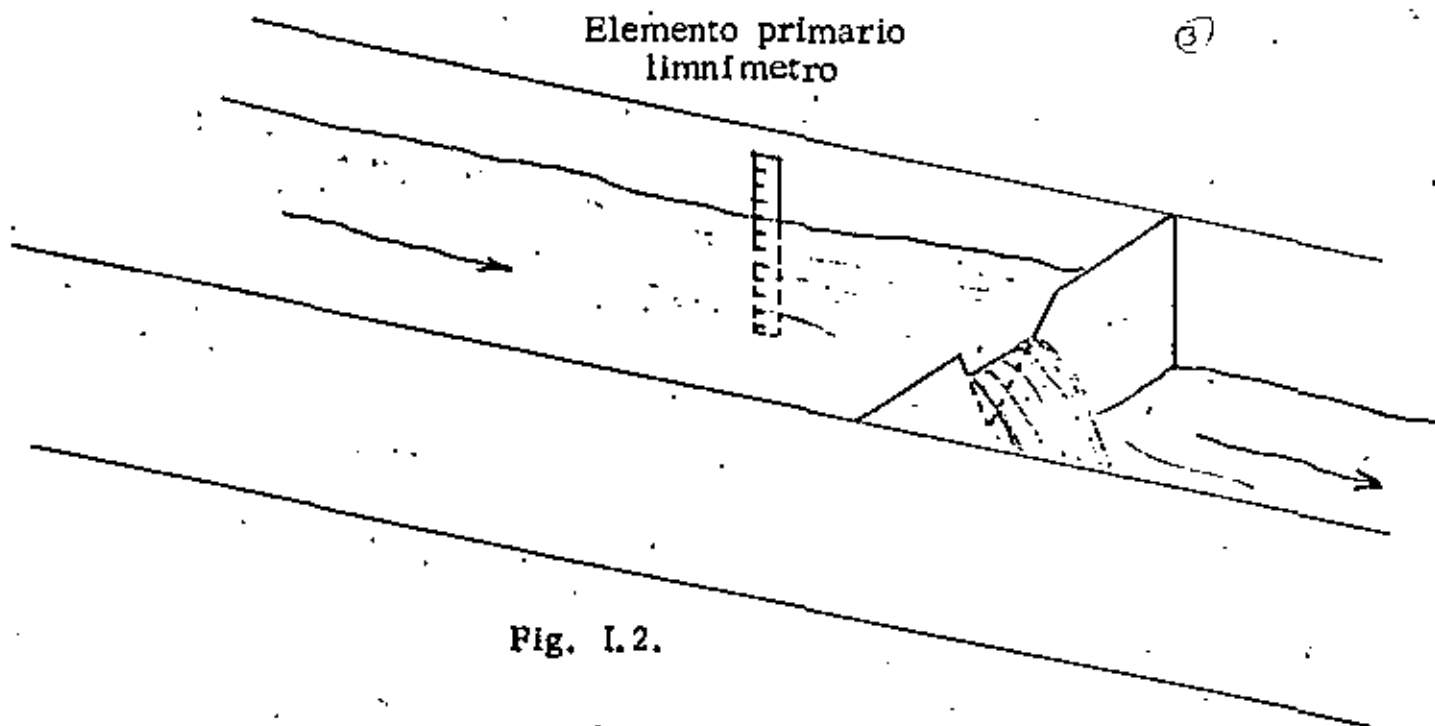
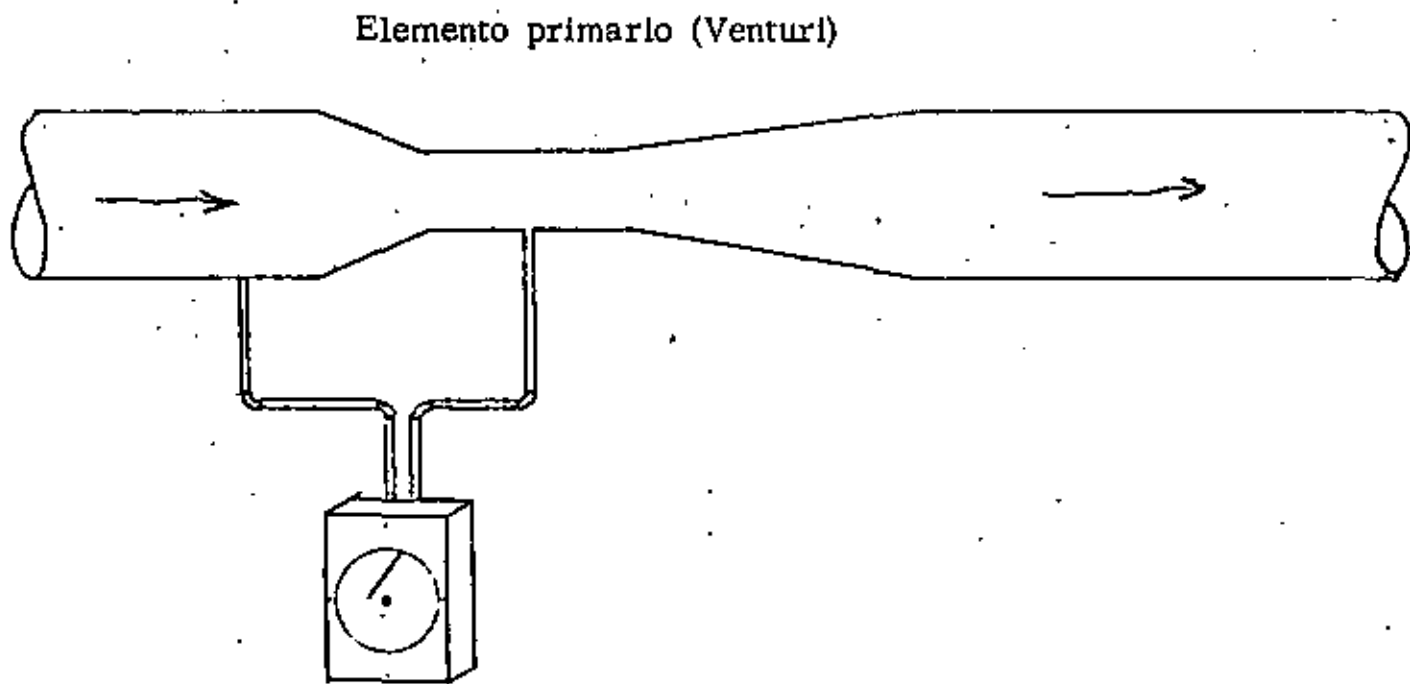


Fig. 1.2.

Instalación con elemento primario tipo limnómetro.



Registrador

Fig. 1.3.

Instalación con elemento primario y registrador mecánico.

te a deducir o medir es la velocidad del agua, la cual conocida y aplicando la ecuación de continuidad ($Q = V A$) se obtienen los gastos instantáneos (m^3/seg) o volúmenes en determinada unidad de tiempo. En la tabla I.1. se muestran algunos ejemplos de fórmulas para deducir gastos (m^3/seg).

En los conductos a tubería llena, tradicionalmente se mide la presión del agua en uno o dos puntos para deducir la velocidad del flujo, como se observa en la columna 5 de la tabla I.1, en los conductos por gravedad se requiere medir la altura del nivel del agua para deducir gastos del flujo como se muestra en la columna 5 de la tabla I.1, en la tabla 1.2, se comparan los métodos tradicionales y nuevas tecnologías para cuantificar las velocidades del agua en los conductos antes mencionados.

La aportación de elementos mecánicos y eléctricos en las innovaciones para aforar se incrementan, cuanto más completa y moderna sea la estación de medición.

Al utilizar nuevas técnicas de medición obtendremos principalmente:

- 1.- La eliminación de errores humanos en la lectura directa y registro de datos.

(1) MEDIDORES PARA CONDUCTOS A PRESION	(2) FORMULA PARA DEDUCIR Q (m ³ /seg).	(3) VARIABLES CONOCIDAS	(4) VARIABLE DESCONOCIDA	(5) FORMA DE DEDUCIR LA VARIA BLE DESCONOCIDA (h)
Venturi	$Q = C A \sqrt{2gh}$	C, A, g	h	Midiendo el diferencial de presión hidroestática
Pitot	$Q = A \sqrt{2 hg}$	A, g	h	Midiendo la presión hidroestática.

NOMENCLATURA:

Q Gasto (m ³ /seg)	g Gravedad (m/seg ²)	n Coeficiente
C Constante	h Carga de agua (m)	H Carga de agua (m)
A Area de la sección (m ²)	L Longitud de la cresta vertedora (m).	

(1) MEDIDORES PARA CONDUCTOS A GRAVEDAD	(2) FORMULA PARA DEDUCIR Q (m ³ /seg.)	(3) VARIABLES CONOCIDAS	(4) VARIABLE DESCONOCIDA	(5) FORMA DE DEDUCIR LA VA RIABLE DESCONOCIDA (H) .
Vertedor rectangular	$Q = C L H^{3/2}$	C, L	H	Midiendo el nivel del agua.
Parshall (descarga libre)	$Q = C H^n$	C, n	H	Midiendo el nivel del agua

Tabla I.1.

Fórmulas para deducir gastos en conductos a presión y gravedad.

TIPO DE CONDUCCION	METODOS TRADICIONALES PARA MEDICION	NUEVAS TECNOLOGIAS DE MEDICION
P r e s i ó n	Venturi Tubo de Pitot	Annubar (Pitot modificado) ultrasónicos. Celdas de presión, magnético (Pitot modificado)
G r a v e d a d	Limnómetro, limnógrafo mecánico.	Limnógrafo eléctrico, ultrasónico, burbujeo.

Tabla 1.2.
Métodos tradicionales para medición de flujos y nuevas tecnologías.

2.- La confiabilidad de la información es óptima ya que los errores de medición se reducen al mínimo o se nulifican.

3.- La captación de la información es instantánea, si así se requiere.

I.3. Selección de medidores de caudales para conductos a gravedad y presión.

Para seleccionar medidores, se recomienda elaborar un cuadro como el mostrado en la tabla I.3, en la cual se analizan los posibles aparatos a instalar, seleccionando el que reúna las condiciones de precisión y confiabilidad requeridas de la medición, además:

- 1.- Prever la disponibilidad de refacciones del medidor.
- 2.- Prever la adquisición de accesorios, refacciones e instrumentos de calibración del medidor.
- 3.- Investigar experiencias de usuarios de los equipos a comprar
- 4.- Contar o preparar personal para operar los equipos y darles mantenimiento.

I.4.- Preparativos y recomendaciones a considerar en la instalación de equipos de medición, en los proyectos de abastecimiento de agua.

TIPO DE MEDIDOR	COSTO APROXIMADO	PRECISION	CARACTERÍSTICAS DE INSTALACION.
Venturi	\$ 1'000,000.00	+ 1%	Bridado en los extremos del Venturi.
Annubar	\$. 120,000.00	+ 2.0%	Perforación de 6 cm \varnothing para introducir el medidor.
Ultrasónicos	\$ 600,000.00	+ 2%	Instalación superficial.

Tabla I.3.

Análisis de características básicas de elementos medidores de flujos para una tubería a presión de 72" \varnothing .

Al efectuar proyectos de abastecimiento de agua, generalmente las estaciones de medición no las consideran en los proyectos o no les dan la importancia requerida, ocasionando que al operar el sistema de abastecimiento se percate la necesidad de medir o no se instaló el medidor adecuado y en algunas ocasiones, el sitio para colocar el medidor no cumple con las especificaciones de instalación requeridas, al tratar de corregir alguna de estas fallas, ya construída la obra, el costo de la estación de medición se incrementa.

Por lo anterior, es necesario planificar y proyectar las estaciones de medición al mismo tiempo que los abastecimientos de agua y seleccionar el medidor con las recomendaciones descritas en el inciso 1.3.

Los preparativos, recomendaciones e instalación tipo se ejemplifica con el medidor tipo anubar para tuberías menores o iguales a 20" ϕ y se describe a continuación:

10
RECOMENDACIONES GENERALES PARA
LA MEDICION DE PRESION y/o GASTO
CON ELEMENTOS TIPO ANNUBAR EN
LAS REDES DE DISTRIBUCION EN TU-
BERIAS MENORES O IGUALES A 20" .

MEDICION CON ELEMENTOS ANNUBAR

El elemento primario tipo annubar para fines de monitoreo y comprobación de gasto, se basa en el principio del tubo de Pitot, es decir capta la presión estática así como la presión dinámica, adaptándose dicha señal a un indicador de aguja o graficador, transformando estas en diferencial de presión, única incognita en nuestra ecuación de gasto $Q = S K D^2 \sqrt{\Delta H}$, donde S y K son constantes que recomienda el fabricante y están en función del tipo de instrumento que se utiliza y D es el diámetro de la tubería.

Existe una gama de elementos annubar a utilizar en tuberías que van desde 1/2 " \varnothing hasta 500" \varnothing , se muestra un dibujo esquemático del medidor annubar en las figuras No. 1 y No. 2.

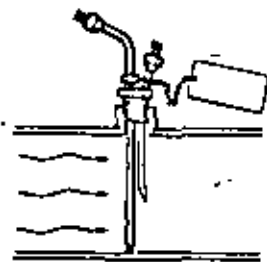


Figura No. 1

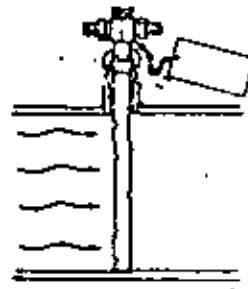


Figura No. 2.

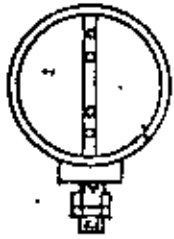
1. - CONSIDERACIONES GENERALES

- a). - El elemento anubar se puede localizar en tubería horizontal, vertical o inclinada.

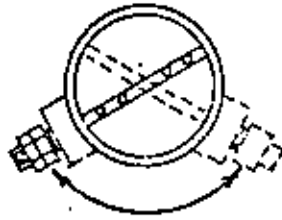
- b). - Para tuberías verticales, el anubar se puede instalar en cualquier posición de los 360° de la circunferencia del tubo.

- c). - Para tuberías horizontales o inclinadas, la mejor localización es en la parte inferior o a los lados de la tubería, de tal modo que las conexiones del instrumento queden abajo de la línea media del tubo. Lo anterior es con objeto de tratar de tener llenas de agua las líneas de instrumentación. En caso de que por falta de espacio no se pueda lograr lo anterior, se aceptará la colocación en posición vertical. Fig. 3 veáse en la siguiente hoja.

