

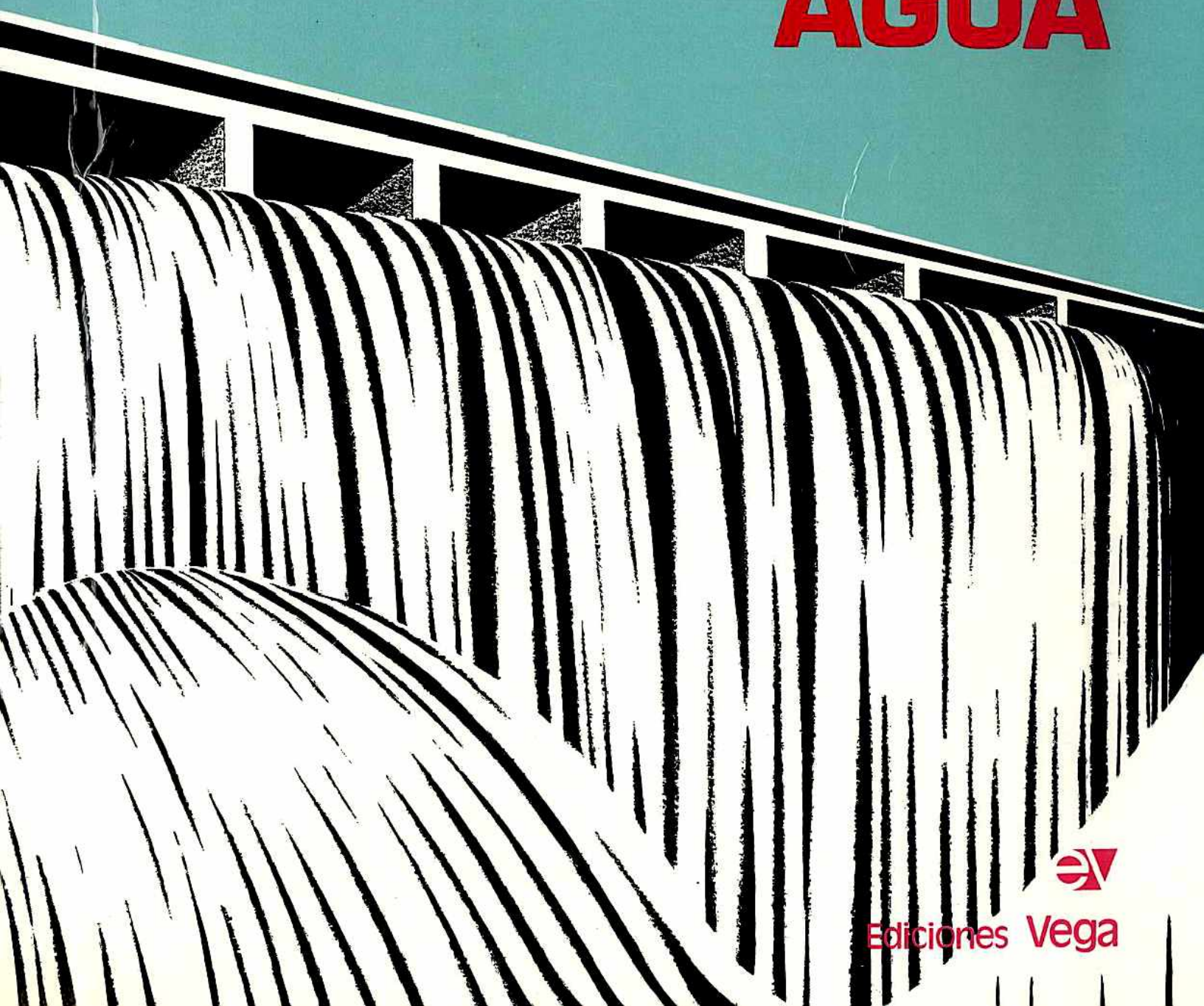
UDHCONECTA.COM

UDH ▶

CONECTA •••

SIMON AROCHA R.

ABASTE- CIMIENTOS TEORIA & DISEÑO DE AGUA



Ediciones Vega



SIMON AROCHA R.

ABASTE- CIMIENTOS TEORIA & DISEÑO DE AGUA



Ediciones Vega s.r.l.



INDICE

	<u>Págs.</u>		<u>Págs.</u>
CAPITULO I		CAPITULO II	
<i>CRITERIOS BASICOS PARA EL DISEÑO</i> ..	3	<i>REDES DE DISTRIBUCION</i>	31
<i>Cifras de consumo de agua</i>	3	<i>Tipos de redes</i>	31
<i>Factores que afectan al consumo</i>	4	<i>Tipo ramificado</i>	32
<i>Tipo de comunidad</i>	4	<i>Tipo mallado</i>	33
<i>Factores económico-sociales</i>	6	<i>Configuración de la red de distribución</i>	36
<i>Factores meteorológicos</i>	6	<i>Consideraciones para el diseño</i>	38
<i>Tamaño de la comunidad</i>	7	<i>Asignación de los gastos en los tramos que constituyen las mallas</i>	39
<i>Otros factores</i>	7	<i>Método de las áreas</i>	40
<i>Determinación del consumo medio</i>	7	<i>Método de la repartición media</i>	41
<i>Normas sanitarias referidas a dotaciones</i>	8	<i>Selección del tipo de distribución</i>	43
<i>Periodo de diseño. Factores determinantes</i> ..	11	<i>Casos de análisis</i>	43
<i>Durabilidad de las instalaciones</i>	11	<i>Distribución por gravedad</i>	43
<i>Facilidades de construcción</i>	11	<i>Distribución por bombeo</i>	44
<i>Tendencias de crecimiento de la población</i> ..	12	<i>Selección de diámetros y cálculo de presiones.</i>	45
<i>Posibilidad de financiamiento. Rata de interés.</i>	12	<i>Método de Hardy Cross</i>	45
<i>Rango de valores</i>	13	<i>Métodos modificados de Cross</i>	47
<i>Variaciones periódicas de los consumos e influencia sobre el sistema</i>	14	<i>Redes constituidas por varias mallas</i>	47
<i>Consumo medio diario promedio anual</i>	14	<i>Definiciones y criterios para el diseño de la red.</i>	47
<i>Variaciones diarias</i>	15	<i>Gasto de diseño y diámetro seleccionado</i>	48
<i>Consumo máximo diario</i>	15	<i>Consideraciones prácticas para el diseño de las redes de distribución</i>	53
<i>Variaciones horarias</i>	16	<i>Disposición de tuberías</i>	53
<i>Consumo máximo horario</i>	17	<i>Llaves</i>	53
<i>Influencia de las variaciones del consumo sobre el sistema</i>	19	<i>Hidrantes</i>	54
<i>Clases de tubería de acuerdo al material empleado</i>	22	<i>Ventosas</i>	54
<i>De acuerdo a las presiones internas de trabajo.</i>	24	<i>Purgas o limpieza</i>	54
<i>Rugosidad de la tubería</i>	24	<i>Conexiones domiciliarias</i>	54
		<i>Diagrama de conexiones</i>	54

	Págs.
Anclajes	55
Presiones y diámetros normalizados	55
Detalles del sistema de distribución	56
Análisis de redes por computadoras electrónicas	56

CAPITULO III

ESTANQUES DE ALMACENAMIENTO	77
<i>Capacidad de estanque</i>	77
<i>Compensación de las variaciones horarias</i> ...	79
<i>Reserva para incendio</i>	82
<i>Provisión para interrupciones</i>	82
<i>Funcionamiento como integrante del sistema</i>	82
<i>Ubicación del estanque</i>	84
<i>Tipos de estanques</i>	85
<i>Estanques elevados</i>	86
<i>Estanques de concreto</i>	88
<i>Estanques metálicos</i>	90
<i>Estanques superficiales</i>	95
<i>Accesorios complementarios: conexiones, llaves, etc.</i>	103

CAPITULO IV

LINEAS DE ADUCCION POR GRAVEDAD.	109
<i>Componentes</i>	109
<i>Criterios para el diseño</i>	109
<i>Carga disponible</i>	110
<i>Gastos de diseño</i>	110
<i>Tuberías para soportar presiones hidrostáticas.</i>	110
<i>Clase de tuberías en función del material requerido</i>	112
<i>Diámetros</i>	113
<i>Estructuras complementarias de la línea de aducción</i>	116
<i>Ventosas de expulsión de aire</i>	116
<i>Purgas o válvulas de limpieza</i>	117
<i>Tanquillas rompecargas</i>	118
<i>Válvulas reductoras y válvulas reguladoras de presión</i>	120
<i>Desarenadores</i>	120
<i>Consideraciones para el diseño</i>	123

CAPITULO V

LINEAS DE ADUCCION POR BOMBEO ...	143
<i>Criterios para el diseño</i>	143
<i>Gasto de diseño</i>	143
<i>Selección del diámetro</i>	144
<i>Clases de tuberías</i>	145
<i>Cálculo del fenómeno del golpe de ariete</i> ...	153
<i>Obras complementarias en líneas de aducción.</i>	164
<i>Puentes</i>	164
<i>Anclajes</i>	165
<i>Energías actuantes en el anclaje</i>	167

CAPITULO VI

OBRAS DE CAPTACION	179
<i>Estructuras de captación de fuentes sin regulación</i>	179
<i>Obras de captación mediante estaciones de bombeo</i>	188
<i>Estructuras de captación de fuentes superficiales reguladas</i>	189
<i>Captación de fuentes subterráneas</i>	192
<i>Diseño de pozos</i>	194
<i>Galerías de infiltración</i>	212

CAPITULO VII

FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y SUS CARACTERISTICAS	217
<i>Fuentes superficiales sin regulación</i>	218
<i>Fuentes superficiales que requieren regulación.</i>	218
<i>Método de diagrama de masas</i>	218
<i>Método estadístico-diagrama de masas</i>	220
<i>Método de meses secos</i>	220
<i>Método estadístico</i>	220
<i>Aguas subterráneas</i>	226
<i>Características de los acuíferos</i>	227
<i>Hidráulica de aguas subterráneas</i>	230
<i>Método o condición de equilibrio</i>	230
<i>Método de desequilibrio</i>	238
<i>Calidad del agua</i>	244
<i>Procedimiento de análisis en sitio</i>	245

	<u>Págs.</u>
<i>Determinación del hierro</i>	247
<i>Determinación de cloruros</i>	247
<i>Determinación de la dureza total</i>	247
<i>Determinación de sulfatos</i>	248

CAPITULO VIII

<i>ESTACIONES DE BOMBEO</i>	251
<i>El equipo de bombeo</i>	251
<i>Características para su selección</i>	251
<i>Gasto de bombeo</i>	251
<i>Carga dinámica o altura de bombeo</i>	253
<i>Tipos de bomba</i>	254
<i>Bombas centrífugas horizontales</i>	254
<i>Bombas centrífugas verticales</i>	255

	<u>Págs.</u>
<i>Bombas sumergibles</i>	257
<i>Características de una bomba</i>	258
<i>Motores</i>	267
<i>Accesorios complementarios</i>	267

APENDICE

<i>Componentes de un proyecto</i>	273
<i>Plano de ubicación</i>	273
<i>Memoria descriptiva</i>	273
<i>Recaudos</i>	274
<i>Muestra de una solicitud de aprobación sanitaria</i>	275
<i>Dibujos</i>	276
<i>Tabla de símbolos</i>	281
<i>Referencias bibliográficas</i>	283

INDICE DE CUADROS, TABLAS Y ABACOS DE UTILIDAD PARA EL DISEÑO

	Págs.		Págs.
CRITERIOS PARA EL DISEÑO.			
Clases de tuberías en función de presión. Normas AWWA Cuadro 8	24	Abaco para determinación de coeficientes de diseño en sedimentadores Figura 110	122
Clases de tuberías en función de presión. Normas ISO Cuadro 9	24	Desarenadores. Relación de diámetro y velocidad Cuadro 34	123
Tablas de los coeficientes de rugosidad (∞) en la expresión de Williams-Hazen	26-27	Coefficientes de descarga para orificios sumergidos Cuadro 35	127
REDES DE DISTRIBUCION		ADUCCION POR BOMBEO	
Límites de redes de servicio. Acueducto de Caracas Cuadro 10	31	Gastos máximos y diámetros económicos en líneas de bombeo . Cuadro 36	145
Gasto máximo y velocidad económica en redes Cuadro 17	48	Abaco para selección de diámetros en líneas de bombeo Figura 126	146
Abaco para selección de diámetros en redes de distribución Figura 34	49	Módulos de elasticidad de materiales (tubería) Cuadro 37	154
Llaves en redes de distribución (diámetro) Cuadro 18	54	Coefficientes de fricción (concreto-suelo) (anclajes) Cuadro 38	170
Ventosas en redes de distribución (diámetro) Cuadro 19	54	OBRAS DE CAPTACION	
Purgas en redes de distribución (diámetro) Cuadro 20	54	Dique-Toma. Coeficientes de rejillas de captación Cuadro 41	181
Anclajes en codos de 90° Cuadro 21	55	Pozos-Relación diámetro-rendimiento Cuadro 43	194
Anclajes en codos de 45° Cuadro 22	55	Pozos-Relación diámetro-Gastos de bombeo Cuadro 44	195
Anclajes en tapones Cuadro 23	55	Pozos-Area libre de captación ... Cuadro 45	200
ESTANQUES		Materiales de las rejillas Cuadro 46	207
Fuerzas cortantes y momentos en estanques (coeficientes) Cuadro 25	89	FUENTES DE ABASTECIMIENTO	
ADUCCION POR GRAVEDAD		Represadas-Coefficientes de variación relativa Cuadro 48	220
Ventosas en líneas de aducción . Cuadro 31	116	Tablas de función del pozo W (u). Cuadro 49	240
Limpiezas en líneas de aducción (SAS) Cuadro 32	117	Curva de Theis Figura 214	242
Limpiezas en líneas de aducción (INOS) Cuadro 33	118	ESTACIONES DE BOMBEO	
		Presión barométrica Cuadro 50	253
		Presión de vapor Cuadro 51	254

Capítulo I

Criterios básicos para el diseño

Cifras de consumo de agua

Determinación del consumo medio. Normas sanitarias sobre instalaciones

Períodos de diseño. Factores determinantes

Rango de valores

Variaciones periódicas de los consumos e influencia sobre las diversas partes del sistema

Consumo diario y promedio anual

Variaciones diarias y consumo máximo

Variaciones horarias y consumo máximo

Influencia de las variaciones de consumo sobre el sistema de abastecimiento

Clases de tuberías para el abastecimiento de agua

Tablas

Criterios básicos para el diseño

Un sistema de abastecimiento de agua está constituido por una serie de estructuras presentando características diferentes, que serán afectadas por coeficientes de diseño distintos en razón de la función que cumplen dentro del sistema. Por tanto, para su diseño es preciso conocer el comportamiento de los materiales bajo el punto de vista de su resistencia física a los esfuerzos y los daños a que estarán expuestos, así como desde el punto de vista funcional su aprovechamiento y eficiencia, para ajustarlos a criterios económicos.