- d). - Deberá tenerse cuidado al orientar el anubar que los orificios de presión dinámica queden perpendiculares a la dirección del flujo, como se muestra en la Fig. No. 3a. vease en la siguiente hoja.

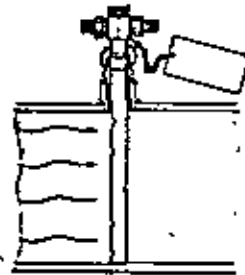
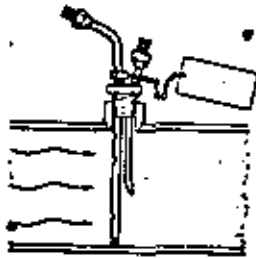


COLOCACION RECOMENDADA



COLOCACION ACEPTABLE

Figura No. 3



Figuras 3 a .

2. - LOCALIZACION,

- a). - El elemento annubar se tratará de localizar en un tramo recto de tubería con una longitud recomendable (igual a 9 veces el diámetro de la tubería) y la posición del mismo se muestra en la fig. No. 4.

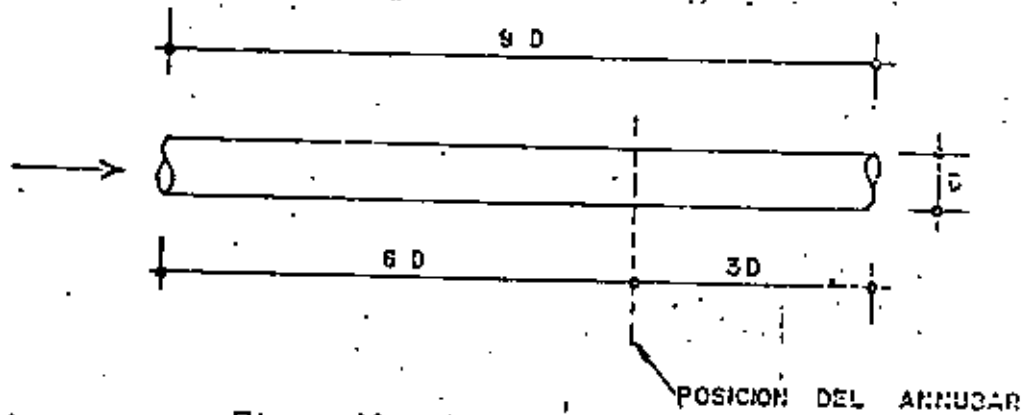
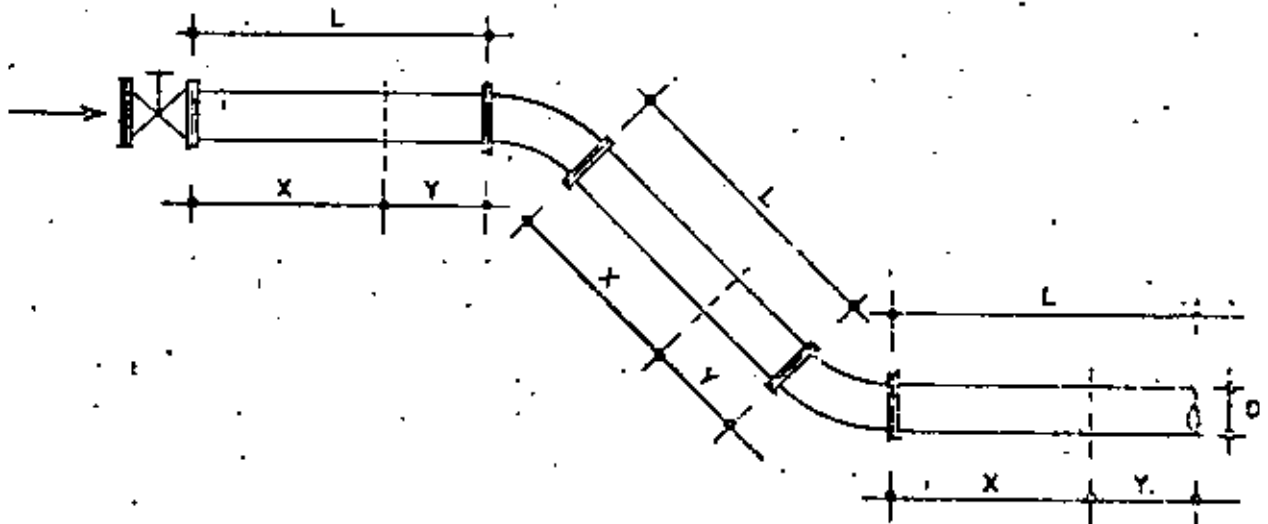


Figura No. 4

En caso de que lo anterior no sea posible se localizará un tramo recto de tubería lo más largo posible, pero que no sea menor a una longitud igual a 4.5 veces el diámetro de la tubería y las restricciones del mismo se muestran en la Fig. No. 5 y se complementan con la tabla No. I



$$\begin{aligned} L_{\min} &= 4.5 D \\ X &= 2/3 L \\ Y &= 1/3 L \end{aligned}$$

Figura No. 5

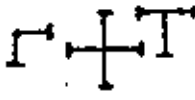

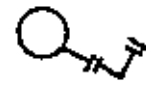


(x) No. Diámetro Aguas Arriba			(y) No. de Diámetro Aguas Abajo	
RESTRICCION	En el mismo plano	Diferente plano		
	Codo, Tee, Cruz	7	9	3
	Piezas especiales en el mismo plano	9	14	3
	Piezas especiales en diferente plano	19	24	4
	Reducción	8	8	3
	Válvula de regulación	24	24	4

TABLA I

b).- El elemento deberá localizarse en registros existentes o en su defecto se puede construir un registro exprofeso, en cuyo caso su construcción se deberá apegar a las especificaciones de los diseños tipo que se dan en el anexo A, eligiendo entre la gama de registros o cajas tipo, la más adecuada a nuestras necesidades, tomando en consideración las anotaciones de la figura que se da en el anexo B.

Las dimensiones perimétricas del registro se ajustarán a las necesidades considerando éstas para una fácil manobra de la instalación del instrumento.

3. - PREPARACION.

Para llevar a cabo la medición se hace necesario fijar nuestro elemento primario a la tubería teniendo que elegir alguno de los métodos que a continuación se describen.

a). - En material soldable.

Para soldar el cople, se perfora un orificio de $1\frac{3}{8}$ " \varnothing en la tubería.

Se realiza la soldadura del cople, fijándolo previamente con puntos, para lograr una correcta alineación. Para lograr la alineación adecuada se recomienda poner un niple de 20 cm. en el cople.

En las figuras No. 6 y 7 se muestra un detalle del cople y las limitaciones que se aceptarán en la alineación del cople respectivamente.

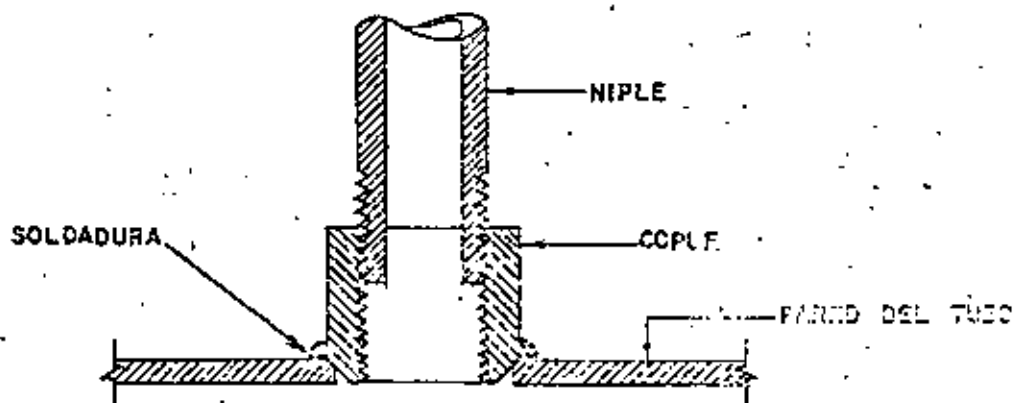


Figura No. 6 Detalle de colocación del cople.

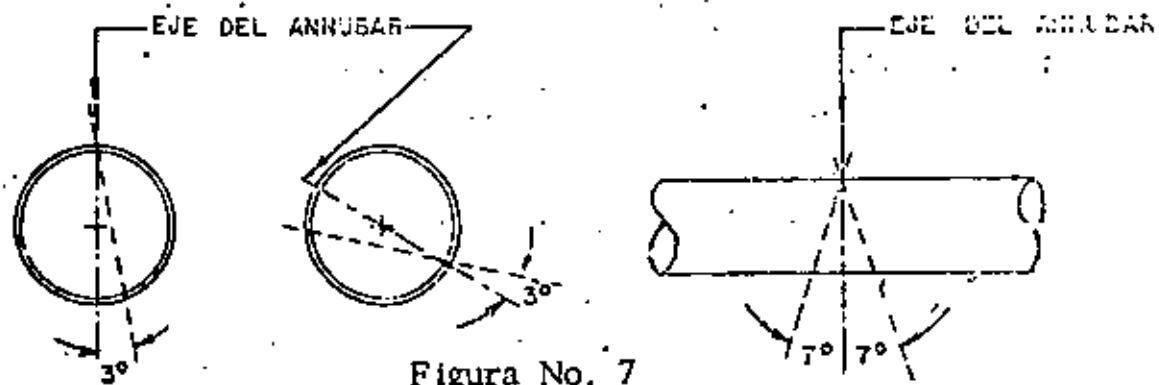


Figura No. 7

Desviaciones máximas permisibles en la colocación del cople para el elemento anular.

b).- En material no soldable

En algunos casos el material de la tubería no permitirá soldar el cople, en cuyo caso la preparación consistirá en cualquiera de las dos siguientes alternativas,

b.1.).- Tubería metálica no soldable.- Se hará una cuerda de 1" \varnothing NPT directamente en la tubería, como se muestra en la Fig. No. 8

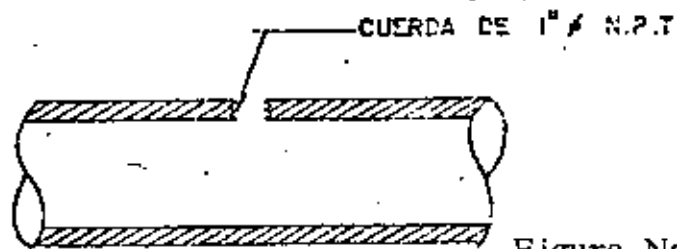


Figura No. 8

b.2.).- Tubería no metálica.- Se utilizarán silletas o juntas de inserción de las usadas en tomas domiciliarias,

Su instalación se muestra en forma esquemática en la Fig. No. 9

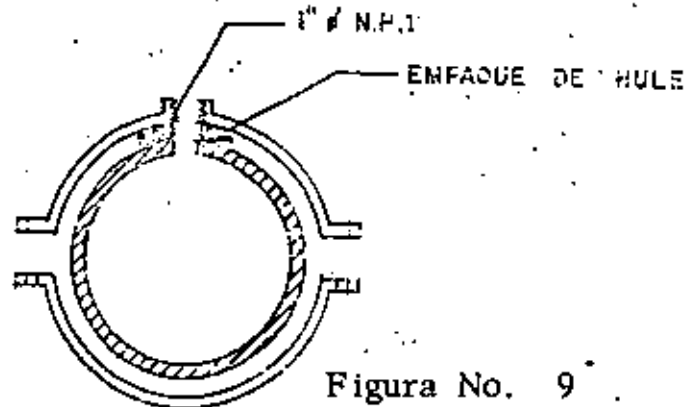
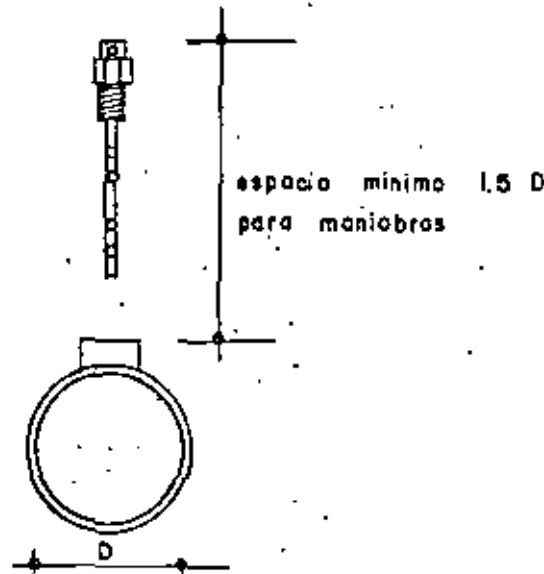


Figura No. 9

En cualquiera de los casos mencionados en los incisos a y b anteriores, se colocará un tapón macho de 1" \varnothing NPT en la preparación realizada.

c).- En cualquiera de los casos mencionados en a y b se deberá localizar la preparación de tal modo que quede un espacio libre sobre el lomo del tubo de 1.5 veces el diámetro de la tubería con objeto de poder efectuar la inserción del elemento annubar sin problemas



4. - INSTALACION SECUNDARIA

Se ubicará una caseta tipo, cuyas especificaciones se indican en los anexos "B" y "C" donde se instalarán los elementos secundarios o de recepción de señal, teniendo en consideración lo siguiente:

a). - Localización.

Quedará sujeta a las condiciones de la zona y puede instalarse en cualquier lado del arroyo, sobre banqueta o jardín sin modificar lo indicado en las especificaciones del anexo B, sólo puede modificarse su localización

b). - Conexiones

Se instalará una línea de comunicación entre el elemento primario y elemento secundario de P.V.C. o CONDUIT de pared gruesa de 4" ϕ ó 2 líneas de 2" ϕ .

La pendiente mínima de la línea será de 2‰, ajustandose al caso. Dentro de ésta se alojará tubo de cobre flexible de 1/4" Ø o manguera tipo NVL-O-FLEX P.V.C. de 1/4" Ø ver anexo "B" y "C"

c). - Caseta tipo.

En el anexo "C" se detalla la conexión de anclaje, instalaciones adicionales y dimensiones.

A N E X O "A"

20

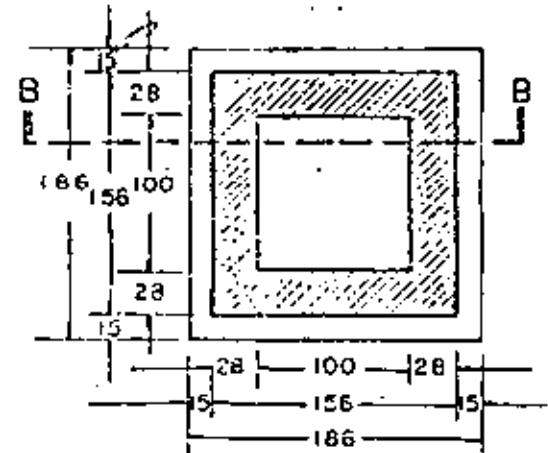
C A J A S T I P O.
(REGISTROS)

DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
 SECCION DE AGUA POTABLE

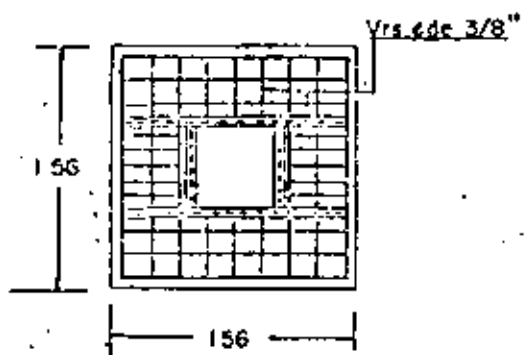
A-I

CAJA TIPO I-I-A

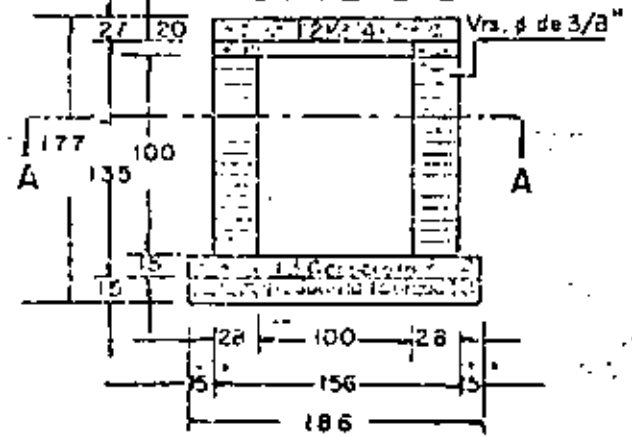
CORTE A-A



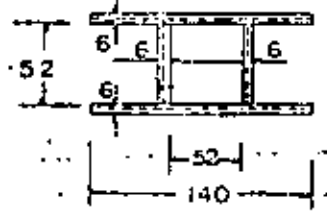
LOSA DE CONCRETO



CORTE B-B



CONTRAMARCO FIERRO U 152 PES.



MATERIAL

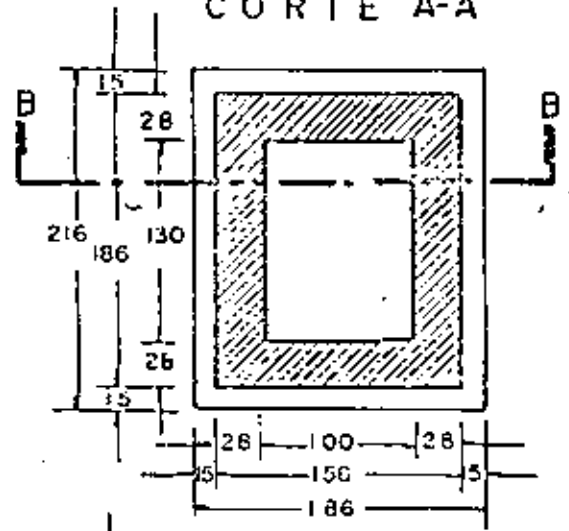
Excavación	m.
Alfirmado pedacario de tabique	m.
Losa de concreto simple 1:3:6	m.
Muros	m.
Salera concreto	m.
Aplanado	m.
Losa concreto armada 1:2 1/2:4	m.
Col	kg.
Cemento	kg.
Areña	m.
Confitura	m.
Podacario tabique	m.
Tabiques 7x14x28 millores	m.
Fierro varillas 0.95 cm φ	kg.
Alambre # 16	kg.
Contramarco	
1 Sencillo contr. peso	kg.
Marco	
Tapas	A.P.

TIPO I-I-A

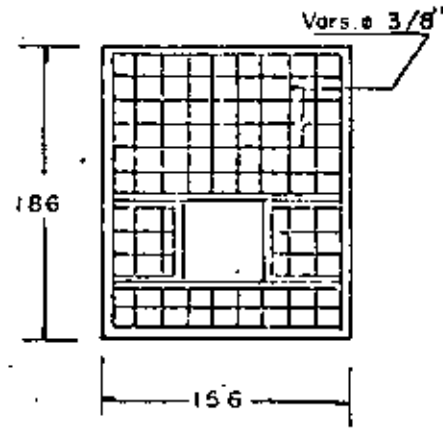
CAJA DE VALVULAS

AP-V-106-5809

CORTE A-A



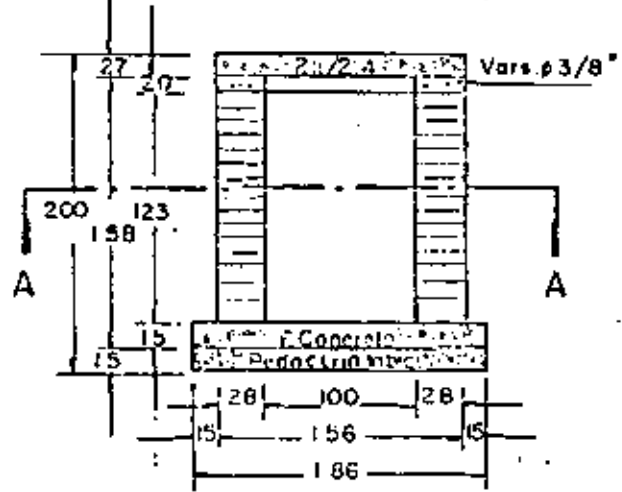
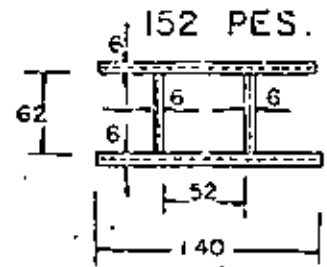
LOSA DE CONCRETO



MATERIAL

Excavación	m
Afirmado pedacería tabique	m
Losa concreto simple	m
Muros	m
Solera concreto	m
Aplanado	m
Losa concreto armado 2 1/2:4	m
Cal.	Kg
Cemento	Kg
Arena	m
Confitillo	m
Pedacería de tabique	m
Tabiques 7x14x28 millares	m
Fierro varillos 9.5 m m ø	Kg
Alambre # 16	Kg
Contramarcos	
1 Sencillo centr.	Peso Kg
Marcos	
Tapos	A.P.

CONTRAMARCO DE FIERRO U

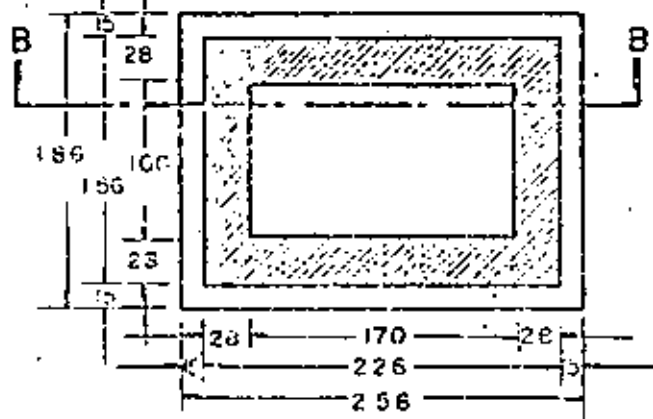


22

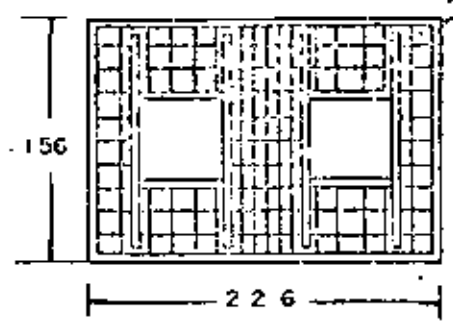
AP-V-106-5808

MATERIAL

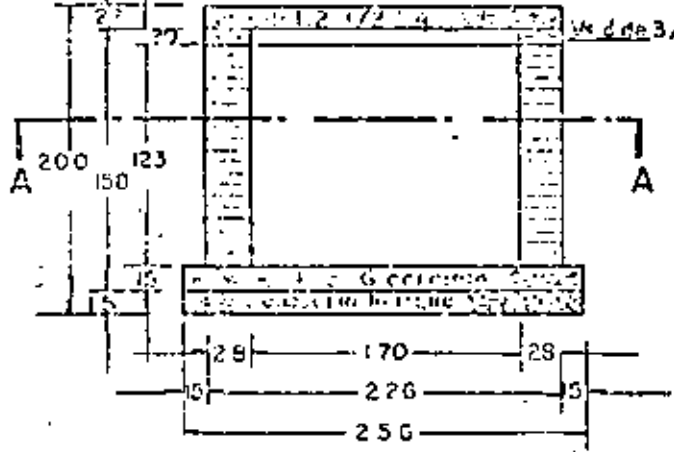
CORTE A-A



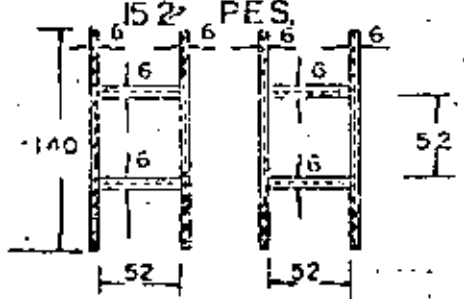
LOSA DE CONCRETO



CORTE B-B



CONTRAMARCOS FIERRO U



- Excavación m³
- Afirmado pedacera tabique m²
- Losa concreto simple 1:3:6 m²
- Muros m²
- Solera concreto m²
- Aplanado m²
- Losa concreto armado 1:2/2:4 m²
- Cel Kg
- Cemento Kg
- Arena m³
- Confitillo m²
- Pedacera tabique m²
- Tabiques 7x14x28 millores Kg
- Fierro varillos 9.5 m m. ϕ Kg
- Alambre # 16 Kg
- Contramarcos Kg
- 2 sencillas centr. Kg
- Marcos A.P.
- Tapas

TIPO 2-2-B

CAJA DE VALVULAS

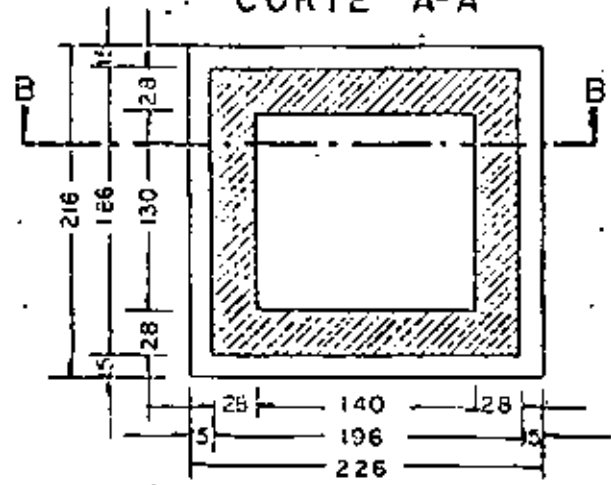
AP-V-100-6309

DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
 SECCION DE AGUA POTABLE

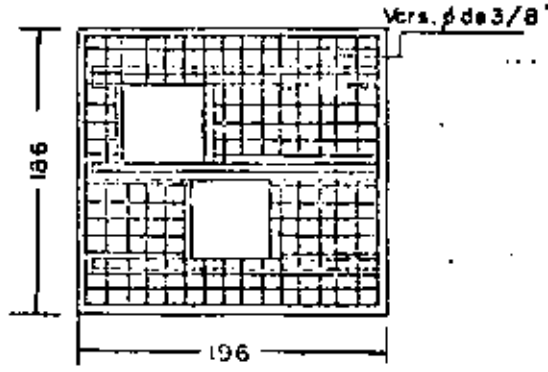
A-5

CAJA TIPO 3-2-A

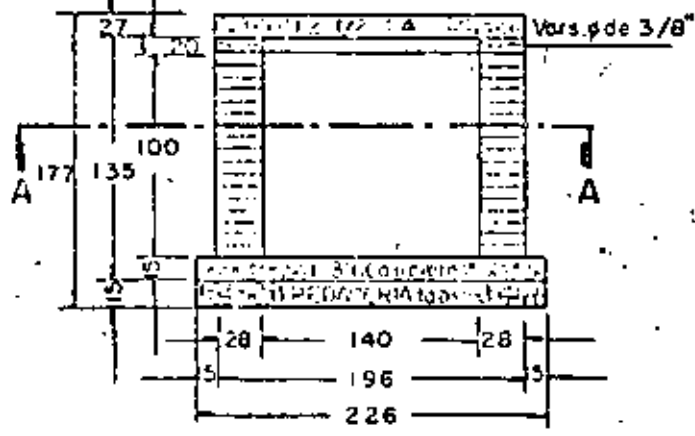
CORTE A-A



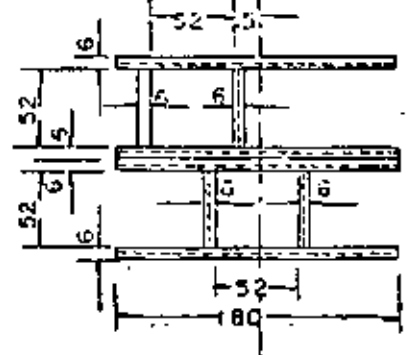
LOSA DE CONCRETO



CORTE B-B



CONTRAMARCOS FIERRO U 152 PES.