Antes de analizar cada componente y su integración en el conjunto, es conveniente establecer y analizar aquellas características que conformarán los criterios de diseño.

- I. Cifras de consumo de agua.
- II. Períodos de diseño y vida útil de la estructura.
- III. Variaciones periódicas de los consumos e influencias sobre las diferentes partes del sistema.
- IV. Clases de tuberías y materiales a utilizar.

I. CIFRAS DE CONSUMO DE AGUA

El conocimiento cabal de esta información es de gran importancia en el diseño para el logro de estructuras funcionales, dentro de lapsos económicamente aconsejables. Mediante investigaciones realizadas, se ha llegado a aproximaciones que hacen cada vez más precisas las estimaciones sobre consumos de agua. Nuestras normas, basadas en algunas investigaciones propias y apoyadas en las de otros países, asignan cifras para las dotaciones de agua tomando en cuenta el uso de la tierra, la zonificación, y en otros casos las características de la población, expresándolas en lts/día/pare. lts/pers/día, o, en caso de industrias, en

función del tipo y de la unidad de producción. Estas cifras nos conducen a la determinación de un gasto o consumo medio, lo cual ha de constituir la base de todo diseño, requiriéndose, por tanto, un conocimiento cabal de estas estimaciones. Especial cuidado debe tenerse en la adopción de los criterios para esta determinación, ya que se ha hecho práctica común el uso de normas que asignan cifras globales de consumo per cápita (lts/pers/día) y que utilizados de una manera general pueden conducir a sobrediseños o, por el contrario, a proyectos insuficientes o prematuramente obsoletos.

Cuando se dispone de planos urbanísticos que presentan áreas zonificadas de acuerdo al uso, es fácil obtener y predecir los consumos con bastante aproximación; pero para los proyectos de abastecimiento de agua en zonas donde tal regulación no existe, se hace necesario estimar los consumos per cápita, en cuyo caso deben valorarse todos los factores que tiendan a modificar estas cifras.

«Es un hecho necesario que la dotación de agua debe basarse en datos válidos y seguros. El valor de las normas no puede superar el de los datos en que éstas se fundan. La adopción de normas debe ir precedida de una investigación cuidadosa de los datos básicos. Las normas no deben basarse en supuestos o en cifras cuya única autoridad sea el hecho de haber sido aplicadas por largo tiempo, estudiadas y obtenidas de otros medios o bajo condiciones diferentes a su aplicación» (*).

Para la determinación de los consumos per cápita se han realizado investigaciones sobre mediciones de los consumos de agua en comunidades que presentan determinadas características. Ello ha permitido, de una manera aproximada, llegar a asignar cifras de

(*) Véanse referencias bibliográficas, al final del libro.

consumos que posteriormente pueden ser utilizadas para el diseño de abastecimientos de agua en otras comunidades. Sin embargo, debemos señalar que estas cifras, aun para zonas con algunas características similares, se ven afectadas por diversos factores, estableciéndose diferencias notables que pueden conducir a errores si no advertimos la influencia de tales variables.

Algunas de estas investigaciones señalan los siguientes valores:

CUADRO 1
INVESTIGACIONES SOBRE CONSUMOS DE AGUA
EN POBLACIONES URBANAS (VENEZUELA) (2)

LOCALIDAD	Población con servicio directo (lts/pers/día)
San Fernando de Apure	215
Barquisimeto	190
Valencia	256
La Guaira-Maiquetía	450
Puerto Cabello	320
Mérida	301
Cúa	130

CUADRO 2
INVESTIGACION SOBRE CIFRAS REALES
DE CONSUMO DE AGUA EN EL MEDIO RURAL
VENEZOLANO (3)

	Consumo per cápita (lts/pers/día)
ZONA I La Enseñada-El Potrero (Estado Zulia). Barrera (Estado Carabobo). Los Rastrojos (Estado Lara). Mariguitar (Estado Sucre).	151
ZONA II El Socorro (Estado Guárico). Mijagual (Estado Barinas). Achaguas (Estado Apure).	110
ZONA III Barrancas (Estado Monagas). Bergantín (Estado Anzoátegui). Cúpira-Machurucuto (Estado Miranda).	84
ZONA IV Santo Domingo (Estado Mérida).	166
ZONA V Dabajuro (Estado Falcón).	113
ZONA VI Cocuina (Territorio Delta Amacuro).	48

Las investigaciones señaladas muestran un rango de valores bastante amplio. En nuestro país, por razones de programación, se ha separado la ejecución de Programas de Acueductos en dos sectores que se

han definido como Rural y Urbano, estableciéndose también normas y criterios diferentes para los diseños de los sistemas de abastecimiento de agua. Esta separación de acción define como Medio Rural, para tales efectos, a las localidades con población inferior a 5.000 habitantes, y considera el Sector Urbano al grupo de localidades con población de 5.000 y más habitantes.

A tal efecto, las Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, «Normas para el Estudio, Diseño y Construcción de Acueductos en localidades pequeñas» (4) considera: Art. 23. «Para los efectos de diseño deberá asumirse un consumo mínimo de 150 lts/pers/día, para la población futura prevista.» Por su parte, las Normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias para el Sector Urbano, «Normas para el diseño de los abastecimientos de Agua» (5) señala lo siguiente: «Cuando sea necesario proyectar un sistema de abastecimiento de agua para una ciudad y no se tengan datos confiables sobre consumo, se sugieren como consumos mínimos permisibles para objeto del diseño, lo indicado en la siguiente tabla.»

CUADRO 3
CONSUMOS MINIMOS PERMISIBLES.
NORMAS INOS.

POBLACION	Servicio con Medidores (lts/pers/día)	Servicio sin Medidores (lts/pers/día)
Hasta 20.000 habitantes	200	400
De 20 a 50.000 habitantes	250	500
50.000 habitantes	300	600

Estos rangos de valores permiten flexibilidad en la estimación, por lo cual el criterio y buen juicio en la selección de este factor es elemento importante para un buen diseño.

A este respecto, conviene analizar los factores que permiten la escogencia de un valor dentro de estos rangos de valores.

FACTORES QUE AFECTAN AL CONSUMO

1. Tipo de Comunidad

Una comunidad o zona a desarrollar está constituida por sectores residenciales, comerciales, industriales y recreacionales, cuya composición porcentual es variable para cada caso. Esto nos permite fijar el tipo de consumo de agua predominante y orientar en tal sentido las estimaciones; así se tiene:

- Consumo doméstico.** Constituido por el consumo familiar de agua de bebida, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina, limpieza, riego de jardín, lavado de carro y adecuado funcionamiento de las instalaciones sanitarias.

Representa generalmente el consumo predominante en el diseño.

- b) **Comercial o industrial.** Puede ser un gasto significativo en casos donde las áreas a desarrollar tengan una vinculación industrial o comercial. En tal caso, las cifras de consumo deben basarse en el tipo de industria y comercio, más que en estimaciones referidas a áreas o consumos per cápita.

Cuando el comercio o industria constituye una situación normal, tales como pequeños comercios o industrias, hoteles, estaciones de gasolina, etc., ello puede ser incluido y estimado dentro de los consumos per cápita adoptados, y diseñar en base a esos parámetros.

- c) **Consumo público.** Está constituido por el agua destinada a riego de zonas verdes, parques y jardines públicos, así como a la limpieza de calles.
- d) **Consumo por pérdida en la red.** Es motivado por juntas en mal estado, válvulas y conexiones defectuosas y puede llegar a representar de un 10 a un 15 por 100 del consumo total.
- e) **Consumo por incendio.** En términos generales, puede decirse que un sistema de abastecimiento de agua representa el más valioso medio para combatir incendios, y que en el diseño de alguno de sus componentes este factor debe ser considerado de acuerdo a la importancia relativa en el conjunto y de lo que esto puede significar para el conglomerado que sirve.

Algunos países, los Estados Unidos entre ellos, aplican normas que establecen cifras para consumos por incendio que en nuestro medio pueden considerarse excesivas, por las condiciones tan diferentes en los sistemas organizativos, de administración y de distribución de la inversión por parte del beneficiario, así como en función del tipo de edificaciones y viviendas, riesgos y posibilidades de ocurrencia de siniestros de este tipo.

En el caso particular de los Estados Unidos, las autoridades locales de administración de los acueductos reciben los impuestos correspondientes de las Compañías de Seguros que operan en el Estado, por ser el abastecimiento de agua un factor básico en la protección de incendios.

Las Compañías de Seguros, a su vez, tratan de que los abastecimientos de agua sean diseñados y construidos considerando dotaciones que les permitan combatir los incendios en resguardo de sus propios intereses.

En nuestro medio, los abastecimientos de agua son en su totalidad construidos por el Estado, y en una gran parte tienen un fin primordialmente sanitario

y social, y como tal, la inversión que se hace no reviste carácter económico, es decir, no produce utilidad económica. Por otra parte, en la construcción se hace poco uso de la madera, que es uno de los materiales más combustibles de las edificaciones, por lo cual la frecuencia de los incendios es muy baja. Adicionalmente a ello, en algunos casos el valor económico de las pérdidas que un incendio provocaría, no justificaría la cuantiosa inversión en todo el sistema de abastecimiento de agua, que como previsión de incendio se requiere para incrementar la capacidad de las diferentes estructuras que lo constituyen.

En zonas comerciales e industriales está justificado, bajo el punto de vista económico, pero los costos fijos de construcción deben ser cargados a los beneficiarios directos y no a toda la población.

Esto nos conduce a pensar que las cifras de dotaciones para combatir incendios deben ser racionalmente adoptadas, de acuerdo a valoraciones de los criterios anteriormente señalados.

Las Normas INOS (6), «normas de proyecto y especificaciones de materiales para los sistemas de abastecimiento de agua de urbanizaciones» contemplan: «consumo contra incendio. Para el cálculo de las dotaciones contra incendio se supone una duración de los mismos de 4 horas. Los gastos a usar son los siguientes»:

- 1) 10 lts/seg: zona residencial unifamiliar de viviendas aisladas.
- 2) 16 lts/seg: zona residencial, comercial o mixta con 120 por 100 de área de construcción aislada o construcciones unifamiliares continuas.
- 3) 32 lts/seg: zona industrial, de comercio, vivienda con áreas de construcción mayores de 120 por 100 y áreas de reunión pública como iglesias, cines, teatros, graderíos para espectadores, etc.
- 4) No se exigirá dotación de incendio en parcelamiento con un promedio igual a 4 lotes por Ha. o menor, destinados a viviendas unifamiliares aisladas.

Por su parte, las Normas del Ministerio de Sanidad para el diseño de Acueductos Rurales (4), contemplan: «El volumen adicional para combatir incendios será el que resulte de considerar un incendio con duración de dos horas para gastos en los hidrantes entre 5 y 10 lts/seg, dependiendo de las características de las edificaciones.»

Sin embargo, debe señalarse que el diseño de los abastecimientos en el medio rural no contempla, en general, esta situación, lo cual se considera razonable y justificado, puesto que en muchos casos este gasto de incendio resulta igual o superior al consumo medio de la población, ocasionando duplicación de capaci-

idades en las instalaciones, e inversiones injustificadas para una función que no se cumple por inexistente.