MATERIAL

Excavación	m.
Afirmado pedacera de tabique	m.
Losa concreto simple 1:3:6	m.
Muros	m.
Solera concreto	m.
Aplanado	m.
Losa concreto armado 1:2 1/2:4	m.
Cal	Kg.
Cemento	Kg.
Areia	m.
Conlilita	m.
Pedacera de tabique	m.
Tabique 7x14x28 milares.	
Fierro varillus de 95 mm ϕ	Kg.
Alambre # 16	Kg.
Contramarcos	
Sencillo centr.	
Senallo desentr.	
Peso	Kg
Marcos	
Tapas.	A P.

T I P O 3 - 2 - A

CAJA DE VALVULAS

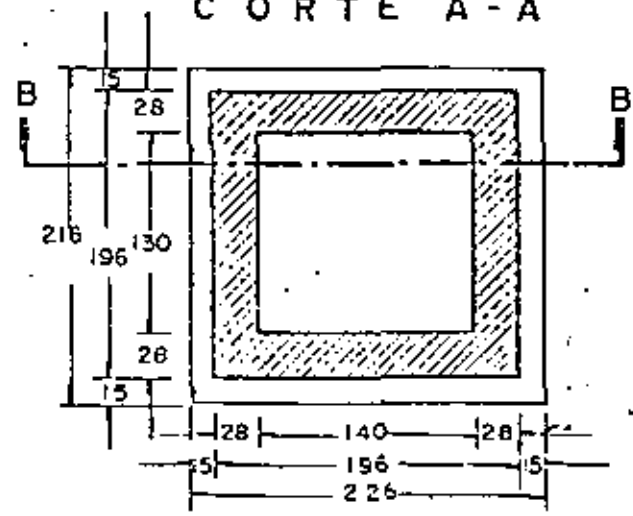
AP-V-100-6999

DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
 SECCION DE AGUA POTABLE

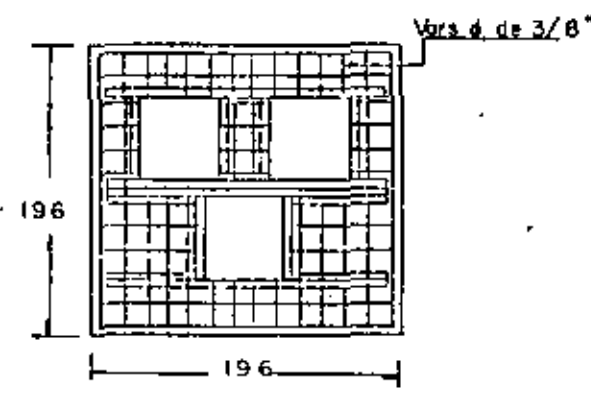
A-6

CAJA TIPO 3-3-A

CORTE A-A



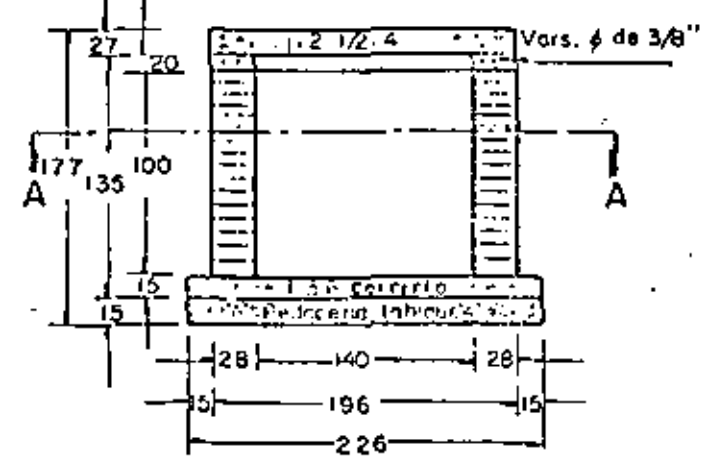
LOSA DE CONCRETO



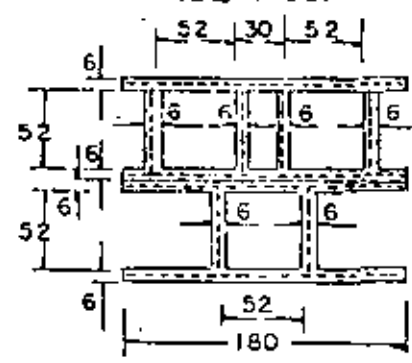
MATERIAL

Excavación	m.
Alfombrado pedacera tabique	m.
Losa concreto simple 1:3:6	m.
Muros	m.
Solera concreto	m.
Aplanado	m.
Losa concreto armado 1:2 1/2 :4	m.
Cal	Kg.
Cemento	Kg.
Arena	m.
Confiteño	m.
Pedacera tabique	m.
Tabiques 7x14x28 millares	
Fierro varillas 9.5 mm ϕ	Kg.
Alambre # 16	Kg.
Contramarcos, 1 Sencillo centr.	
1 Doble centr.	
Peso	Kg.
Marcos	
Tapas	A.P.

CORTE B-B



CONTRAMARCOS DE FIERRO U. 152 PES.



TIPO 3-3-A

CAJA DE VALVULAS

AP-V-101-6905

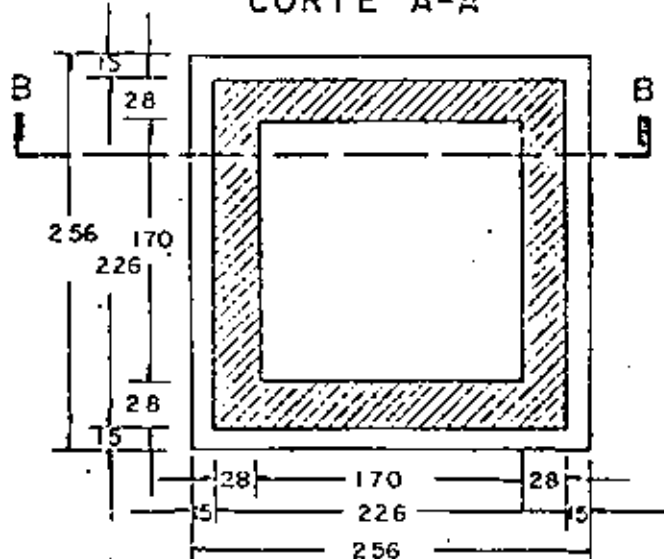
DIRECCION GENERAL DE
OBRAS HIDRAULICAS

OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
SECCION DE AGUA POTABLE

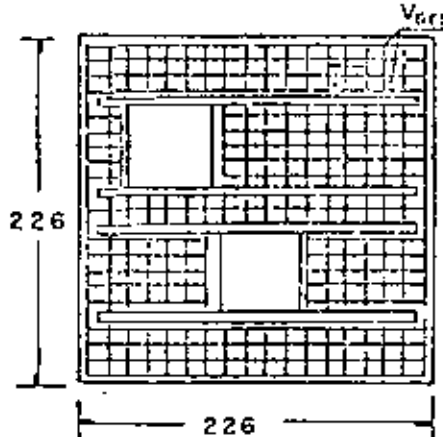
A-7

CAJA TIPO 3-2-B

CORTE A-A



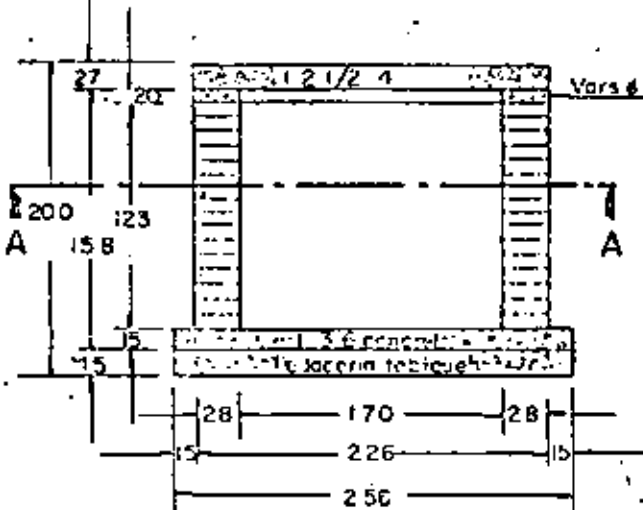
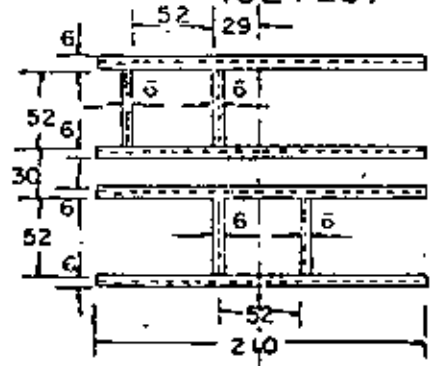
LOSA DE CONCRETO



MATERIAL

Excavacion	m
Afirmado pedacera de tabique	m
Losa concreto simple 1:3:6	m
Muros	m
Solera concreto	m
Aplanado	m
Losa concreto armado 1:2 1/2:4	m
Cal	Kg
Cemento	Kg
Arena	m
Confillillo	m
Pedacera de tabique	m
Tabiques 7x14x26 militares	
Fierro varillas 9.5mm. #	Kg
Alambre # 16	Kg
Contramarcos Isencillo centr.	
Isencillo desentr.	
Peso	Kg
Marcos	
Topos	A.P.

CONTRAMARCO DE FIERRO U
152 PES.



T I P O 3 - 2 - B

CAJA DE VALVULAS

DISEÑO: ELMC CR

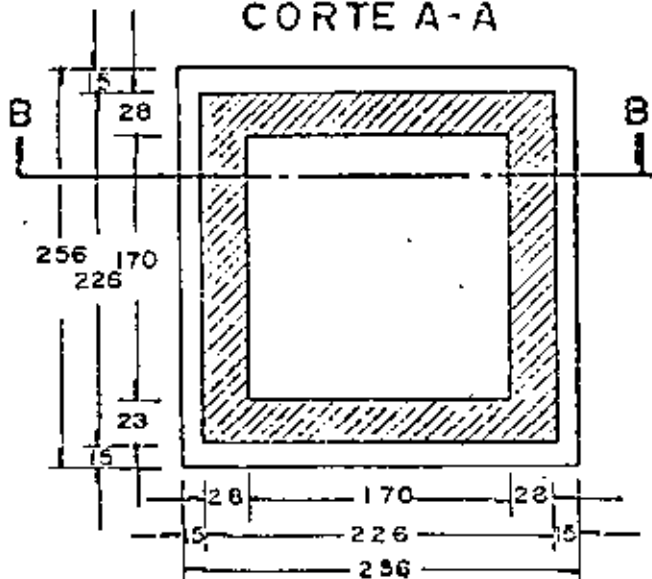
INGENIERIA GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS

OFICINA DE PLANEACION, ESTUDIOS Y PROYECTOS
SECCION DE AGUA POTABLE

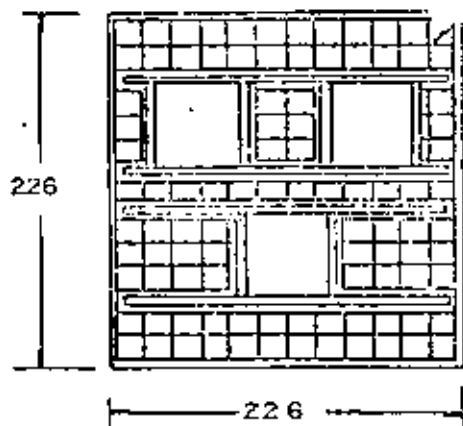
A-8.

C A J A T I P O 3-3-B

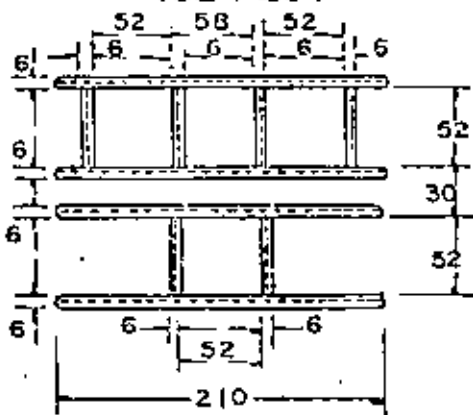
CORTE A-A



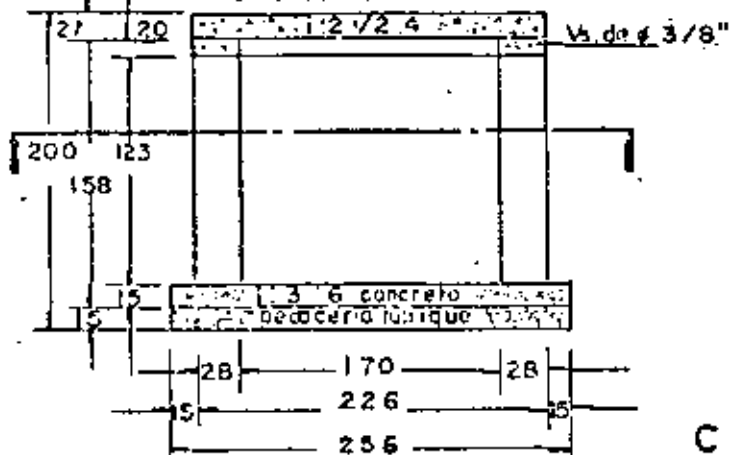
LOSA DE CONCRETO Vs. ϕ de 3/8"



CONTRAMARCOS DE FIERRO U 152 PES.