◆ Ejemplo:

Una localidad de 4.800 habitantes, con una dotación de 150 lts/pers/día, tendrá un consumo diario de:

$$Q_m = \frac{4.800 \times 150}{86.400} = 8,33 \text{ lts/seg.}$$

Gasto de Incendio (Normas SAS) $Q_i = 10 \text{ lts} > 8,33 \text{ lts}$ lo cual evidencia que el gasto de incendio, como gasto instantáneo, es mayor que el consumo medio de la población. ◆

2. Factores económico-sociales

Las características económico-sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda. En este sentido, el trabajo de investigación realizado por Elda Arccetti y Gisela Romero (3) presenta algunas consideraciones que permiten evaluar este factor, al analizar para diversas zonas del país los consumos de agua en viviendas como: el insalubre rancho, la vivienda rural, la casa quinta y la casa tradicional.

CUADRO 4
CONSUMOS PER CAPITA DE ACUERDO AL TIPO DE VIVIENDA

	RANCHO		CASA		V. RURAL		QUINTA	
	l/v/d	l/p/d	l/v/d	l/p/d	l/v/d	l/p/d	l/v/d	l/p/d
Máximo	693 marzo	100 marzo	951 abril	139 abril	1.015 marzo	156 abril	1.211 mayo	274 marzo
Mínimo	473 junio	71 junio	728 junio	106 junio	885 junio	139 junio	961 junio	193 junio
Promedio	562	85	849	127	966	149	1.100	227

Si para efectos de comparación tomamos el promedio de estos valores, podríamos generalizar que independientemente de otros factores que puedan influir en los consumos, se tiene la siguiente relación con respecto al consumo per cápita promedio.

CONSUMO PER CAPITA MEDIO

Rancho	0,58
Casa	0,87
V. Rural	1,00
Quinta	1,54

Si consideramos a la vivienda rural como la condición más deseable, dentro de lo posible, lo que define los consumos de agua capaces de satisfacer las necesidades mínimas y le asignamos el factor 1,0 podemos, para una zona determinada, estimar las posibles demandas de agua en base al porcentaje de cada sector, tomando los factores señalados anteriormente.

◆ Ejemplo:

Una localidad de 4.640 habitantes, cuya distribución de viviendas es de 123 ranchos, 408 casas, 186 viviendas rurales y 112 quintas, tendría un consumo medio en base a los criterios señalados de:

$$\begin{aligned} 123 \times 0,58 \times 966 \text{ lts/v/día} &= 68.914,44 \text{ lts/día} \\ 408 \times 0,87 \times 966 \text{ lts/v/día} &= 342.891,36 \text{ lts/día} \\ 186 \times 1,00 \times 966 \text{ lts/v/día} &= 179.676,00 \text{ lts/día} \\ 112 \times 1,54 \times 966 \text{ lts/v/día} &= 166.615,68 \text{ lts/día} \end{aligned}$$

$$\text{TOTAL} \dots\dots\dots 758.097,48 \text{ lts/día}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{758.097,48}{86.400} = 8,77 \text{ lts/seg.}$$

Si a esta misma localidad aplicáramos directamente las cifras de consumo asignadas por normas en función del consumo per cápita, obtendremos:

$$Q_M = \frac{4.640 \times 200}{86.400} = 10,74 \text{ lts/seg}$$

lo cual podría significar un sobrediseño, al utilizar un gasto medio superior a la cifra real de consumo; similarmente podríamos caer en el caso de un diseño deficiente. ◆

3. Factores meteorológicos

Generalmente los consumos de agua de una región varían a lo largo del año de acuerdo a la temperatura ambiental y a la distribución de las lluvias. Este mismo hecho puede establecerse por comparación para varias regiones con diferentes condiciones ambientales, de tal forma que la temperatura ambiente de la zona define, en cierto modo, los consumos correspondientes a higiene personal de la población que influenciarán los consumos per cápita.

A continuación se presentan las figuras 1 y 2, resultado de la investigación anteriormente señala-

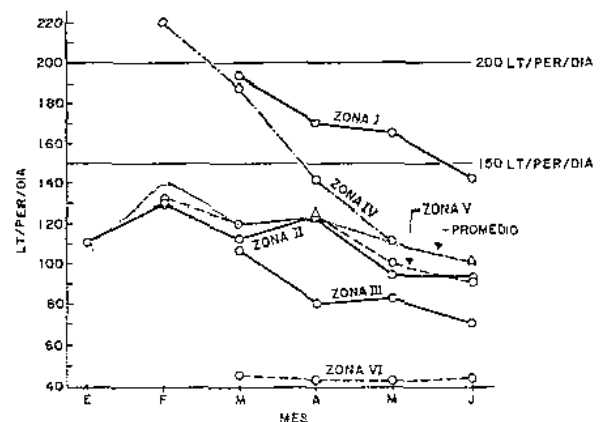


Fig. 1.—Variaciones de los consumos diarios. Promedios mensuales por zonas. (Lts/per/día.)

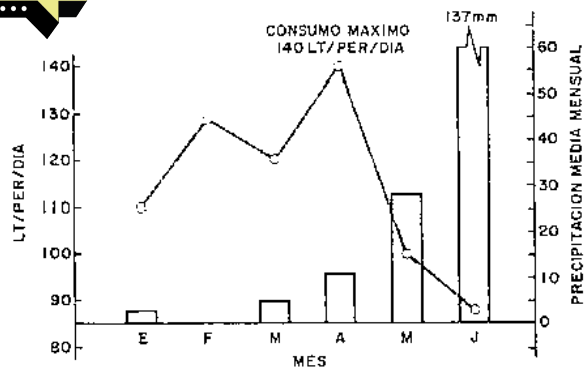


Fig. 2.—Relación entre consumos de agua y precipitación pluvial. El Socorro, Estado Guárico, Venezuela.

da (3), que presentan los datos comparativos de la influencia de la época de lluvia y de temperatura en las zonas estudiadas con relación a los consumos per cápita.

Este mismo trabajo (3) nos presenta el siguiente cuadro.

CUADRO 5
VARIACIONES DEL CONSUMO DIARIO
(BERGANTIN, ESTADO ANZOATEGUI)

	MARZO	ABRIL	MAYO
Consumo máximo diario	125 %	153 %	147 %
Consumo mínimo	72 %	47,7 %	50,7 %
Consumo medio	921 lts/v/día	624 lts/v/día	527 lts/v/día
	160 lts/p/día	108 lts/p/día	90 lts/p/día

Esto nos refleja la influencia de la época lluviosa en las variaciones del consumo per cápita: de un consumo del orden de los 160 lts/pers/día (época de sequía) a un consumo de 90 lts/pers/día (época de lluvia) para la misma localidad.

4. Tamaño de la comunidad

Algunas investigaciones realizadas en países desarrollados han puesto de manifiesto que los consumos per cápita aumentan con el tamaño de la comunidad. Una de estas expresiones que procuran evaluar tal factor, como resultado de las investigaciones realizadas, es de Capen (7), que establece lo siguiente:

$$G = 54 p^{0,125}$$

G = consumo per cápita = Gal/p/día
P = población en miles.

Indudablemente que dicha expresión tiene aplicación en la región donde se realizó la investigación, a fin de mantener inalterables las otras variables, pero resulta innegable que el crecimiento poblacional provoca consecuentemente con el desarrollo económico y demográfico un incremento de su consumo per cápita.

5. Otros factores

Con frecuencia se considera que influyen en los consumos factores como: calidad del agua, eficiencia del servicio, utilización de medidas de control y medición del agua, etc., sin embargo, estos son aspectos que aunque se reconoce que influyen decisivamente en los consumos, no son factores a considerar dentro del diseño, sobre todo porque un buen diseño debe satisfacer condiciones óptimas de servicio y de calidad del agua.

DETERMINACION DEL CONSUMO MEDIO. NORMAS SANITARIAS SOBRE DOTACIONES

Adoptado un criterio para las dotaciones per cápita, la determinación del consumo medio (Q_m), expresado en lts/seg, que ha de constituir la base del diseño, se hará para la población futura proyectada en el período de diseño económico que se establezca. Por tanto, la estimación del desarrollo poblacional, característica particular de cada localidad, debe ser estimado por el método que se considere más conveniente.

◆ Ejemplo:

Población actual = 27.643 habitantes
Dotación adoptada = 250 lts/pers/día
Población futura en el período de diseño = 43.500 habitantes

$$\text{Consumo medio de diseño} = \frac{43.500 \times 250}{86.400} = 129,87 \text{ lts/seg}$$

Este consumo medio (Q_m) se verá afectado por diversos factores de diseño para los diferentes componentes del sistema, dependiendo de las características particulares de cada estructura.

La determinación del Q_m a base de una dotación per cápita, aunque es práctica y sencilla, presenta cierto grado de inexactitud, no siempre aconsejable.

Otra forma más definida y aproximada de los gastos medios de consumo, se obtiene al usar las Normas Sanitarias sobre dotaciones contenidas en la Gaceta Oficial núm. 752 Extraordinario del 26-2-62 (8); las cuales son aplicables a zonas donde exista un plano regulador de la ciudad.

A continuación se copian las Normas Sanitarias referidas a dotaciones:

CAPITULO VI

De las dotaciones de agua

Artículo 90. Las dotaciones de agua para uso doméstico, comercial, industrial, riego de jardín y otros fines, se calcularán de acuerdo con lo establecido en el presente Capítulo.

Artículo 91. Las dotaciones de agua para viviendas unifamiliares y bifamiliares se calcularán de acuerdo con el área de la parcela según se indica a continuación:

Viviendas Unifamiliares, Área de la parcela en m ²	Dotación en lts/día
Hasta- 200	1.500
201- 300	1.700
301- 400	1.900
401- 500	2.100
501- 600	2.200
601- 700	2.300
701- 800	2.400
801- 900	2.500
901-1.000	2.600
1.001-1.200	2.800
1.201-1.400	3.000
1.401-1.700	3.400
1.701-2.000	3.800
2.001-2.500	4.500
2.501-3.000	5.000
Mayores de 3.000	5.000*

* Más de 100 lts/día por cada 100 m² de superficie adicional.

En caso de vivienda bifamiliar se añadirán 1.500 lts/día a la dotación arriba indicada.

NOTA. Estas cifras incluyen dotación doméstica y riego de jardín.

Artículo 92. Las viviendas multifamiliares deberán estar dotadas de agua potable de acuerdo con el número de dormitorios de cada apartamento, según la siguiente tabla:

Número de dormitorios	Dotación diaria en lts/apartamento
1	600
2	850
3	1.200
4	1.350
5	1.500

Artículo 93. Las dotaciones de agua para hoteles, pensiones y hospedajes, se calcularán de acuerdo con la siguiente tabla:

Tipo de establecimiento	Dotación diaria
Hotel	500 lts por dormitorio.
Pensión	350 lts por dormitorio.
Hospedaje	25 lts por m ² de área destinada a dormitorio.

Las dotaciones de agua para riego y servicios anexos a los establecimientos de que trata este artículo, tales como restaurantes, bares, lavanderías, comercios y similares, se calcularán adicionalmente de acuerdo con lo estipulado en estas Normas para cada caso.

Artículo 94. La dotación de agua para restaurantes se calculará en función del área de los locales y de acuerdo con la siguiente tabla:

Área de los locales en m ²	Dotación diaria
Hasta 40	2.000 lts
41 a 100	50 lts/m ²
más de 100	40 lts/m ²

NOTA. En aquellos restaurantes donde también se elaboren alimentos para ser consumidos fuera del local, se calculará una dotación complementaria a razón de 8 lts/cubierto preparado para ese fin.

Artículo 95. La dotación de agua para planteles educacionales y residencias de estudiantes se calculará de acuerdo con la siguiente tabla:

	Dotación diaria lts/persona
Alumnado externo	40
Alumnado semi-interno	70
Alumnado interno o residente	250
Personal no residente	50
Personal residente	200

Las dotaciones de agua para riego de áreas verdes, piscinas y otros fines se calcularán adicionalmente de acuerdo con lo estipulado en estas Normas para cada caso.

Artículo 96. Las dotaciones de agua para cines, teatros, auditorios, cabarets, casinos, salas de baile y espectáculos al aire libre se calcularán de acuerdo con la siguiente tabla:

Tipos de establecimientos	Dotaciones diarias
Cines, teatros y auditorios	3 lts por asiento.
Cabarets, casinos y salas de baile	30 lts/m ² de área para uso público.
Estadios, velódromos, autódromos, plazas de toros y similares, Circos, hipódromos, parques de atracciones y similares	1 lt por espectador.
	1 lt por espectador más la dotación requerida para el mantenimiento de animales.

Las dotaciones para riego de áreas verdes, aire acondicionado y servicios anexos se calcularán adicionalmente de acuerdo a lo estipulado en estas Normas para cada caso.

Artículo 97. Las dotaciones de agua para piscinas de recirculación y de flujo continuo se calcularán de acuerdo con las siguientes cifras:

Con recirculación de las aguas del rebose	10 lts/día/m ² de proyección horizontal de la piscina.
Sin recirculación de las aguas del rebose	25 lts/día/m ²
Con flujo continuo	125 lts/hora/m ²

La dotación de agua requerida para las piezas sanitarias en los vestuarios y cuartos de aseo anexos a las piscinas se calculará adicionalmente a razón de 30 lts/día/m² de proyección horizontal de la piscina. En aquellos casos en que se contemplan otras actividades recreacionales, se aumentará proporcionalmente esta dotación.

Artículo 98. La dotación de agua para oficinas se calculará a razón de 6 lts/día/m² de área útil de local.

Artículo 99. La dotación de agua para depósitos de materiales, equipos y artículos manufacturados se calculará a razón de 0,50 lts/día/m² de área útil de local y por cada turno de trabajo de 8 horas o fracción.

Cuando la dotación de agua calculada resulte menor de 500 lts/día deberá asignarse esta cantidad como mínimo. Caso de existir oficinas anexas, el consumo de las mismas se calculará adicionalmente, de acuerdo a lo estipulado en estas Normas para cada caso.

Artículo 100. La dotación de agua para comercios de mercancías secas, casas de abastos, pulperías, carnicerías y pescaderías se calculará a razón de 20 lts/día/m² de área de local, considerándose una dotación mínima de 400 lts/día.

Artículo 101. La dotación de agua para mercados se calculará a razón de 15 lts/día/m² de área útil de local.

Las dotaciones de agua para locales con instalaciones sanitarias separadas, tales como restaurantes y comercios, se calcularán adicionalmente, de acuerdo con lo estipulado en estas Normas para cada caso.

Artículo 102. La dotación de agua para consumo humano en cualquier tipo de industria se calculará a razón de 80 litros por trabajador o empleado, por cada turno de trabajo de 8 horas o fracción.

El agua para consumo industrial deberá calcularse de acuerdo con la naturaleza de la industria y sus procesos de manufacturas. Queda a juicio de la autoridad sanitaria el verificar tales dotaciones cuando lo crea necesario.

La dotación de agua para las oficinas y depósitos propios de la industria, servicios anexos, tales como

comercios y restaurantes, y riego de áreas verdes, se calculará adicionalmente de acuerdo con lo estipulado en estas Normas para cada caso.

Artículo 103. La dotación de agua para plantas de producción e industrialización de leche y sus anexos, se calculará de acuerdo con las cifras que se indican a continuación:

	Dotación diaria
Estaciones de recibo y enfriamiento.	1.500 lts por cada 1.000 lts de leche recibidos por día.
Plantas de pasteurización	1.500 lts por cada 1.000 litros de leche a pasteurizar por día.
Fábricas de mantequilla, queso o leche en polvo	1.500 lts por cada 1.000 litros de leche a procesar por día.

Artículo 104. La dotación de agua para estaciones de servicio, bombas de gasolina, garajes y estacionamientos se calculará de acuerdo con la siguiente tabla:

Para lavado automático	12.800 lts/día por unidad de lavado.
Para lavado no automático	8.000 lts por unidad de lavado.
Para bombas de gasolina	300 lts/día por bomba.
Para garajes y estacionamientos cubiertos	2 lts/día/m ² de área.
Para oficina y venta de respuestos	6 lts/día/m ² de área útil.

El agua necesaria para riego de áreas verdes y servicios anexos, tales como restaurantes y fuentes de soda, se calculará adicionalmente de acuerdo con lo estipulado en estas Normas por cada caso.

Artículo 105. Las dotaciones de agua para edificaciones destinadas al alojamiento de animales, tales como caballerizas, establos, porquerizas, polleras y similares, se calcularán en base a las cifras citadas en la tabla siguiente:

	Dotación
Edificaciones para:	
Ganado lechero	120 lts/día por animal.
Bovinos	40 lts/día por animal.
Ovinos	10 lts/día por animal.
Equinos	40 lts/día por animal.
Porcinos	10 lts/día por animal.
Pollos y gallinas, pavos, patos, gansos	20 lts/día por cada 100 aves.

Las cifras anteriores no incluyen las dotaciones de agua para riego de áreas verdes y otras instalaciones.

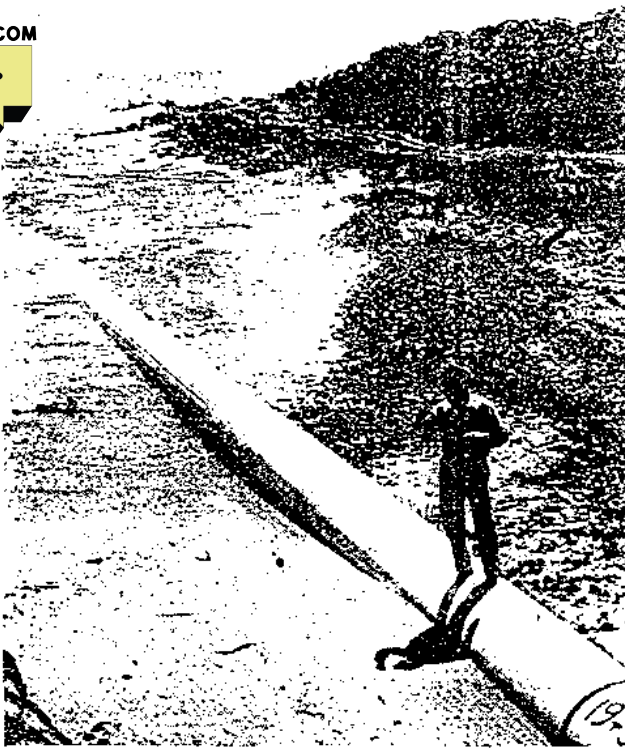


Foto 1.—Tendido de una línea de Aducción Submarina. Acueducto de la Isla de Margarita, Estado Nueva Esparta, Venezuela.

tubería para la conducción de agua desde tierra firme hasta una isla (Isla de Margarita-Estado Nueva Esparta, Venezuela) en comparación con el costo de una instalación para una comunidad con igual demanda y desarrollo dentro de la misma plataforma continental cuyas posibilidades y facilidades de ampliación establecen diferencias notables en los costos de instalación.

Debe, por lo tanto, analizarse esta factibilidad como condición determinante en la fijación del período de diseño. Asimismo, puede entenderse que existen componentes del sistema que pueden construirse por etapas (estanques, plantas de tratamiento, etc.) previendo su desarrollo con el crecimiento de la demanda, pero que no necesariamente representan una unidad indivisible desde su inicio.

3. Tendencias de crecimiento de la población

El crecimiento poblacional es función de factores económicos, sociales y de desarrollo industrial.

Un sistema de abastecimiento de agua debe ser capaz de propiciar y estimular ese desarrollo, no de frenarlo, pero el acueducto es un servicio cuyos costos deben ser retribuidos por los beneficiarios, pudiendo resultar en costos muy elevados si se toman períodos muy largos para ciudades con desarrollos muy violentos, con lo cual podría proporcionarse una quiebra administrativa.

Esto nos induce a señalar que de acuerdo a las tendencias de crecimiento de la población es conveniente elegir períodos de diseño más largos para crecimientos lentos y viceversa.

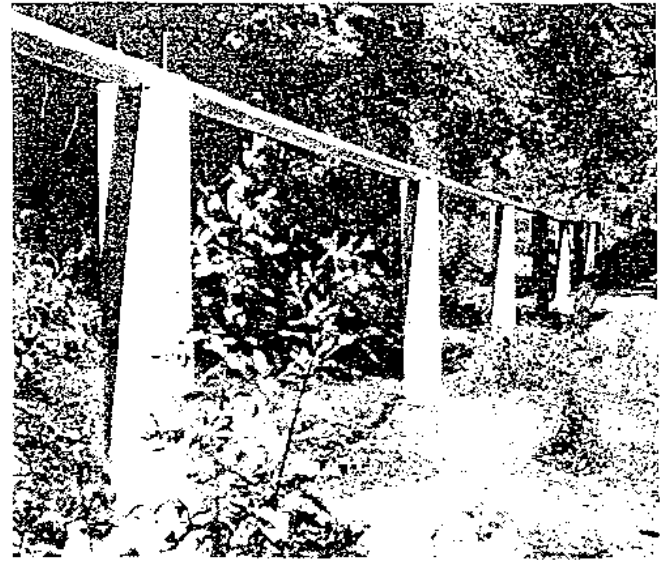


Foto 2.—Colocación sobre soportes de concreto de una línea de aducción.

4. Posibilidades de financiamiento y rata de interés

Las razones de durabilidad y resistencia al desgaste físico es indudable que representa un factor importante para el mejor diseño, pero adicionalmente habrá que hacer esas estimaciones de interés y de costo capitalizado para que pueda aprovecharse más útilmente la inversión hecha. Esto implica el conocimiento del crecimiento poblacional y la fijación de una capacidad de servicio del acueducto para diversos años futuros, con lo cual se podría obtener un período óptimo de obsolescencia, al final del cual se requeriría una nueva inversión o una ampliación del sistema actual.

No parece lógico la utilización de períodos de diseño generalizados, cuando existen una serie de variables que hacen de cada caso una situación particular.

Esta es una condición que conduce a hacer un análisis económico incluyendo las diversas variables que intervienen en la fijación de un período de diseño adecuado.

La determinación de la capacidad del sistema de abastecimiento de agua de una localidad debe ser dependiente de su costo total capitalizado. Generalmente los sistemas de abastecimiento se diseñan y construyen para satisfacer una población mayor que la actual (población futura).

La pregunta, bajo el punto de vista económico, es ¿cuánto mayor debe ser?

Donal T. Lauria (9) desarrolla un modelo matemático para analizar esta variable. Para ello, considera que la demanda se incrementa linealmente con el tiempo.

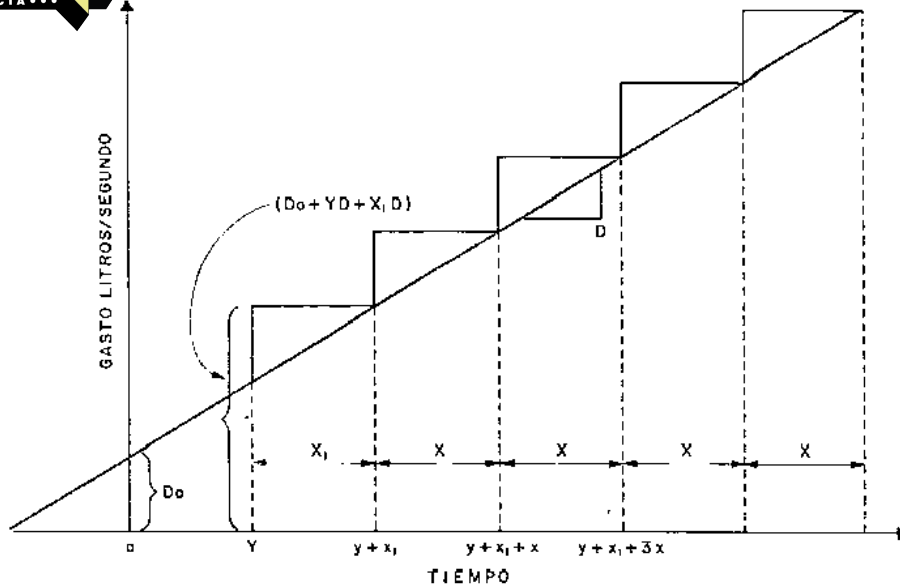


Fig. 4.—Modelo de déficit para construcción inicial y ampliaciones futuras.

La figura 4 evidencia que el proyecto inicial debe satisfacer la demanda D_0 y tener un exceso de capacidad para cubrir la demanda que se incrementa en un período X_1 , a una tasa constante igual a $X_1 D$.

La expresión que determina el costo está dado por:

$$K (D_0 + X_1 D)^n + \frac{e^{-rX_1} K (XD)^n}{1 - e^{-rX}}$$

El valor óptimo de X , obtenido por derivación e igualación a cero, resulta en una ecuación que amerita soluciones numéricas de difícil determinación, por lo cual, Lauria (9) concluye en una expresión basada en soluciones estadísticas que permite aproximaciones muy precisas, así:

$$X_1^* = \frac{2,6 (1 - a)^{1,12}}{r} + \frac{0,3 (1 - a)}{\sqrt{r}} X_0^{0,85}$$

donde:

- a = Fracción propia llamado factor escalar de economía.
- r = Rata de interés.
- X_0 = Intercepto de la demanda con eje de abscisas (período transcurrido para demanda = 0).
- X_1^* = Período de diseño económico.

◆ Ejemplo:

Para ilustrar esta expresión se presenta el siguiente ejemplo: Una población de 11.500 habitantes, con un consumo per cápita estimado en 200 lts/pers/día, que tiene un crecimiento poblacional que se refleja en una demanda creciendo anualmente a la rata de 46.000 lts/día.

Si asumimos un factor escalar de economía de 0,7 y una rata de interés de la inversión de capital al 6 por 100 anual. ¿Cuál sería el período de diseño económicamente aconsejable y cuál la capacidad óptima del sistema en el momento inicial?