CORTE B-B



Excavación	m
Afirmado pedacera tabique	m
Losa concreto simple 1:3:6	m
Muros	m
Solera concreto	m
Aplanado	m
Losa concreto armado 1:2 1/2:4	m
Cal	Kg.
Cemento	Kg.
Arena	m
Confitillo	m
Pedacera tabique	m
Tabiques 7x14x28 millares	
Fierro varillas 9.5 mm. o Kg.	Kg.
Alambre #16	Kg.
Contramarcos doble centr.	
sencillo centr.	
Peso	Kg.
Marcos	
Tapas	AP

T I P O 3-3-B

C A J A D E V A L V U L A S

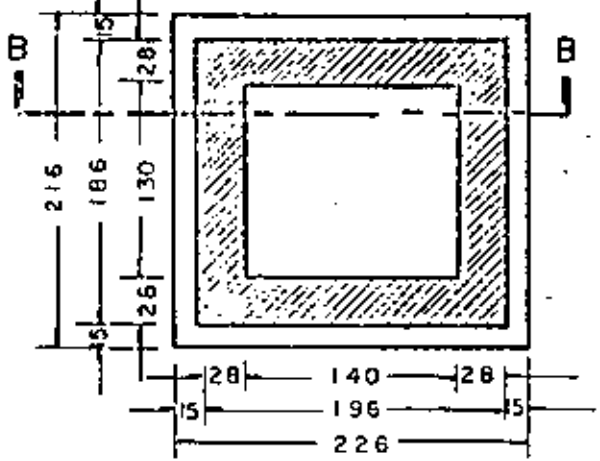
AF-V-106-6839

DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
 SECCION DE AGUA POTABLE

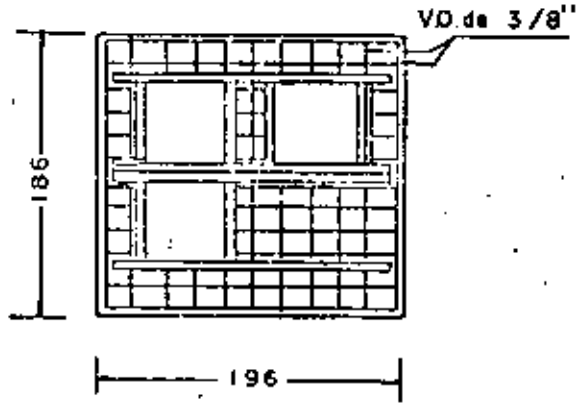
A-9

CAJA TIPO 4-3-A

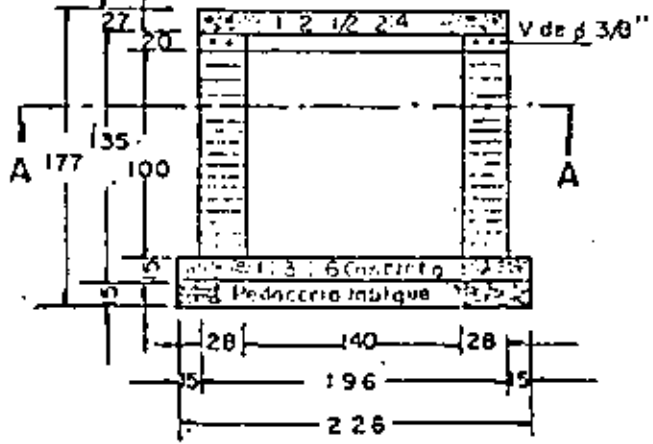
CORTE A-A



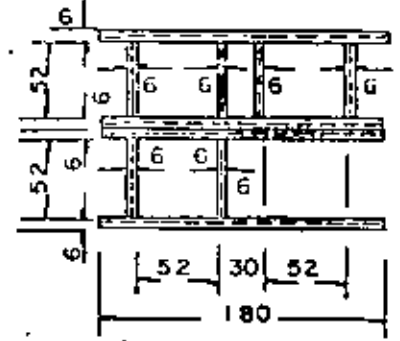
LOSA DE CONCRETO



CORTE B-B



CONTRAMARCOS DE FIERRO U 152 PES.



MATERIAL.

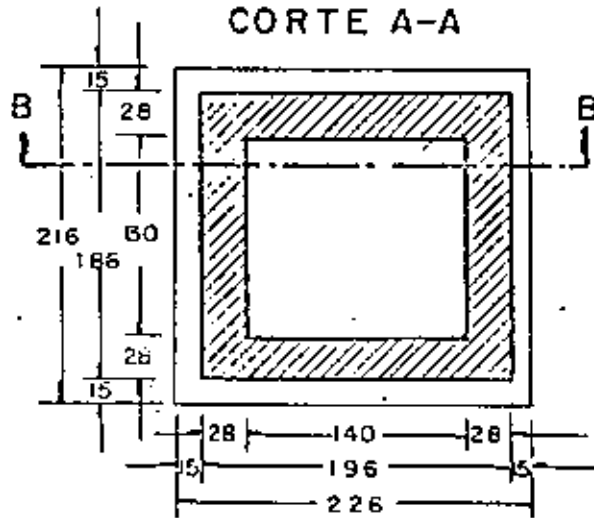
Excavación	m ³
Afirmado pedacera tabique	m ³
Losa concreto simple	m ³
Muros	m ²
Solera concreto	m ³
Aplana do	m ²
Losa concreto armado (1:2 1/2:4)	m ³
Cal	Kg.
Cemento	Kg.
Arena	m ³
Confitillo	m ³
Pedacera tabique	m ³
Tabique 7x14x28 millares	
Fierro varillas 9.5 mm.	Kg.
Alambre #16	Kg.
Contramarcos.	
(doble centr.	
(sencillo decentr.	Peso
Marcos	Kg.
Tapas	A.P.
"	P.I.
"	V.I.

T I P O 4 - 3 - A

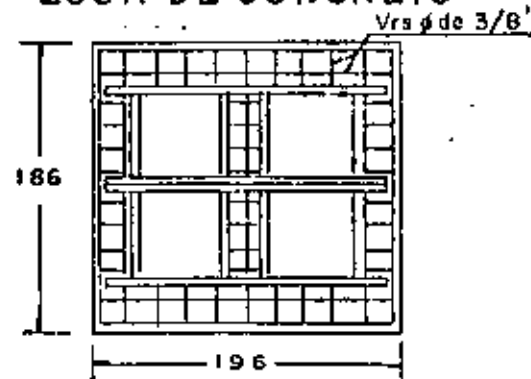
DIBUJO: L. O. M.

CAJA DE VALVULAS 19

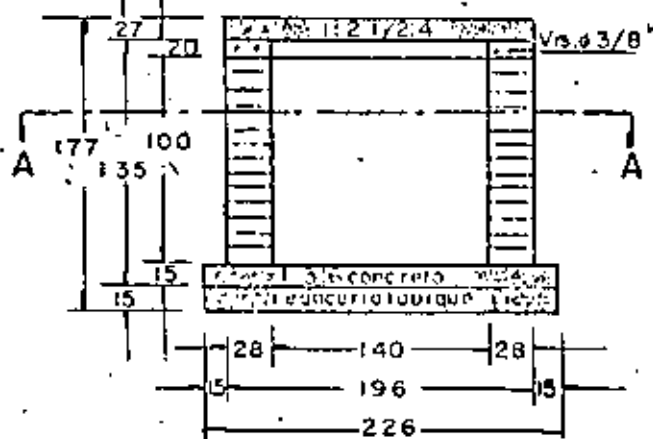
CORTE A-A



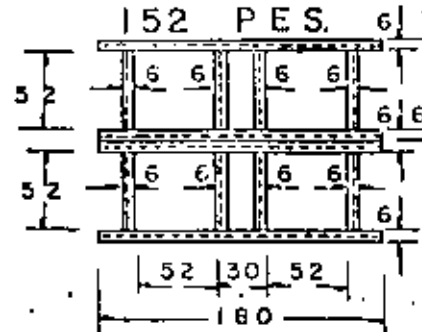
LOSA DE CONCRETO



CORTE B-B



CONTRAMARCOS DE FIERRO U



MATERIAL

- Excavación
- Afirmado pedacera tabique
- Losa concreto simple 1:3:6
- Muros
- Solera concreto
- Aplanados
- Losa concreto armado 1:2 1/2:4
- Cal
- Cemento
- Arena
- Confitillo
- Pedacera tabique
- Tabique 7x14x28 millores
- Fierro varillas 9.5 m m øKg.
- Alambre # 16
- Contramarcos 2dobles centr.
- Peso
- Marcos
- Tapas

TIPO 4-4-A

MEMORIAL DE CANTIDADES

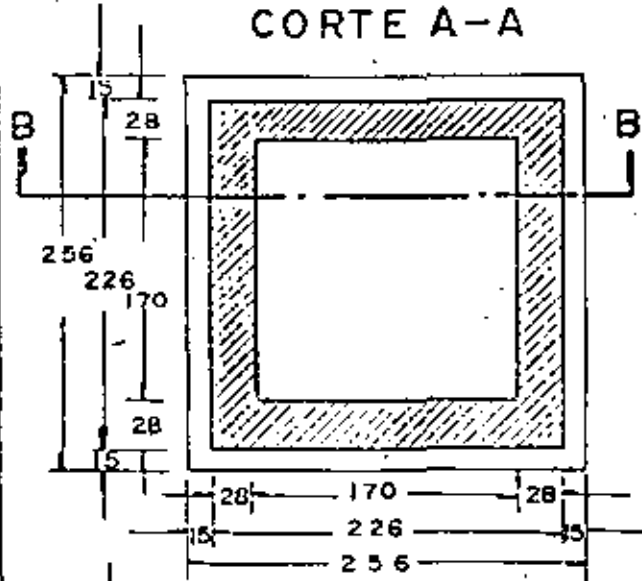
AP-V-105-6300

DIRECCION GENERAL DE
 OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
 SECCION DE AGUA POTABLE

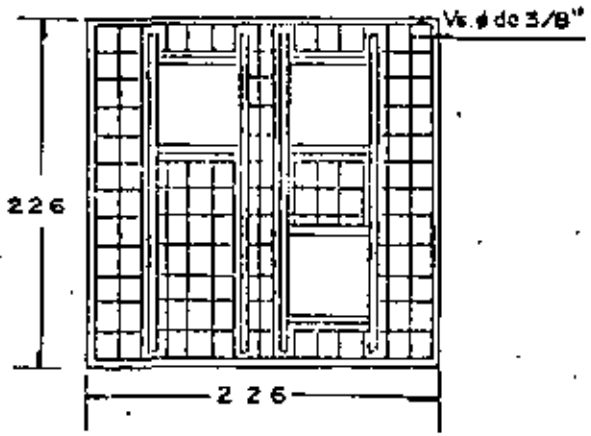
A-II

CAJA TIPO 4-3-B

CORTE A-A



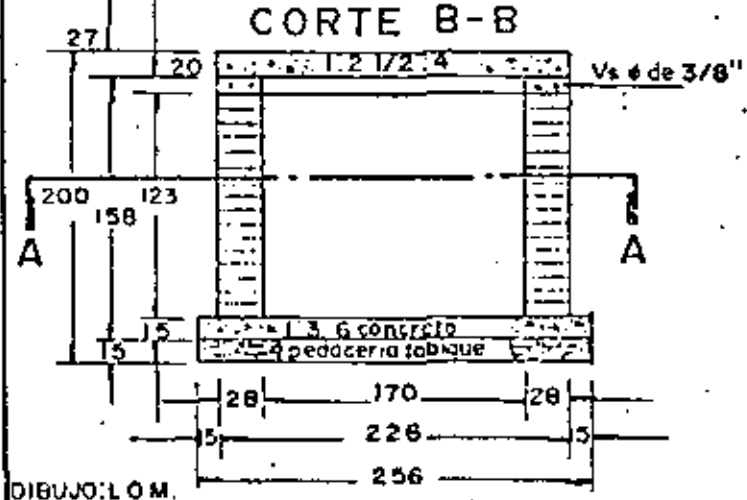
LOSA DE CONCRETO



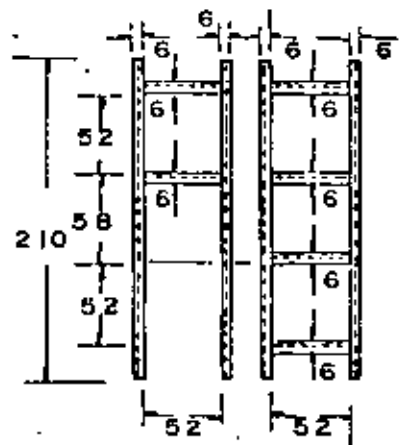
MATERIAL.

- Excavación m
- Afirmado pedacera tabique m
- Losa concreto simple m
- Muros m
- Solera concreto m
- Aplanados m
- Losa concreto armado 2 1/2" x 4" m
- Col Kg
- Cemento Kg
- Arena m
- Confitillo m
- Pedacera tabique m
- Tabique 7x4x28 millares. Kg
- Fierro varillas 9.5 m m o Kg. Kg
- Alambre #16 Kg. Kg
- Contramarcos: Kg
- 1 dobles centr. Kg
- 1 sencillo decentr. 210 Peso Kg
- Marcos AP
- Tapas PL
- " VI
- "

CORTE B-B



CONTRAMARCOS DE FIERRO U



TIPO 4-3-8

CAJA DE VALVULAS

DIBUJO: L.O.M.

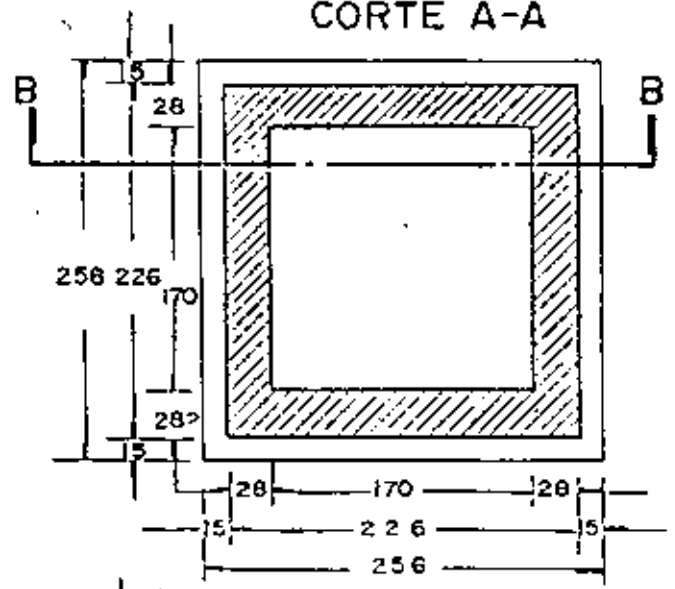
AP-V-106-6809

DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
 SECCION DE AGUA POTABLE

A-12

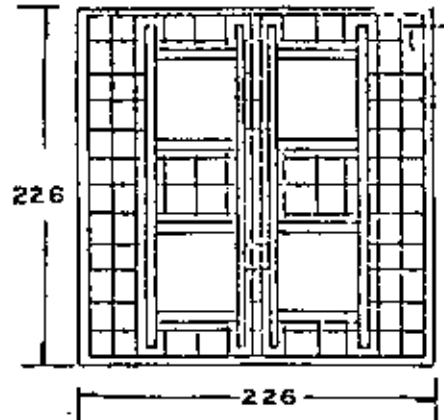
CAJA TIPO 4-4-B

CORTE A-A



LOSA DE CONCRETO

Vs. ϕ de 3/8"

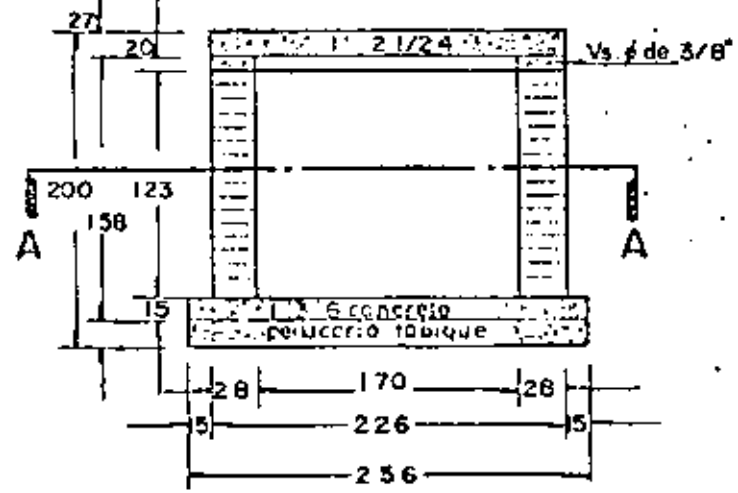
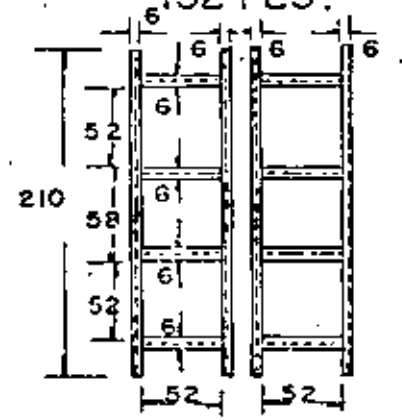


MATERIAL.