La demanda actual es: 200 lts/pers/día \times 11.500 = 2.300.000 lts/día. Si asumimos que no existe sistema de abastecimiento de agua, el período transcurrido para demanda igual a cero es de 50 años (2.300.000/46.000 = 50).

$$X_1^* = \frac{2,6 (1 - 0,7)^{1,12}}{0,06} + \frac{0,3 (1 - 0,7)}{\sqrt{0,06}} \times 50^{0,85} =$$

$$= 11,3 + 10,2 = 21,5 \text{ años.}$$

Luego la capacidad óptima = 2.300.000 + 21,5 \times 46.000 = 3.284.000 lts/día = 38 lts/seg. ◆

RANGO DE VALORES

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el período de diseño aconsejable. A continuación se indican algunos rangos de valores asignados a los diversos componentes de los sistemas de abastecimientos de agua.

a) Fuentes superficiales

- a-1) Sin regulación: Deben proveer un caudal mínimo para un período de 20 a 30 años.
- a-2) Con regulación: Las capacidades de embalse deben basarse en registros de esorrentía de 20 a 30 años.

b) Fuentes subterráneas

El acuífero debe ser capaz de satisfacer la demanda para una población futura de 20 a 30 años, pero su aprovechamiento puede ser por etapas, mediante la perforación de pozos con capacidad dentro de períodos de diseño menores (10 años).

c) Obras de captación

Dependiendo de la magnitud e importancia de la obra se podrán utilizar períodos de diseño entre 20 y 40 años.

- c-1) Diques-tomas 15-25 años
 c-2) Diques-represas 30-50 años.

d) Estaciones de bombeo

Se entiende por estación de bombeo a los edificios, equipos, bombas, motores, accesorios, etc.

- d-1) A las bombas y motores, con una durabilidad relativamente corta y cuya vida se acorta en muchos casos por razones de un mantenimiento deficiente, conviene asignarles períodos de diseño entre 10 y 15 años.
 d-2) Las instalaciones y edificios pueden ser diseñados, tomando en cuenta las posibilidades de ampliaciones futuras y con períodos de diseño de 20 a 25 años.

e) Líneas de aducción

Dependerá en mucho de la magnitud, diámetro, dificultades de ejecución de obra, costos, etc., requiriendo en algunos casos un análisis económico. En general, un período de diseño aconsejable está entre 20 y 40 años.

f) Plantas de tratamiento

Generalmente se da flexibilidad para desarrollarse por etapas, lo cual permite estimar períodos de diseño de 10 a 15 años, con posibilidades de ampliaciones futuras para períodos similares.

g) Estanques de almacenamiento

- g-1) De concreto 30-40 años.
 g-2) Metálicos 20-30 años.

Los estanques de concreto permiten también su construcción por etapas, por lo cual los proyectos deben contemplar la posibilidad de desarrollo parcial.

h) Redes de distribución

Las redes de distribución deben diseñarse para el completo desarrollo del área que sirven. Generalmente se estiman períodos de diseño de 20 años, pero cuando la magnitud de la obra lo justifique estos períodos pueden hacerse mayores: 30 a 40 años.

i) A obras de arte y demás equipos y accesorios que conformen el sistema, se les asignará períodos de diseño de acuerdo a su función y ubicación respecto a los componentes del sistema que los contiene.

III. VARIACIONES PERIODICAS DE LOS CONSUMOS E INFLUENCIA SOBRE LAS DIFERENTES PARTES DEL SISTEMA

En general, la finalidad de un sistema de abastecimiento de agua es la de suministrar agua a una comunidad en forma continua y con presión suficiente, a

fin de satisfacer razones sanitarias, sociales, económicas y de confort, propiciando así su desarrollo.

Para lograr tales objetivos, es necesario que cada una de las partes que constituyen el acueducto esté satisfactoriamente diseñada y funcionalmente adaptada al conjunto. Esto implica el conocimiento cabal del funcionamiento del sistema de acuerdo a las variaciones en los consumos de agua que ocurrirán para diferentes momentos durante el período de diseño previsto.

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Estas variaciones pueden expresarse en función (%) del Consumo Medio (Q_m). Es bien sabido, que en épocas de lluvia, las comunidades demandan menores cantidades de agua del acueducto que en épocas de sequía. Asimismo, durante una semana cualquiera observaremos que en forma cíclica, ocurren días de máximo consumo (generalmente lunes) y días de mínimo consumo (generalmente domingo). Más aún, si tomamos un día cualquiera, también resultará cierto que los consumos de agua presentarán variaciones hora a hora, mostrándose horas de máximo y horas de mínimo consumo.

El problema consistirá, entonces, en poder satisfacer las necesidades reales de cada zona a desarrollar, diseñando cada estructura de forma tal que estas cifras de consumo y estas variaciones de los mismos, no desarticulen a todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

Este consumo medio diario (Q_m) puede ser obtenido:

- Como la sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.
- Como el resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del período de diseño.
- Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.

CONSUMO MEDIO DIARIO PROMEDIO ANUAL

Ello nos permite definir el *Consumo Medio Diario* como el promedio de los consumos diarios durante un año de registros, expresándolo en lts/seg. Asimismo, definimos Consumo Máximo Diario, como el *Día de Máximo Consumo* de una serie de registros observados durante los 365 días de un año; y se define también el *Consumo Máximo Horario*, como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.

Estas definiciones son útiles y necesarias porque nos permitirán, una vez relacionadas con el elemento básico conocido Q_m , hacer previsiones y diseñar en

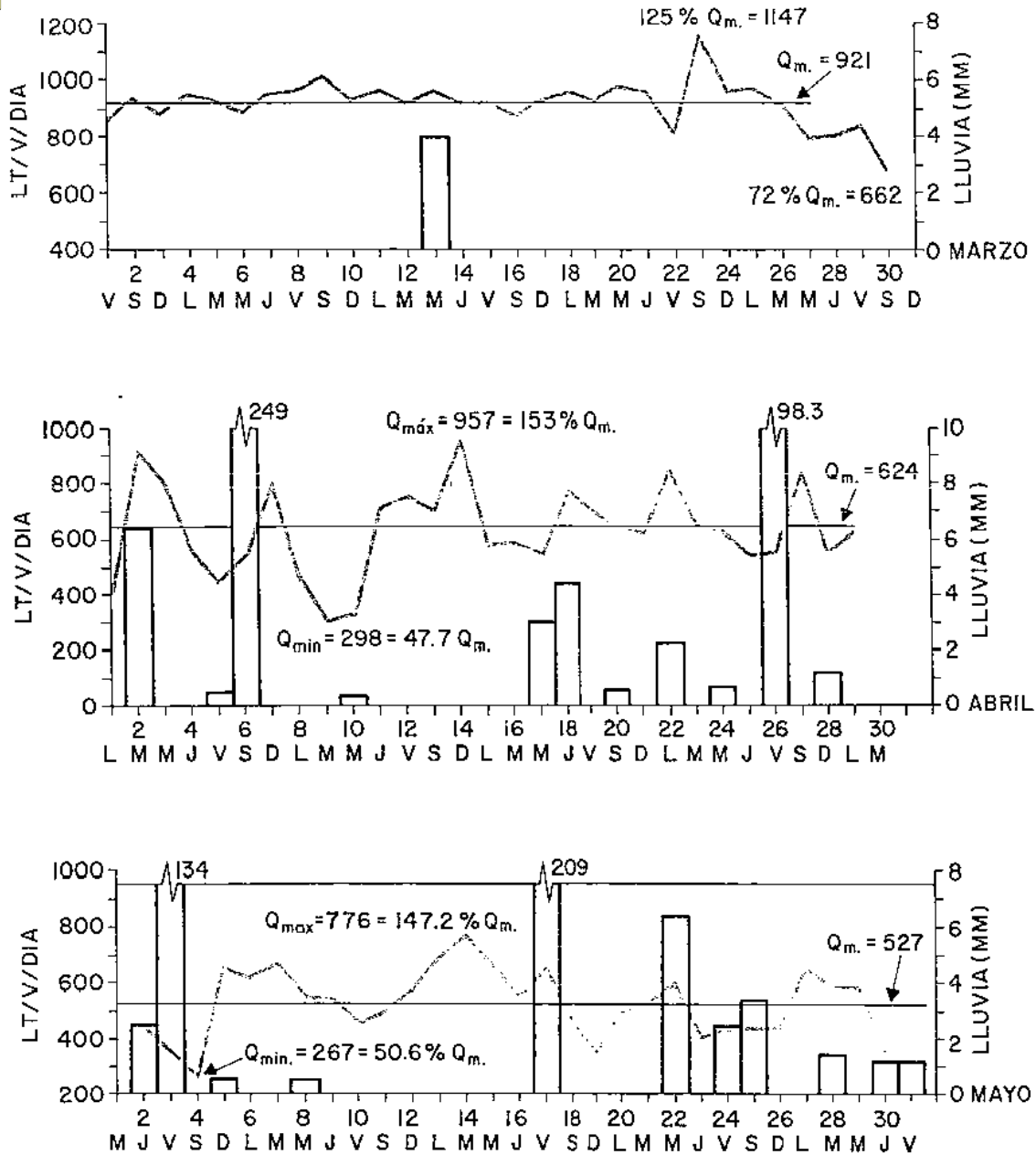


Fig. 5.—Curvas de variaciones diarias del consumo durante el período marzo-abril-mayo y su relación con la precipitación pluvial. Bergantín, Estado Anzoátegui, Venezuela.

forma capaz aquellos elementos o componentes del sistema de abastecimiento de agua que puedan verse afectados por esas variaciones.

VARIACIONES DIARIAS

La gráfica 5 (tomado de (3)), nos muestra para la localidad de Bergantín, Estado Anzoátegui - Venezuela, las curvas de registro de los consumos de agua, observándose para el mes de marzo un promedio en el consumo de 921 lts/viv/día, en abril de 624 lts/viv/día y en mayo de 527 lts/viv/día. Este decrecimiento está influido y determinado por la transición de la época de sequía a la de lluvias, cuyas intensidades y fechas están dadas en los gráficos.

Consumo Máximo Diario

Durante estos períodos se registró un día de consumo máximo, lo cual debió ser satisfecho por el acueducto. Al extender estas variaciones a todo un año, podemos determinar el día más crítico (máxima demanda) que debe necesariamente ser satisfecho, ya que de lo contrario originaría situaciones deficitarias para el sistema; éste corresponde a la definición dada para Consumo Máximo Diario. Este valor, relacionado con el consumo medio, ha permitido establecer constantes de diseño, apoyado en diversas investigaciones hechas (10), (11), (12), (13), señalan cifras para el Consumo Máximo Diario del orden de: 130 por 100 del consumo medio (Puerto Cabello), 160 por 100 Q_m

San Fernando de Apure). de la ciudad de Barquisimeto (136 %), Valencia (126 %), La Guaira (138 %), Mérida (114 %) y Cúa (138 %). Todas estas investigaciones permiten establecer un factor comprendido entre 120 y 160 por 100 como constante de diseño para aquellas instalaciones o partes del acueducto que se verán afectadas por el Consumo Máximo Diario. Puede entonces establecerse la relación:

$$Q_{\text{max}} \text{ diario} = K_1 \times Q_m$$

$$K_1 = 1.20-1.60$$

Q_m = Consumo medio expresado en lts/seg.

Otras estadísticas e investigaciones realizadas revelan los valores de K_1 , que se señalan en el siguiente cuadro.

CUADRO 6

VALORES DEL FACTOR K_1 , PARA DIVERSOS PAISES

País	Autor	K_1
Alemania	Hutler	1.6-2.0
Brasil	Azevedo-Neto	1.2-1.5
España	Lázaro Urza	1.5
Estados Unidos	Fair & Geyer	1.5-2.0
Francia	Devaube-Imbeaux	1.5
Inglaterra	Gourlex	1.2-1.4
Italia	Galizio	1.5-1.6
Venezuela	Rivas Mijares (13)	1.2-1.5

VARIACIONES HORARIAS

Durante un día cualquiera, los consumos de agua de una comunidad presentarán variaciones hora a hora dependiendo de los hábitos y actividades de la población. Si observamos uno cualquiera de los discos con las variaciones horarias del consumo (Fig. 6),