Excavación.	m
Afirmado pedacera tabique.	m
Losa concreto simple. 1:3:6	m
Muros.	m
Solera concreto.	m
Aplanados.	m
Losa concreto armado 1:2 1/2:4	m
Cal.	Kg.
Cemento.	Kg.
Arena	m
Confitillo	m
Pedacera tabique	m
Tabique 7x 14 x 28 millares	
Fierro varillas	mm q Kg
Alambre #16	Kg.
Contramarcos 2 dobles centr	
Peso	Kg.
Marcos	
Tapas	AP
"	P.I.
"	V.I.

CONTRAMARCOS DE FIERRO U

152 PES.



CORTE B-B

CAJA DE VALVULAS

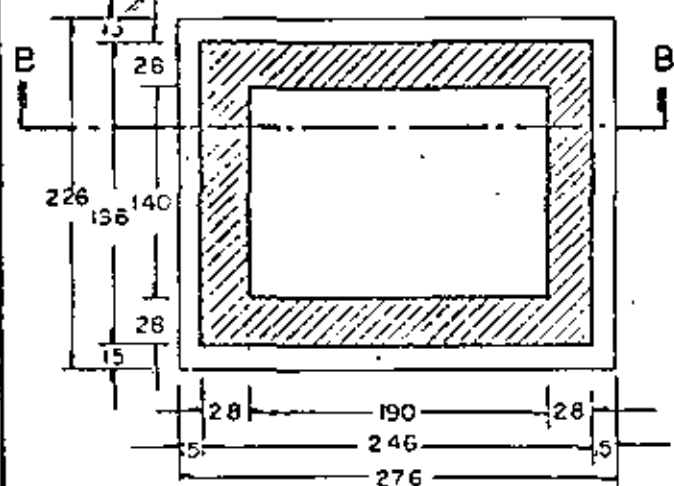
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS

OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
SECCION DE AGUA POTABLE

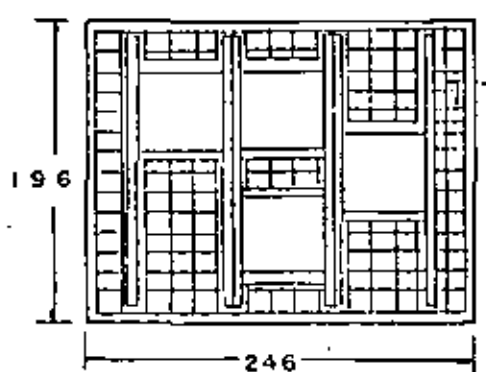
A13

CAJA TIPO 5-4-A

CORTE A - A



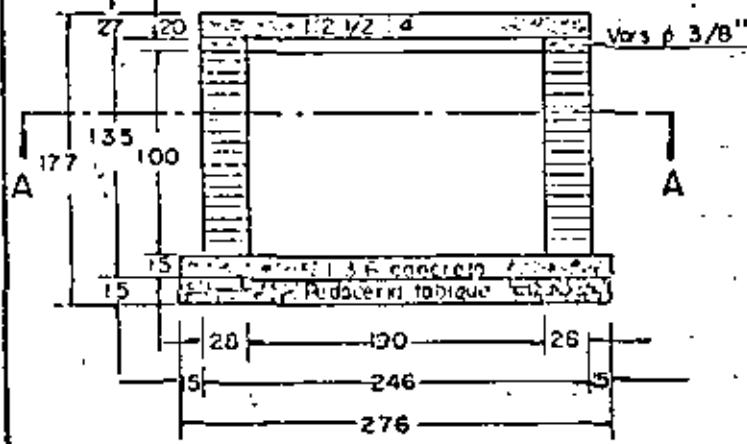
LOSA DE CONCRET



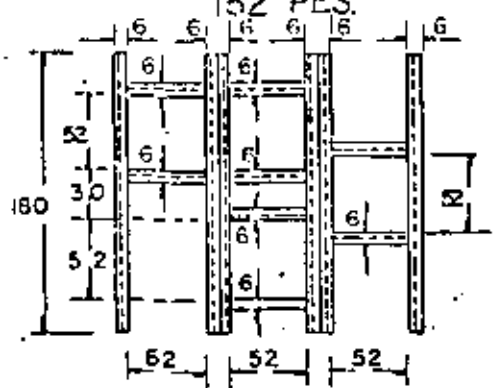
MATERIAL

- Excavación m.
- Afirmado pedacero tabique m.
- Losa concreto simple 1:3:6 m.
- Muros m.
- Solera concreto m.
- Aplañados m.
- Losa concreto armada 1:2 1/2:4 m.
- Cat Kg.
- Cemento Kg.
- Arena m.
- Confillillo m.
- Pedacero tabique m.
- Tabique 7x14x28 millares
- Fierro varillas 9.5 mm. ϕ Kg.
- Alambre #16 Kg.
- Contramarcos: 1 doble centr.
- 1 sencilla centr.
- 1 sencilla descentr.
- Peso Kg.
- Marcos
- Tapas A. P.
- " P. I.
- " V. I.

CORTE B - B



CONTRAMARCOS DE FIERRO U



CAJA DE VALVULAS TIPO 5-4-A

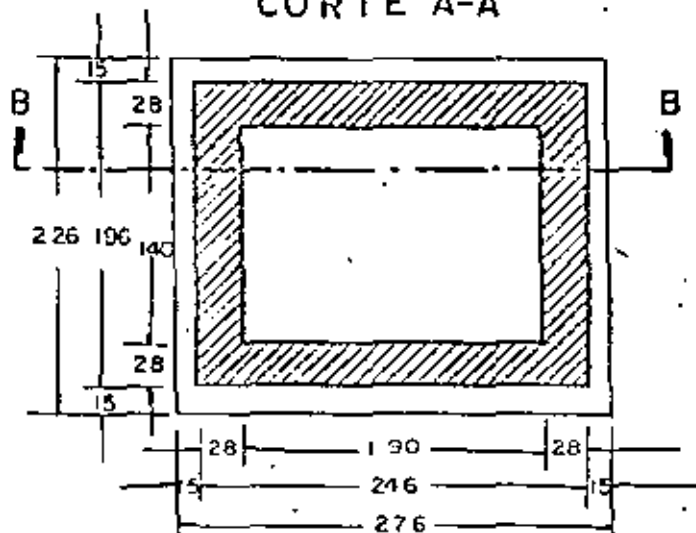
AP-V-106-5809

D.G.F. DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROYECTOS
 SECCION DE AGUA POTABLE

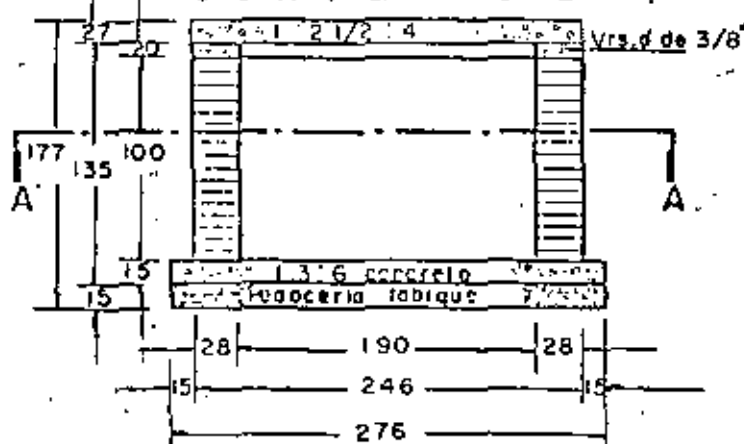
A/14

CAJA TIPO 5-5-A

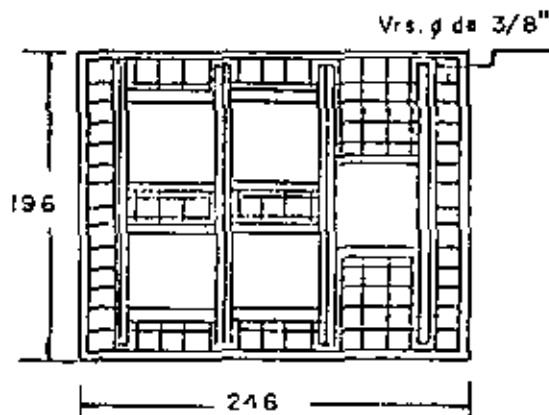
CORTE A-A



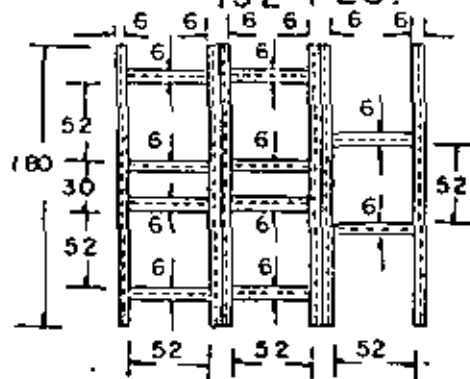
CORTE B-B



LOSA DE CONCRETO



CONTRAMARCOS FIERRO U 152 PES.



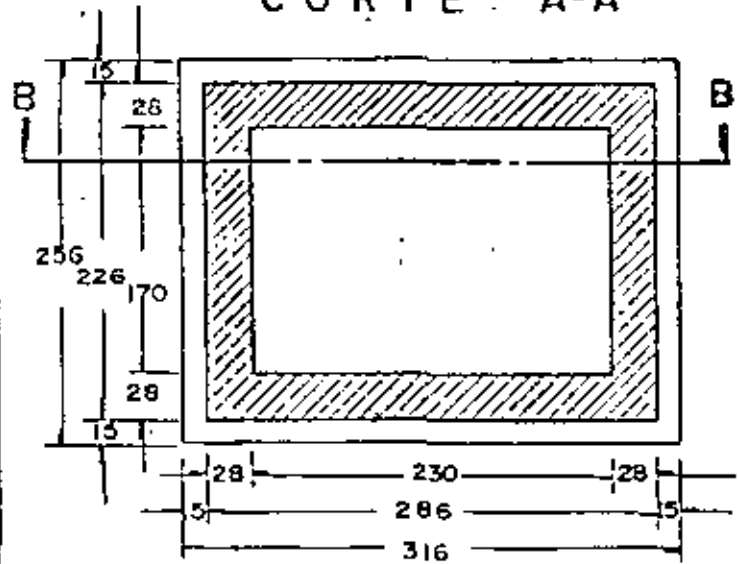
MATERIAL.

Excavación	m.
Afirmada pedaceria tabique	m.
Losa concreto simple 1:3:6	m.
Muros	m.
Solera concreto	m.
Aplando	m.
Losa concreto armado 1:2V/2:4	m.
Col.	Kg.
Cemento	Kg.
Arena	m.
Confitillo	m.
Pedaceria tabique	m.
Tabique 7 x 14 x 28 millores	m.
Fierro varillos 9,5 m m φ	Kg.
Alambre # 16	Kg.
Contramarcos 2 dobles centr.	Kg.
1 Saacillo centr.	Kg.
Peso	Kg.
Marcos.	AP.
Tapas	PI.
"	VI.
"	"

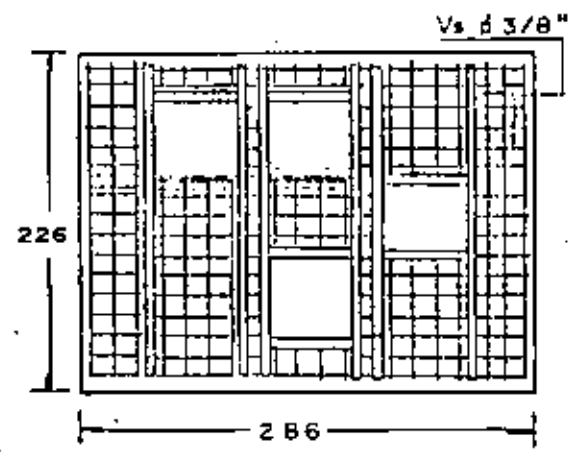
T I P O 5 - 5 - A

CAJA DE VAIVILLAS

CORTE A-A



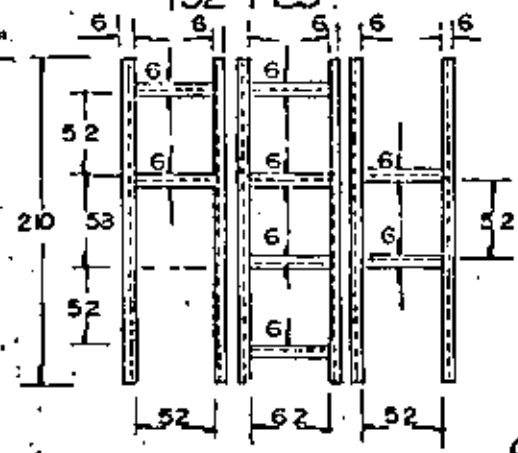
LOSA DE CONCRETO



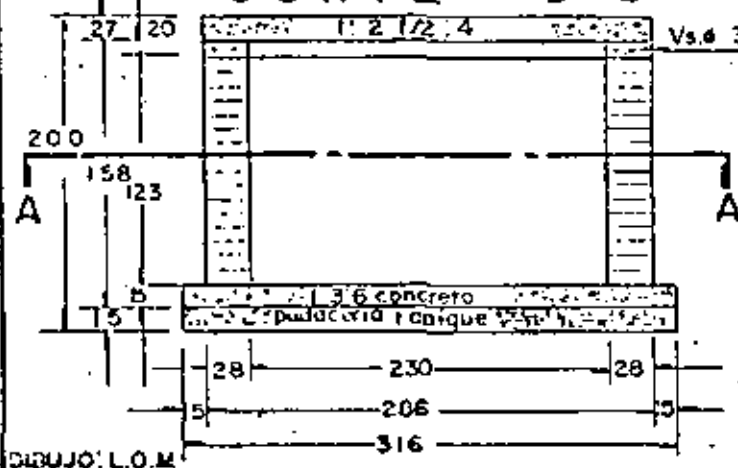
MATERIAL.

Excavación	m
Afirmado pedoceria tabique	m
Losa concreto simple 1:3'6	m
Muros	m
2:2:8	m
Aplanado	m
Losa concreto armado 1:2 1/2:4	m
Cal	Kg
Cemento	Kg
Arena	m
Confitillo	m
Pedoceria tabique	m
Tabique 7x14x28 milímetros	
Fierro varillas 9.5 m.m.	Kg
Alambre # 16	Kg
Contramarcos:	
1 doble centr.	
1 sencillo centr.	
1 sencillo descentr.	
Peso	
Marcos	AP.
Tapas.	P.I.
"	V.I.

CONTRAMARCO DE FIERRO U
152 PES.



CORTE B-B



TIPO 5-4-B

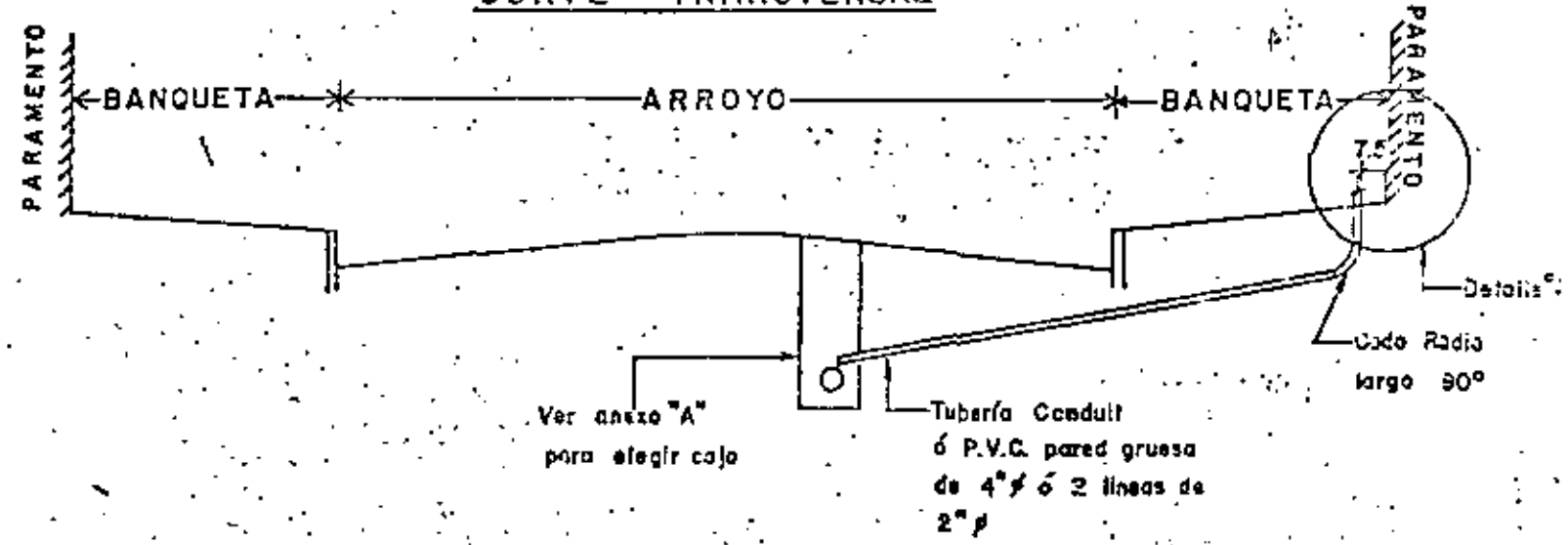
CAJA DE VALVULAS

A N E X O " B "

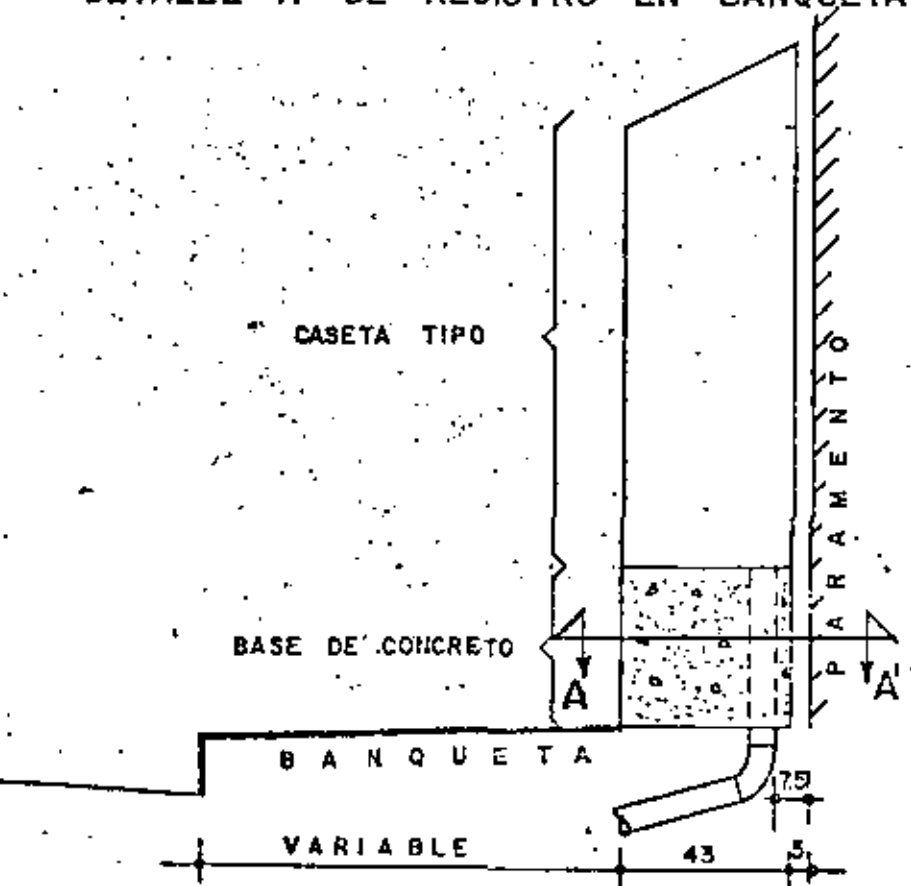
LOCALIZACION DE
C A S E T A S T I P O

CASETA TIPO PARA MEDIR GASTO O PRESION PARA TUBERIA $\leq 20"$

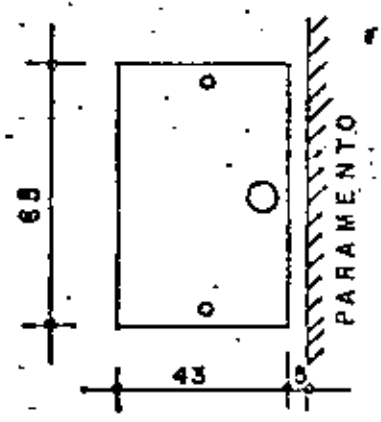
CORTE TRANSVERSAL



DETALLE "A" DE REGISTRO EN BANQUETA.

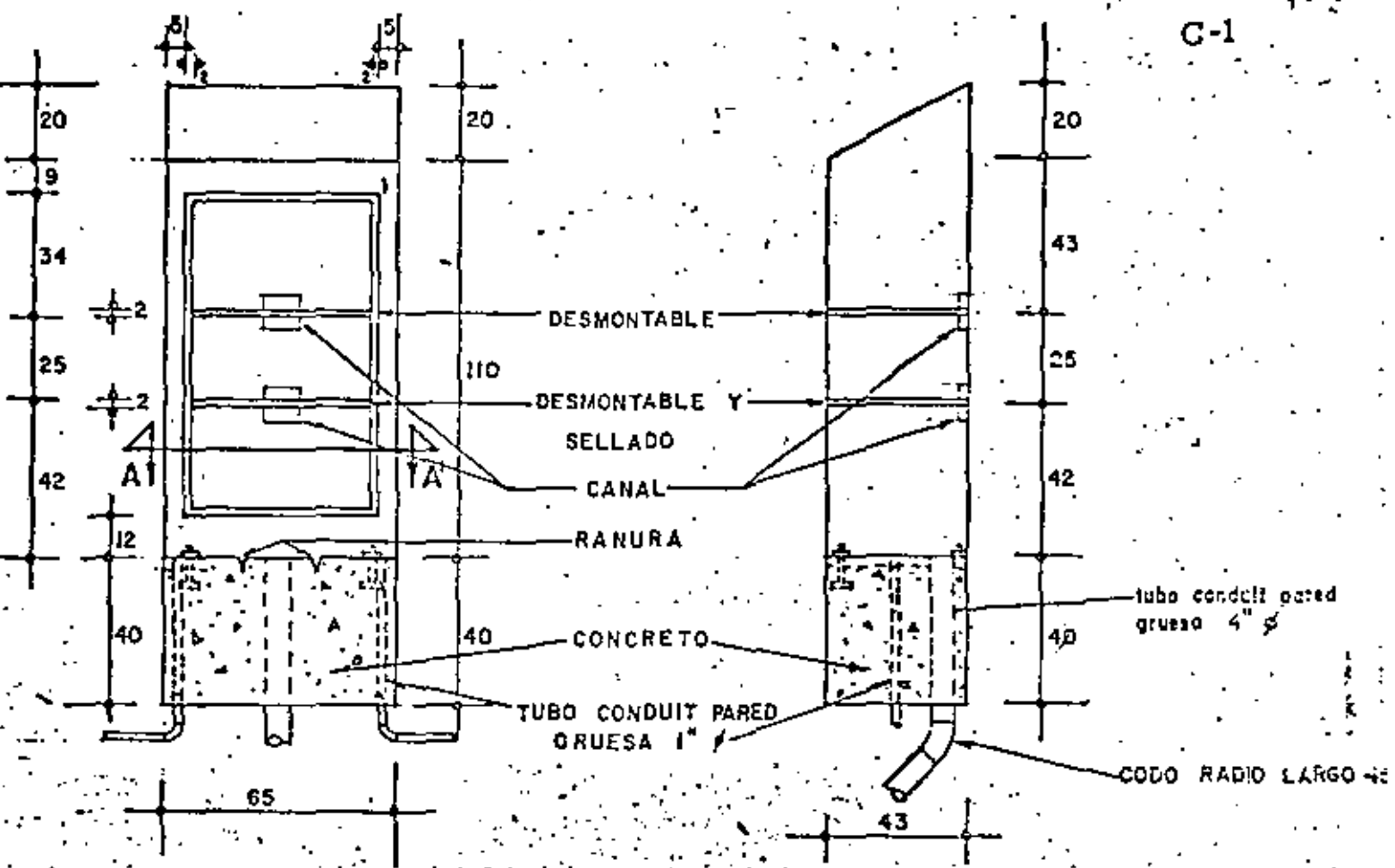


CORTE A-A'



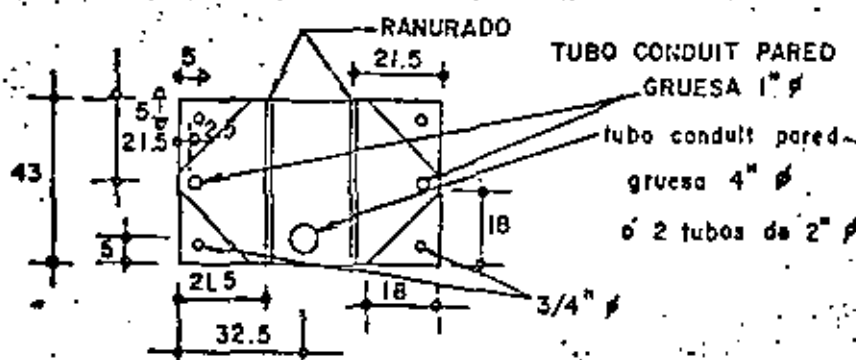
ANEXO " C "