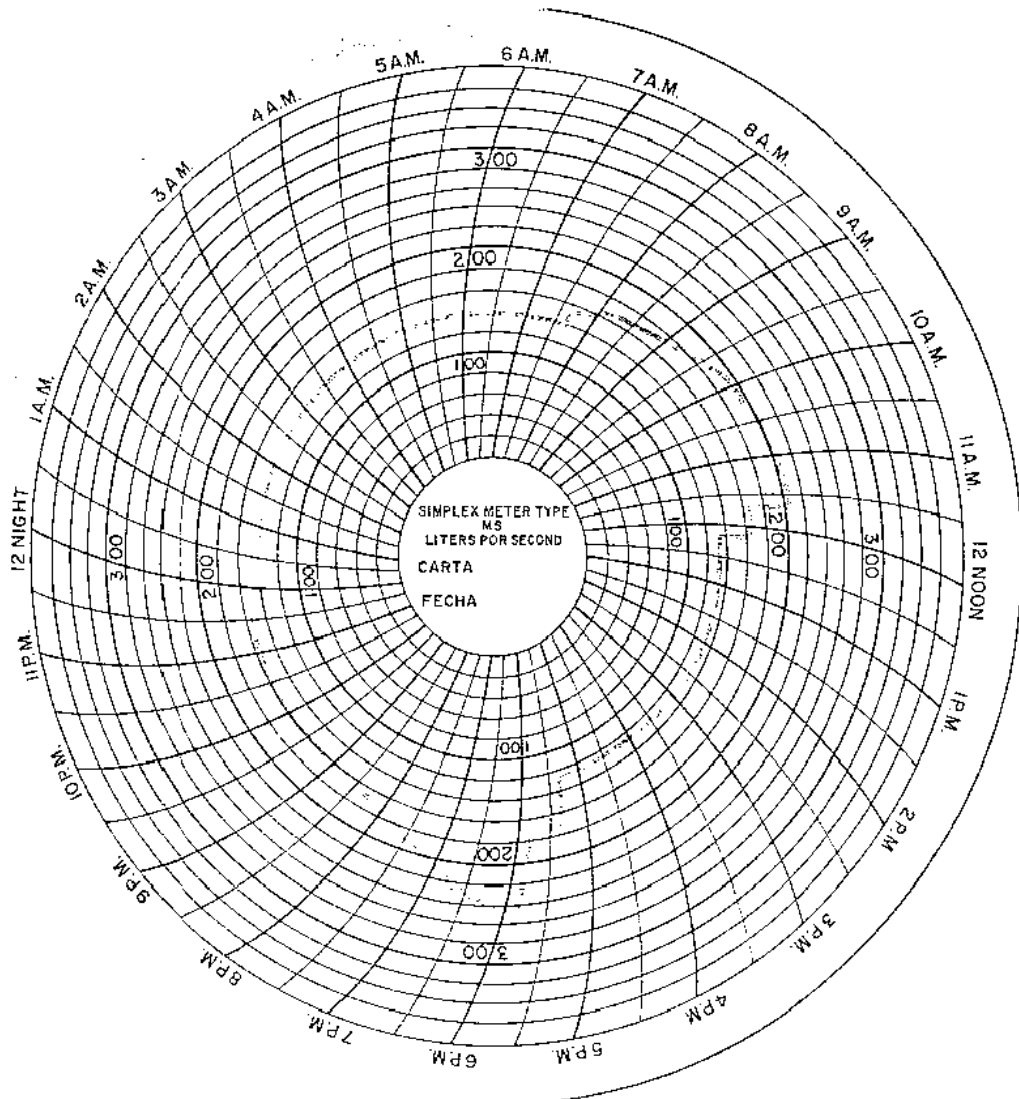


Fig. 6.—Registro Gráfico del venturímetro. Variaciones horarias del consumo de agua. Puerto Cabello. Estado Carabobo. Venezuela.

... muestra valores mínimos en las horas de la madrugada y máximos al mediodía.

Para visualizar mejor esta distribución, transferimos los datos del disco a un sistema de coordenadas cartesianas (Fig. 7), observándose una curva típica de variaciones de consumo, con 2 picos bien definidos al comienzo de las actividades matinales y al mediodía.

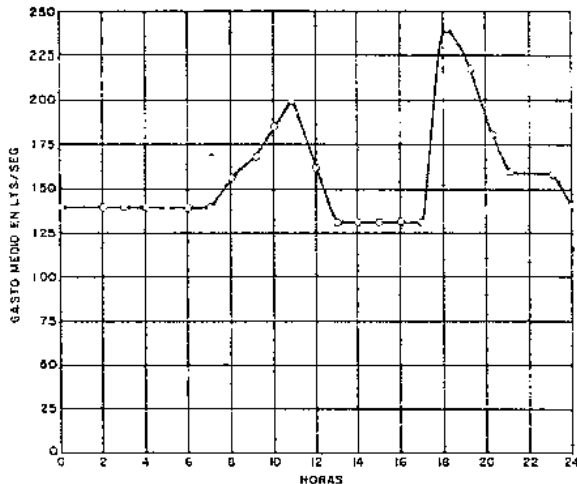


Fig. 7.—Curva de variaciones horarias. Registro del consumo de agua de Puerto Cabello, Estado Carabobo, Venezuela.

Consumo Máximo Horario

El valor máximo tomado hora a hora representará la hora de máximo consumo de ese día. Si por definición, tomamos la curva correspondiente al día de máximo consumo, esta hora representará el Consumo Máximo Horario, el cual puede ser relacionado respecto al consumo medio (Q_m) mediante la expresión:

$$\text{Consumo Máximo Horario} = K_2 \times Q_m$$

De acuerdo a las investigaciones anteriormente referidas (11), (12) y (13), se observan los siguientes valores para el factor K_2 :

CUADRO 7
VALORES DEL FACTOR K_2 INVESTIGACIONES REALIZADAS EN VENEZUELA

Ciudad	K_2 (en %)
San Fernando de Apure	262
Barquisimelo	308
Valencia	203
La Guaira-Maiquetía	191
Puerto Cabello	175
Mérida	141
Cúa	200

En general, se ha establecido un valor de K_2 comprendido entre 200 y 300 por 100, reconociéndose que en las grandes ciudades, con mayor diversificación de actividades, mayor economía, etc., se presentan con-

sumos menos diferenciados en horas nocturnas de las diurnas.

Por el contrario, en localidades pequeñas este valor tiende al límite superior, en razón de esa menor o ninguna actividad comercial, industrial y nocturna, ya que este valor tiende a separarse más del valor medio (Q_m). Las Normas I.N.O.S. (6), expresan:

«Consumo Máximo Horario. El consumo máximo horario debe suponerse como 200 por 100 del consumo diario promedio anual cuando la población de la ciudad sea 100.000 ó más, cuando la población es 1.000 ó menos, el consumo máximo horario debe suponerse como 275 por 100 del consumo diario promedio anual. Para ciudades con poblaciones entre estos dos extremos el consumo máximo horario puede obtenerse por medio de la fórmula siguiente:

$$M = 275 - 0,75 X$$

En la cual, X es la población en miles de habitantes y M es el consumo máximo horario en porcentaje del promedio anual. Esta fórmula puede usarse también para obtener el consumo máximo de una zona residencial o especificada de una ciudad, cuando la población de esa zona sea conocida. Para las áreas específicamente industriales y comerciales se necesitan estudios y estimaciones especiales.»

Las Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (4), establecen para el consumo máximo horario, la siguiente condición:

«El gasto máximo horario, de acuerdo con la curva de variaciones horarias del consumo, caso de existir. Este gasto en ningún caso será menor de 250 a 300 por 100 del consumo medio, de acuerdo con las características de la localidad.»

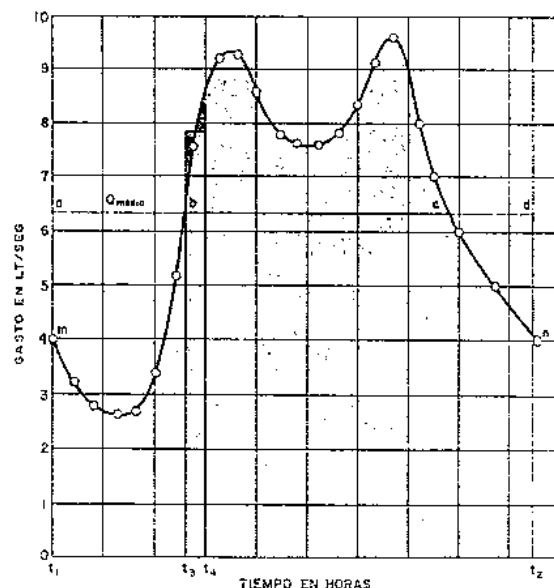


Fig. 8.—Curva típica de variaciones horarias.

Siendo evidente que existen variaciones horarias en los consumos de agua y que el sistema de abastecimiento o en alguna de sus partes debe satisfacer esta necesidad, se trata de encontrar una relación que determine su proporcionalidad respecto al consumo medio promedio anual (Q_m), y que ello puede hacerse mediante la curva de variaciones horarias del consumo (Fig. 8).

El área bajo la curva de variaciones de consumo horario es el volumen de agua consumido en ese intervalo (t_1, t_2).

$$A = \int_{t_1}^{t_2} Q \, dt$$

Si consideramos otros tiempos cualesquiera t_3 y t_4 , tendremos igualmente un área comprendida bajo la curva. Considerando entre estos dos tiempos un rectángulo que tenga igual área que la encerrada por la curva y la ordenada de los tiempos, el gasto medio en ese intervalo estará definido por la altura del rectángulo.

De igual manera, el gasto medio (Q_m), lo obtendremos al considerar para una curva típica, los valores t_1 y t_2 de un día de registros de consumos de agua.

Construyendo la curva de consumos acumulados (Fig. 9), a partir de la figura anterior, podemos más fácilmente analizar la situación de funcionamiento del sistema y de los factores de variación de los consumos.

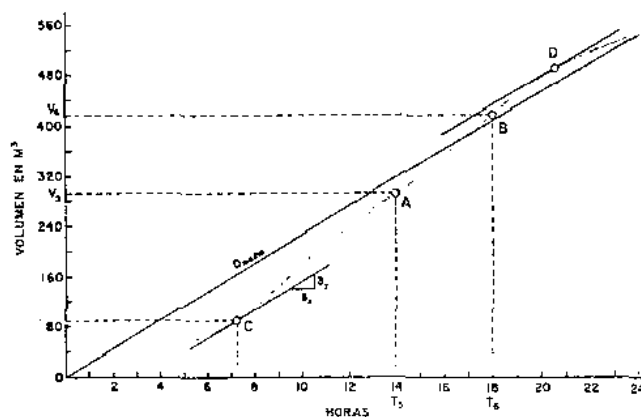


Fig. 9.—Curva de consumos acumulados para un día típico.

La curva de consumos acumulados (Fig. 9) nos permite definir las siguientes características:

- a) La diferencia de ordenadas para dos tiempos cualesquiera t_5 y t_6 , representa el volumen consumido en ese intervalo

$$V = (V_5 - V_6).$$

- b) La pendiente de la tangente en un punto representa el gasto en ese instante (C).
- c) La pendiente de la recta entre dos puntos (A y B) es el gasto medio en ese intervalo.

Construida la curva de variaciones horarias del día de máximo consumo, podemos definir el factor K_2 , trazando la recta de máxima pendiente tangente a la curva, así como el gasto medio de un día cualquiera está representado por la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el extremo.

Consecuentemente, podemos analizar también la situación del estanque de almacenamiento en relación al consumo y al gasto de llegada, mediante comparación de las pendientes respectivas, pudiéndose determinar además la capacidad de almacenamiento requerida y los volúmenes de agua almacenados existentes en cualquier instante.

◆ Ejemplo:

Tres localidades, A, B y C, con población de 17.754, 12.528 y 9.843 habitantes respectivamente, presentan curvas de variaciones horarias de los consumos de agua, de acuerdo a la siguiente figura:

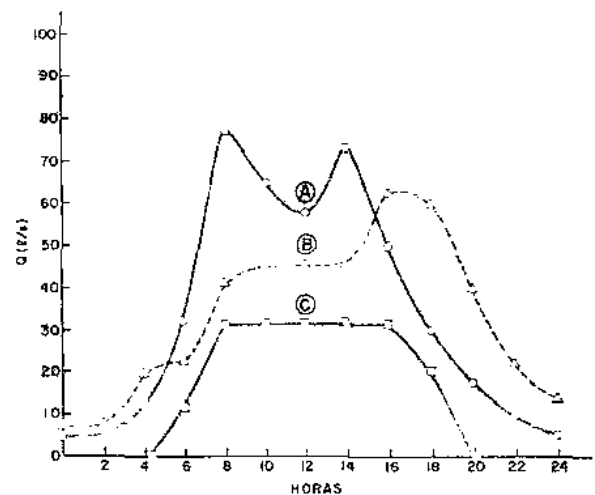


Fig. 10.—Curvas de variaciones horarias para las localidades A, B y C.

1. Determinar el consumo per cápita para cada localidad.
2. Suponiendo que todos los abastecimientos son por gravedad y que la fuente es capaz de suministrar 30 por 100 más del gasto medio de la población A, determinarse las horas a las cuales las poblaciones A, B y C consumen agua a una rata igual a la de la fuente.

Hora	A			B			C		
	Gasto (lts/seg)	Volumen	Volumen acumulado	Gasto (lts/seg)	Volumen	Volumen acumulado	Gasto (lts/seg)	Volumen	Volumen acumulado
0	6			8,4			0		
2	6	43.200	43.200	8,4	60.480	60.480	0		
4	12	64.800	108.000	20	102.240	162.720	0		
6	32	158.400	226.400	22	151.200	313.920	12	43.200	43.200
8	78	396.000	662.400	42	230.400	544.320	32	158.400	201.600
10	66	518.400	1.180.800	46	316.800	861.120	32	230.400	432.000
12	58	446.400	1.627.200	46	331.200	1.192.320	32	230.400	662.400
14	74	475.200	2.102.400	46	331.200	1.523.520	32	230.400	892.800
16	50	446.400	2.548.800	64	396.000	1.919.520	32	230.400	1.123.200
18	30	288.000	2.836.800	60	446.400	2.365.920	20	187.200	1.310.400
20	18	172.800	3.009.600	40	360.000	2.725.920	0	72.000	1.382.400
22	10	100.800	3.110.400	22	223.200	2.949.120	0		1.382.400
24	6	57.600	3.168.000	8,4	109.400	3.058.560	0		1.382.400
									1.382.400

1. Consumo per cápita

$$A = \frac{3.168.000}{17.754} = 178,4 \text{ lts/pers/día}$$

$$B = \frac{3.058.560}{12.528} = 244,1 \text{ lts/pers/día.}$$

$$C = \frac{1.382.400}{9.843} = 140,4 \text{ lts/pers/día.}$$

2. Trazando la recta que define el gasto que suplen las fuentes

$$Q_f = 1,3 \times Q_{m_A} = 1,3 \times \frac{3.204.000}{86.400} = 48,2 \text{ lts/seg.}$$

Las paralelas a esta recta, tangentes a cada una de las curvas, nos determinarán las horas en las cuales el consumo es igual al gasto de la fuente.

La curva A tiene 2 puntos de tangencia (a las 6,45 am y a las 4,30 pm).

Para la curva B, ello ocurre a las 1,30 pm y a las 7,15 pm.

Para la curva C, la paralela no tiene ningún punto de tangencia, es decir, en ningún momento ocurre un gasto similar al de la fuente. ♦

INFLUENCIA DE LAS VARIACIONES DE CONSUMO SOBRE EL SISTEMA

En general, la finalidad de un sistema de abastecimiento es la de suministrar agua en forma continua y con presión suficiente a una comunidad, satisfaciendo razones sanitarias, sociales, económicas y de confort, y propiciando su desarrollo. Para lograr esto

es necesario que cada una de las partes que constituyen el acueducto esté satisfactoriamente diseñada y funcionalmente adaptada al conjunto.

A fin de comprender mejor el funcionamiento de cada elemento y de explicarnos el porqué se aplicarán factores de diseño diferentes para algunos de sus

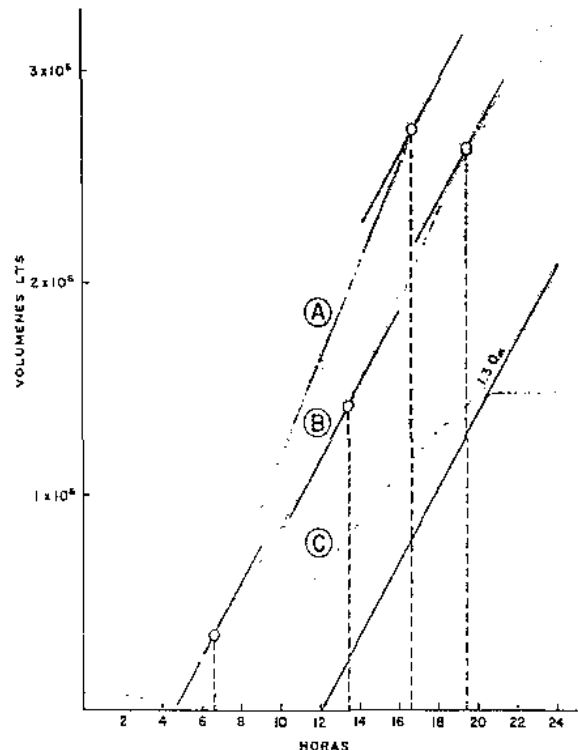


Fig. 11.—Curvas de consumos acumulados para las localidades A, B y C.

componentes, es conveniente concebir de una manera esquemática un sistema general de un abastecimiento de agua. La figura 12 muestra un croquis con diferentes componentes de un sistema de abastecimiento de agua. En términos generales, podemos considerar los elementos característicos de diseño de construcción de abastecimiento de agua como:

- a) Fuente de abastecimiento.
- b) Obra de captación.
- c) Línea de aducción.
- d) Estanque de almacenamiento.
- e) Estación de bombeo.
- f) Línea de bombeo.
- g) Planta de tratamiento.
- h) Redes de distribución.
- i) Obras complementarias.
 - i-1 Tanquillas rompecargas.
 - i-2 Desarenadores.
 - i-3 Chimeneas de equilibrio.
 - i-4 Válvulas de supresión de golpe de ariete.

NOTA. No se ha incluido la planta de tratamiento por considerarse objeto de material aparte.

- a) **La fuente de abastecimiento.** Constituye la parte más importante del acueducto y no debe ni puede concebirse un buen proyecto si previamente no hemos definido y garantizado fuentes capaces para abastecer a la población futura del diseño. En la selección de las fuentes juegan un papel importante los datos o registros hidrológicos disponibles y las determinaciones estadísticas, pero es evidente que para poder garantizar un servicio continuo y eficiente es necesario que el proyecto contemple una fuente capaz de suplir el agua requerida para el día más crítico (Día de Máximo Consumo).

Esto significa que al diseñar este primer componente del sistema hemos de considerar el factor K_1 para afectar al Consumo Medio. Los diferentes tipos y características de fuentes, o su ocurrencia y presentación en la naturaleza (aguas superficiales, subterráneas y de lluvia), serán consideradas en el capítulo respectivo.

- b) **La obra de captación.** Será dependiente del tipo de fuente y de las *características particulares*, su diseño será ajustado a las características de la fuente, y por tanto, también ha de ser afectado por un factor similar al considerado para la fuente (K_1).
- c) **La línea de aducción.** Definida como la tubería que conduce agua desde la obra de captación hasta el estanque de almacenamiento, debe satisfacer condiciones de servicio para el día de máximo consumo, garantizando de esta manera la eficiencia del sistema. Ello puede verse afectado además por situaciones topográficas que permitan una conducción por gravedad o que, por el contrario, precisen de sistemas de bombeo. En cada caso, el diseño se hará de acuerdo a criterios para estas diferentes condiciones, afectados o no por el tiempo de bombeo.
- d) **El estanque de almacenamiento** generalmente es elemento intermedio entre la fuente y la red de distribución. De su funcionamiento depende en gran parte el que pueda proyectarse y ofrecerse un servicio continuo a la comunidad.

Existiendo variaciones de consumo para las diferentes horas de un día cualquiera, la tube-

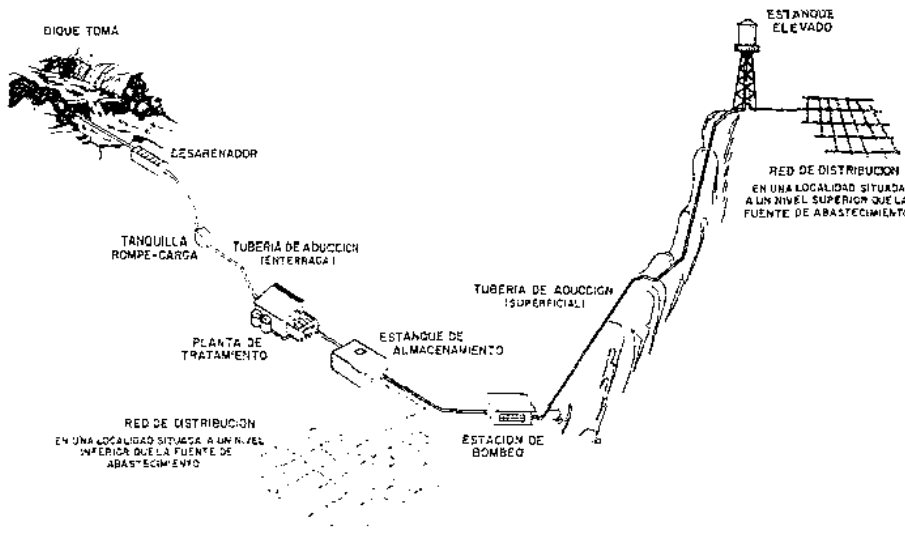


Fig. 12.—Componentes de un sistema de abastecimiento de agua.

ría que suministra agua a las edificaciones (red) debe ser capaz de conducir el máximo gasto que una determinada zona demande en cualquier instante. Ello se transmitirá a toda la red y llegaría al estanque, el cual actuará como amortiguador (compensador) de estas variaciones horarias, liberando al resto del sistema (planta de tratamiento, línea de aducción, obras de captación y fuentes de abastecimiento) de tal contingencia.

Estas condiciones particulares del estanque le hacen actuar con funciones de almacenaje y de compensador de variaciones de los consumos, por lo cual para encontrar este factor de diseño, será preciso hacer un análisis de la situación y en forma gráfica (curva de consumos acumulados, Fig. 9) o analítica, encontrar los coeficientes apropiados a su diseño. Ello será tratado en detalle más adelante, en el capítulo de diseño de estanques. Deberá contemplar además otros factores para reserva de incendio y de interrupción del servicio.

- e) En la estación de bombeo interviene una variable adicional que es el número de horas de bombeo, por lo cual al considerar el crecimiento poblacional en el período de diseño, el factor asumido para el caso del día de máximo consumo pudiera ser absorbido mediante una variación del tiempo de bombeo para el día crítico, logrando diseños más económicos.

$$Q_b = \frac{24}{N} \times Q_m.$$

- f) Para la red de distribución hemos visto que habrá que considerar un factor K_2 depen-

diente de las horas de máximo consumo que garantice la eficiencia del servicio

$$Q_{max} = K_2 Q_m.$$

Adicionalmente, también deberá contemplarse una condición de análisis para el caso de incendio, para lo cual debe determinarse el factor K_3 , en base de un análisis de probabilidad de ocurrencia del incendio con distintas horas de consumo más el gasto requerido para atender la contingencia de incendio

$$Q_i = K_3 Q_m + 1.$$

Este factor K_3 , dependerá del rango de confianza deseado. La probabilidad de que el incendio ocurra simultáneamente con la hora de máximo consumo tiene una probabilidad estadísticamente baja y resultaría poco económico para el diseño. Un factor K_3 razonable se estima entre 1.5 y 1.8. Las Normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias (6) establecen: «Debe hacerse un análisis del sistema en la demanda correspondiente a 180 por 100 del consumo promedio anual, más la demanda de incendio.»

Los ejemplos que se muestran en figuras 13a, 13b, 13c y 13d, refieren los esquemas de diferentes situaciones de sistemas de abastecimiento de agua que permiten ver la aplicabilidad de los factores de diseño para cada condición.

◆ Ejemplo:

Estimando que la comunidad a ser abastecida para el período de diseño previsto alcanzará una población de 76.000 habitantes y que la dotación se ha estimado en 250 lts/pers/día, determínese para cada elemento del sistema el gasto a considerar para el diseño.

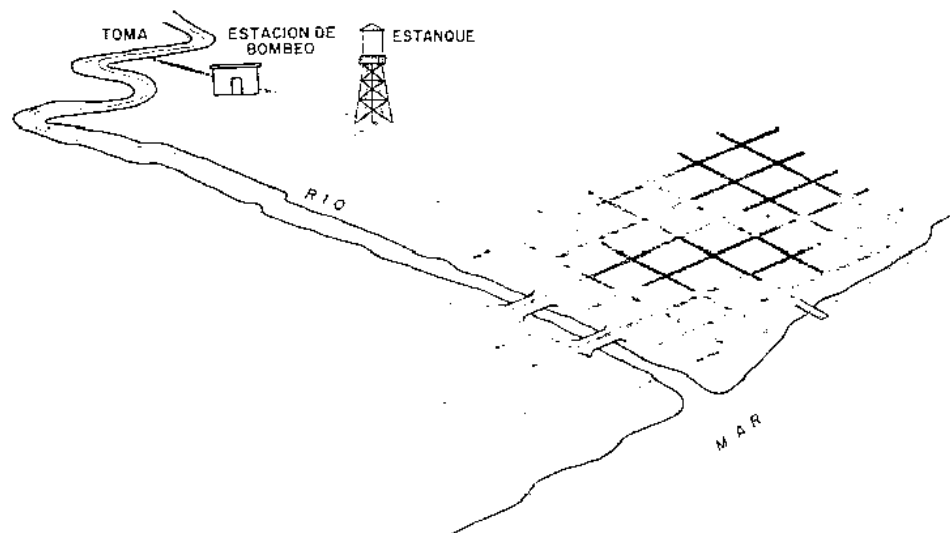


Fig. 13-b).—Esquema a), b), c), e), de diferentes tipos de sistemas de abastecimientos de agua.

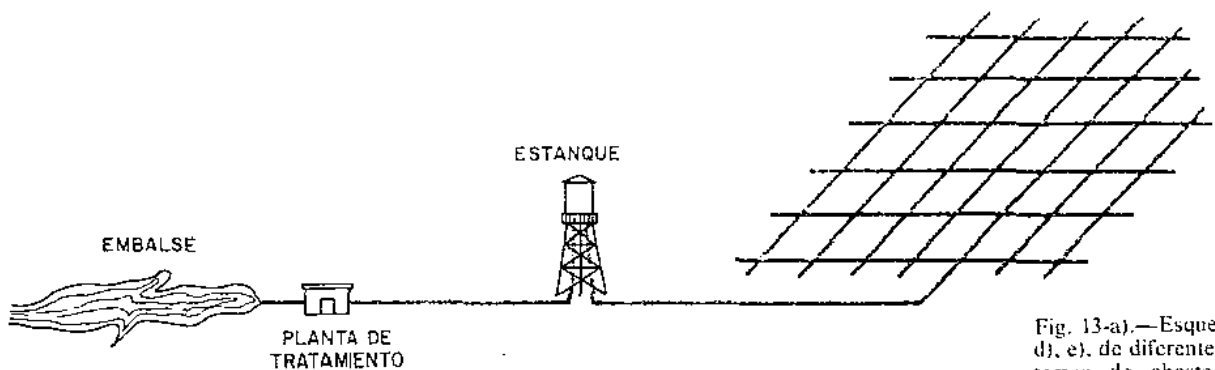


Fig. 13-a).—Esquema a), b), c), d), e), de diferentes tipos de sistemas de abastecimientos de agua.