C A S E T A T I P O

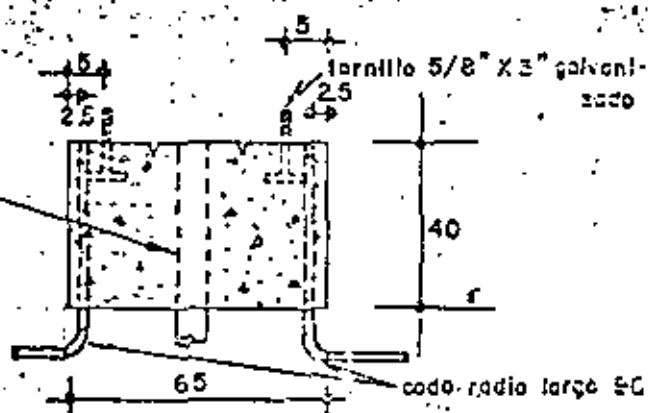


CORTE DE FRENTE

CORTE LATERAL



PLANTA



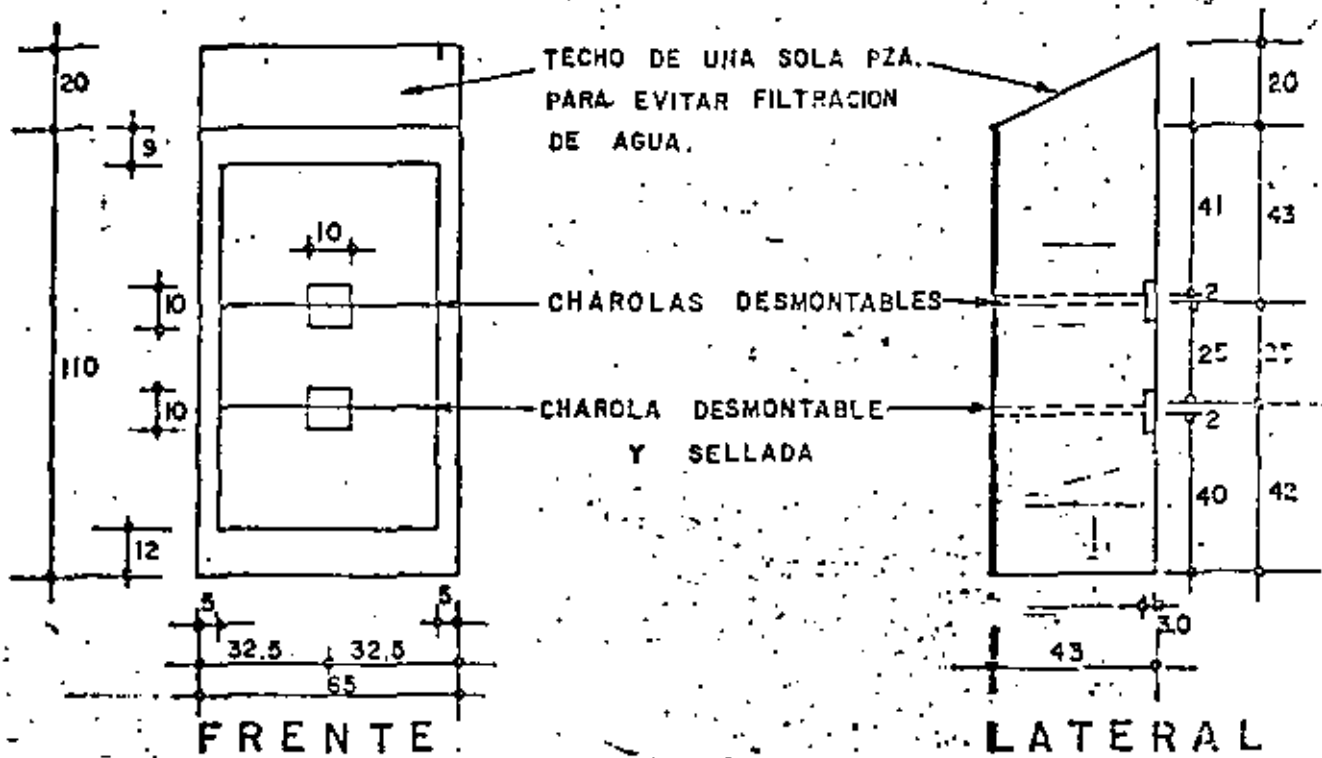
CORTE A-A' PARA FIJAR CASETA

ACOTACIONES EN CMS. SI NO SE ESPECIFICA OTRA UNIDAD ESC. 1:20

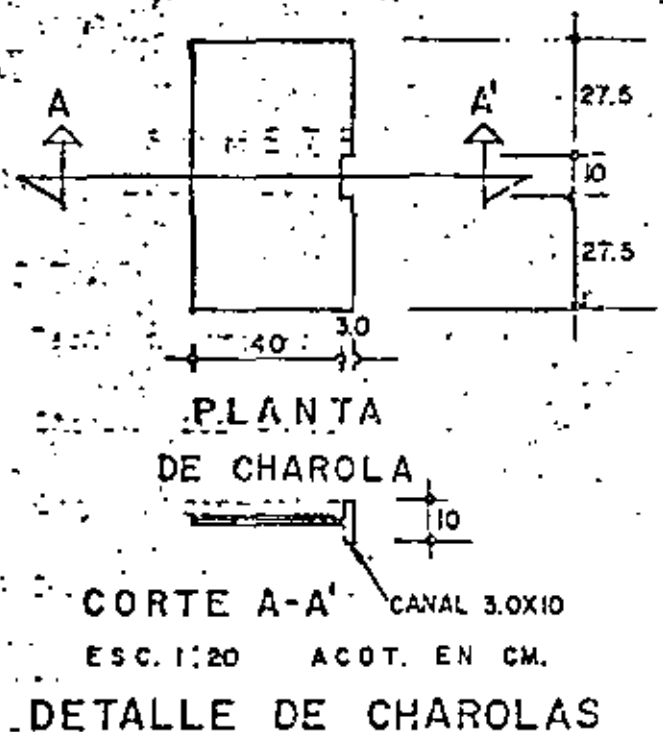
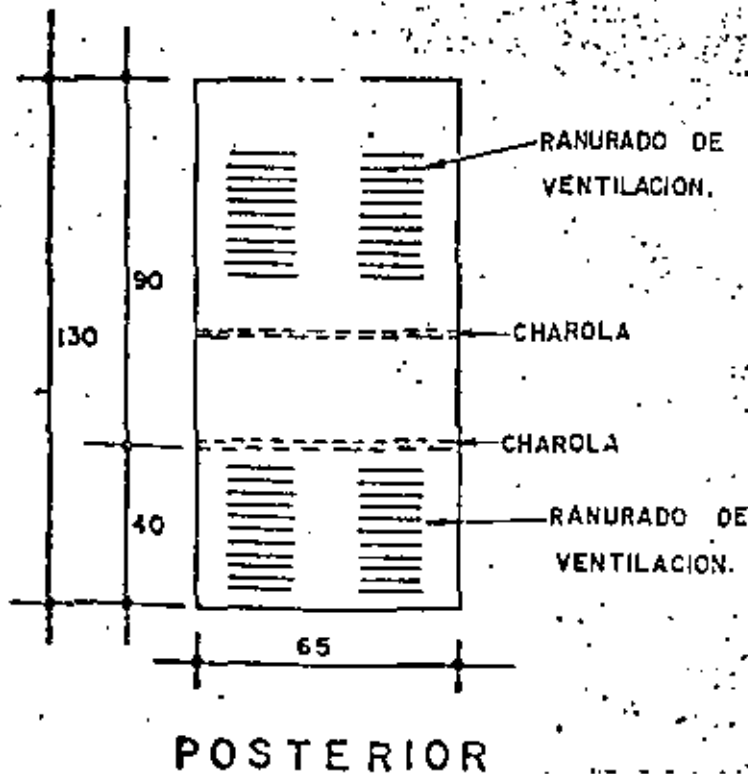
D.D.F. D.G.C.O.M.
 COORDINACION DE AUTOMATIZACION
 Y MEDICION

CASETA TIPO

C-2



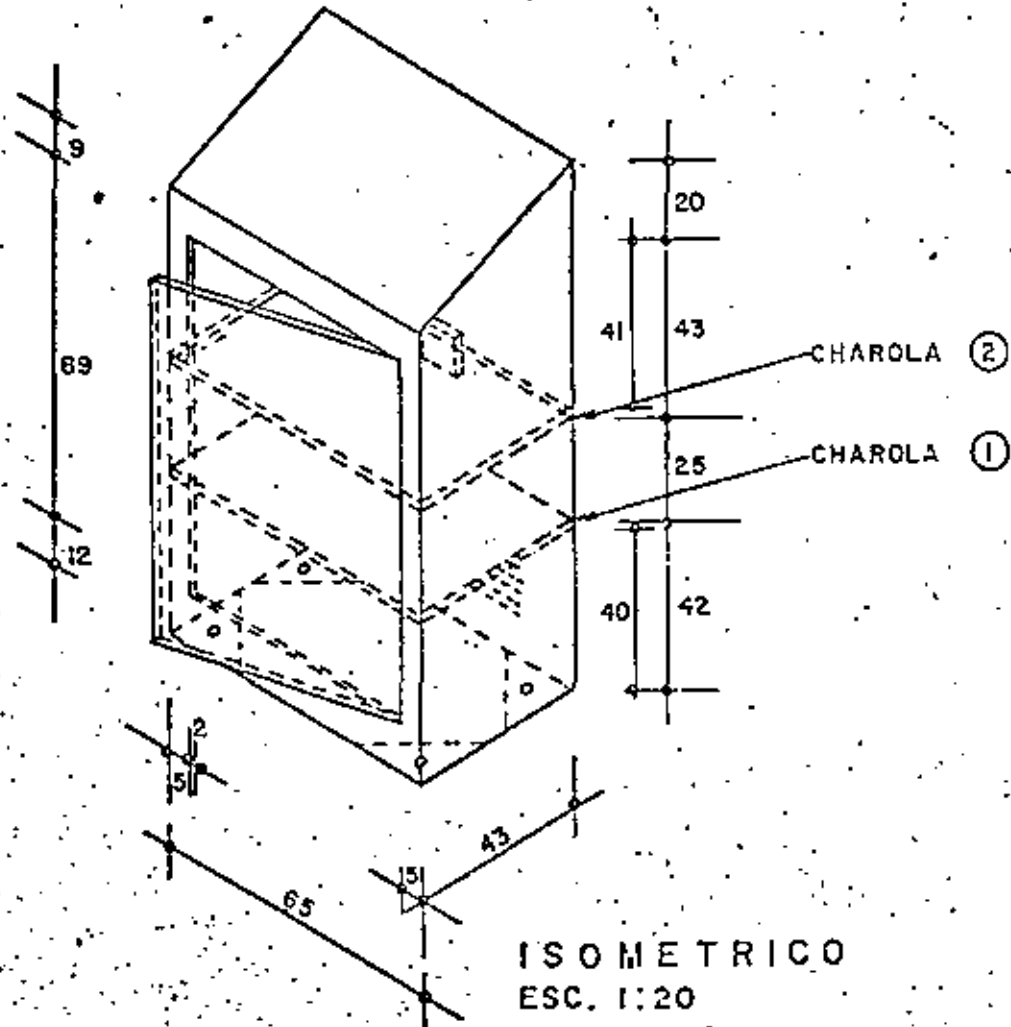
ESC. 1:20 ACOT. EN CM.



D.D.F. D.G.C.D.H.
COORDINACION DE AUTOMATIZACION
Y MEDICION

CASETA TIPO

C-3
42



ISOMETRICO
ESC. 1:20

NOTA:

- a) Techo de una sola pza.
- b) Charola desmontable y sellado. ①
- c) Charola desmontable ②
- d) Diámetro de los taladros $3/4'' \phi$

D.D.F. B.G.C.O.H
COORDINACION DE AUTOMATIZACION
Y MEDICION

Directorio de Alumnos del Curso: "PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA" 1980.

1. Cornelio Acosta Colorado
D D F
D F C O H
Plaza de la Construcción s/n.
México 1, DF.
578.98.37
Wake 170
Col. Libertad
Z.P.16
561.32.65
2. Humberto Anaya Flores
SARH
P. de la Reforma 107-1°
México 4 DF
566.06.80 Ext. 112
Av. Sur 12 # 211 Depto. 401
Agrícola Oriental
ZP9
3. Joaquín Arellano Núñez
SARH
P. de la Reforma 107-1°
México 4, DF
566.95.58
Procuraduría Gral. de Justicia 87
Col Federal
ZP.9
762.62.30
4. Sebastián Alberto Campos Chávez
Consultores S.A
Insurgentes Sur 412-403
México, D.F
584.77.88
Tezozomoc 42-402 C
Cda. Azteca, Edo. de Méx.
5. Jorge Canseco López
Oficina de Desarrollo Técnico
D G C O H
Sn. A. Abad 231-8°
ZP. 8
578.26.74
Hda. Molino de Flores 53
B.de Echegaray, Edo. de Méx.
560.61.12
6. Rubén Cárdenas
7. Alejandro Cárdenas Castañeda
U A M
Calz. del Hueso y Canal Nacional
México 23, DF
594.70.28. Ext. 210
Arica 17-2
Tepeyac Inns.
ZP14
781.70.89
8. Jiben Abad Carmona Bustos
Aeropuertos y Servicios Auxiliares
Av. 602 No. 161
Z.P. 14
762.79.44 Ext. 139
Av. Universidad 1953 Edif. 13-602
Copilco Universidad
ZP. 21

9. Juan Manuel Carrizales Hernández
 SARH
 Plaza de la Rep. 31-6°
 México 4, DF
 546.50.96
 A. Caso 34-13
 México 4, DF
 595.51.67
10. Héctor Castillo Gutiérrez
 SAHOP
 P. de la Reforma 77
 México, D.F.
 585.50.66
 Calle P Casa 16
 Alianza Popular
 México 21, DF
11. Pablo Cicero Fernández
 SARH
 Subdirección de Investigaciones
 y Entrenamiento
 Jefe de la Ofi. de Normas y Criterios
 San Bernabe
 México, DF.
 595.44.53
 Arquímedes 168
 Polanco
 ZP 5
 545.16.16
12. Alfredo Contreras Velázquez
 SAHOP
 P. de la Reforma 77-9°
 México 4 DF
 546.70.61
 Calle I # 34 Depto. 1
 Alianza Popular Rev.
 Z P 21
 677.66.91
13. Wilfrido Chable Herrera
 Dir. Gral. de Agua Potable
 SAHOP
 Lafragua 4-2°
 México DF
 535.35.09
 Emparan 16 B
 Col. Revolución
 México, D. F.
14. Armando A. Díaz Cruz
 SARH
 Av. Sn. Bernabe
 Sn Jerónimo Lédice
 México D F
 595.44.53
 M 10, L 19, Av. Desierto de los Leones
 Tetepan
 ZP 20
15. Arturo Díaz Murillo
 SAHOP
 P. de la Reforma 77-11°
 México 4, DF.
 Rosales 19-11
 Centro
 ZP 1
16. José Artemio Flores Grajeda
 Cfa. Ings. Civ. y Geólogos, Asoc., S.A.
 C. Atlixco 63
 México 11, D.F.
 553.52.66
 C. Angel Frías 415
 Col. Juan Escutía
 México, D.F.
 797.67.76