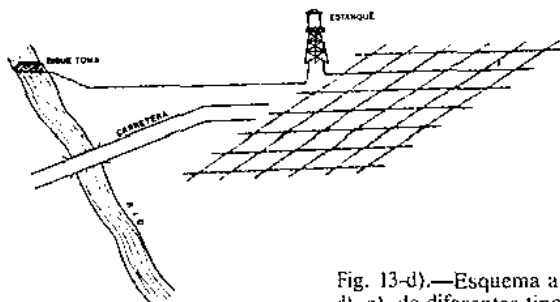


Fig. 13-d).—Esquema a), b), c), d), e), de diferentes tipos de sistemas de abastecimientos de agua.

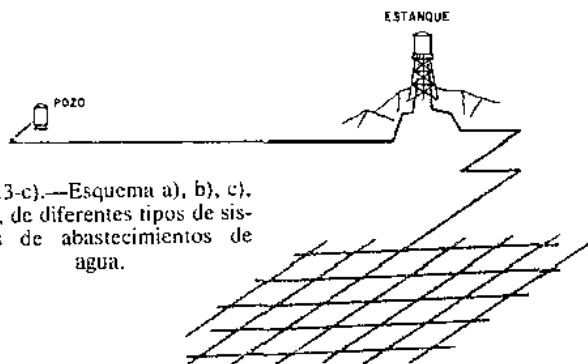


Fig. 13-c).—Esquema a), b), c), d), e), de diferentes tipos de sistemas de abastecimientos de agua.

1. Determinación del gasto medio futuro

$$Q_m = \frac{76.000 \times 250}{86.400} = 219,8 \approx 220 \text{ lts/seg.}$$

2. Determinación del gasto máximo diario

$$Q_{\text{max día}} = K_1 Q_m \text{ asumiendo } K_1 = 1,25$$

$$Q_{\text{max día}} = 1,25 \times 220 = 275 \text{ lts/seg.}$$

3. Determinación del gasto máximo horario

$$K_2 = 275 - 0,75 \times$$

$$K_2 = 275 - 0,75 \times 76 = 275 - 57 = 218 \text{ por } 100$$

$$Q_{\text{max horario}} = K_2 Q_m = 2,18 \times 220 = 479,6 \text{ lts/seg.}$$

4. Determinación del gasto de incendio

$$Q_i = 1,80 Q_m + 16 = 396 + 16 = 412 \text{ lts/seg.}$$

5. Determinación gasto de bombeo para N = 16 horas

$$Q = \frac{24}{N} \times Q_m = \frac{24}{16} \times 220 = 330 \text{ lts/seg.}$$

Las *obras complementarias* serán afectadas de acuerdo a su ubicación dentro de las componentes descritas. ♦

IV. CLASES DE TUBERIA

En los proyectos de acueductos intervienen las tuberías como elementos principales del sistema. Por ello, la selección del material a emplear debe hacerse atendiendo a diversos factores que permitirán lograr el mejor diseño.

1. De acuerdo al material empleado en su fabricación, las tuberías frecuentemente utilizadas para la construcción de sistemas de abastecimientos de agua son:

- a) Tuberías de Hierro Fundido (H. F.).
- b) Tuberías de Hierro Fundido Dúctil (H. F. D.).
- c) Tuberías de Acero Galvanizado (H. G.).
- d) Tuberías de Asbesto-Cemento a Presión (A. C. P.).
- e) Tuberías de Policloruro de Vinilo (P. V. C.).

El conocimiento del material implica su posibilidad de utilización de acuerdo a sus propiedades y a los riesgos que soportarán. Así, fragilidad, grado de corrosividad, flexibilidad,

	Caso 13 a lts/seg	Caso 13 b lts/seg	Caso 13 c lts/seg	Caso 13 d lts/seg
Fuente	—	275	275	275
Captación	275	275	275	275
Aducción	275	330	330	275
Matriz de distribución	479,6	479,6	479,6	479,6
Red de distribución	479,6	479,6	479,6	479,6

rugosidad y peso son, entre otros, algunos aspectos importantes en su selección para el diseño más apropiado.

a) Tuberías de Hierro Fundido (H. F.)

La tubería de hierro fundido es fabricada mediante la fundición de lingotes de hierro, carbón coque y piedra caliza. La presencia de láminas de grafito en la tubería le da cierta resistencia a la oxidación y a la corrosión, pero asimismo, la hace frágil.

Estas últimas características limitan el uso de tuberías de H. F., a ser utilizada enterrada, pues su poca o ninguna resistencia a los impactos la hace inadecuada para su colocación sobre soportes.

Es un material de gran durabilidad bajo condiciones de instalación apropiadas. Su condición de material frágil limita su utilización, principalmente en redes de distribución, donde la colocación de tuberías en zanjas es indispensable. Puede estimarse hasta en un 5 por 100 las pérdidas por rotura. Generalmente, en el diseño con esta clase de tubería se usa un valor de $C = 100$ para obtener el coeficiente de rugosidad de la expresión de Williams-Hazen, que permite prever en el período de diseño los efectos de tuberculización.

b) Tuberías de Hierro Fundido Dúctil (H. F. D.)

Es también fabricada por la fundición de hierro en presencia de coque y piedra caliza, pero mediante métodos especiales se le adiciona magnesio, ocasionando que el grafito adopte formas granulares, con lo cual se logra mantener mayor continuidad u homogeneidad del metal.

Esta característica del material lo hace menos frágil que el H. F., permitiendo mayor versatilidad en su uso, al poder ser utilizado tanto enterrado como superficialmente.

Estas mismas características, consecuencias de sus propiedades físicas, le ofrecen la ventaja de poder ser utilizada enterrada y superficialmente, lo que permite utilizar una sola clase de tubería en el caso de diseño de líneas de aducción en terrenos rocosos y terrenos blandos.

Dependiendo de los costos iniciales, puede resultar una alternativa más económica que otra tubería (H. F., por ejemplo) en razón de su menor peso y menores porcentajes de pérdidas por roturas durante el transporte, carga, descarga y colocación.

Asimismo, conviene realizar comparación de costos en tuberías de H. G., para el caso de tubería a ser colocada superficialmente.

Los coeficientes de rugosidad pueden considerarse similares a los de H. F.

c) Tuberías de Hierro Galvanizado (H. G.)

Es también llamado Acero Galvanizado, pues su fabricación se hace mediante el proceso de templado de acero, sistema este que permite obtener una tubería de hierro de gran resistencia a los impactos y de gran ductibilidad.

En razón de que su contenido de carbón es menor que el del H. F., su resistencia a la oxidación y a la corrosión es menor.

Mediante el proceso de galvanizado se da un recubrimiento de zinc tanto interior como exteriormente, para darle protección contra la corrosión.

En base a sus características, esta tubería es recomendable para instalarse superficialmente, ya que presenta una resistencia a los impactos mucho mayor que cualquier otra, pero no resulta conveniente su instalación enterrada en zanja debido a la acción agresiva de suelos ácidos y el establecimiento de corrientes iónicas por la presencia de dos metales, Fe y Zn (14).

Puede considerarse una superficie interior un poco más lisa que H. F., aunque generalmente, para efectos de diseño, se usan valores de C similares (100-110).

Su utilización está indicada principalmente en líneas de aducción, con terrenos accidentados o rocosos donde los costos de excavación pueden hacer prevalecer la utilización de tubería colocada sobre la superficie (soportes).

d) Tuberías de Asbesto-Cemento a Presión (A. C. P.)

La tubería A. C. P. se fabrica por enrollado a presión de una mezcla de asbesto y cemento en capas múltiples, siendo sometidas a fraguado mediante procesos especiales.

La tubería presenta interiormente una superficie muy lisa, lo cual permite usar coeficientes de rugosidad menores y consecuentemente mayor capacidad de transporte ($C = 120$).

La tubería de asbesto-cemento es una tubería más frágil que la de H. F., por lo cual, su uso está limitado exclusivamente cuando sea factible su colocación enterrada. Por otra parte, es un material inerte a la corrosión, lo cual resulta ventajoso respecto a las otras clases de tuberías mencionadas.

Por su fragilidad, las pérdidas por rotura durante la carga, descarga, colocación y transporte son mayores (7 a 10 por 100).

e) Tuberías de material plástico (P. V. C.)

Las tuberías de material plástico se fabrican mediante la plastificación de polímeros, siendo el poli-

cloruro de vinilo en forma granular, la materia prima utilizada para la fabricación de la tubería conocida como P. V. C.

Existen otras clases de tuberías plásticas que deben su nombre a la materia prima utilizada, como ABS (Acrilonitrilo-butadieno, estireno) y la P. E. (Polietileno).

Nuestra experiencia en la utilización de tuberías plásticas en los abastecimientos de agua es muy reciente y sólo se refiere a la tubería de P. V. C., en diámetros pequeños.

Sin embargo, son resaltantes algunas características importantes que pueden en ciertas condiciones hacer prevalecer una solución a base de tuberías plásticas.

La característica más importante de la tubería plástica (P. V. C.) es su considerable menor peso, respecto a cualquier otra (H. F., H. F. D., A. C. P., H. G.), lo cual reduce grandemente costos de transporte e instalación. Esta consideración es más valiosa cuando situaciones de acceso difícil para el trazado de una línea de aducción imponen costos de transporte e instalación muy elevados.

En general, la tubería de plástico tiene poca resistencia relativa a impactos, esfuerzos externos y aplastamiento, por lo cual su utilización es más conveniente enterrada en zanjas.

Es un material inerte a la corrosión, por lo cual su utilización no se ve afectada por la calidad del agua. Ofrece ventajas en cuanto a capacidad de transporte en base a coeficientes de rugosidad menores ($C = 140$).

2. De acuerdo a las Presiones Internas de Trabajo

Un diseño ventajoso es aquél que logra la utilización del material apropiado, aprovechando al máximo sus características. Esta condición de diseño económico y funcional puede lograrse si utilizamos la tubería correcta para cada condición de trabajo.

Siendo la tubería un elemento sujeto a soportar presiones internas (presiones hidrostáticas e hidrodinámicas), resulta conveniente conocer y clasificar las distintas clases de tubería en función de esa presión de trabajo.

Se han establecido diferentes denominaciones para las clases de tubería en función de su presión de trabajo, así: la ASTM (American Society for Testing and Materials); AWWA (American Water Works Association); la ISO (International Organization for Standardization) y otras organizaciones han establecido diferencias en tuberías de un mismo material, en función de su resistencia a los esfuerzos provocados por las presiones internas.

Una de estas especificaciones es la Federal Specification WW-P-4216 del Gobierno de los Estados Unidos de Norteamérica, que denomina la clase de tubería en función de la presión máxima de trabajo en lbs/pulg^2 .

CUADRO 8
 CLASES DE TUBERIA EN FUNCION DE LA PRESION.
 NORMAS AWWA

Clase	Presión de trabajo en lbs/pulg^2	Equivalencia en metros de columna de agua
100	100	70
150	150	105
200	200	140
250	250	175
300	300	210
350	350	245

Las Normas ISO clasifican las tuberías denominándolas de acuerdo a la presión de trabajo expresada en kg/cm^2 , de acuerdo al siguiente cuadro:

CUADRO 9
 CLASES DE TUBERIA EN FUNCION DE PRESION.
 NORMAS ISO

Clase (kg/cm^2)	Metros de agua	Presión en lbs/pulg^2	Atmósfera
5	50	71,5	5
10	100	143,0	10
15	150	214,5	15
20	200	286,0	20
25	250	357,5	25

Los costos de las tuberías de un mismo material se incrementan en función de la clase, como consecuencia del mayor espesor, esto induce al proyectista a seleccionar cada clase, aprovechando al máximo su capacidad de trabajo y utilizando diversas clases cuando las condiciones de funcionamiento hidráulico del sistema de abastecimiento de agua impongan presiones diferentes a lo largo del mismo. Es indudable que algunos casos ameritan el estudio de varias alternativas para obtener el mejor y más económico diseño.

Rugosidad de la tubería

En la determinación de los diámetros a utilizar es frecuente la utilización de la fórmula de Williams y Hazen, cuya expresión original es:

$$V = CR^{0.63} S^{0.54} \times 0.001^{-0.04}$$

donde V = Velocidad media.
 r = Radio hidráulico.
 S = Pendiente del gradiente hidráulico o pérdida de carga.
 C = Coeficiente de rugosidad.

Expresión anterior puede indicarse:

$$V = 1.318 CR^{0.63} S^{0.54}$$

y mediante la ecuación de continuidad

$$Q = V \times A = 1.318 C \left(\frac{D}{4}\right)^{0.63} \times \left(\frac{J}{L}\right)^{0.54} \times \frac{\pi D^2}{4}$$

$$J^{0.54} = \frac{Q \times 4 \times 4^{0.63} \times L^{0.54}}{\pi D^2 \times D^{0.63} \times 1.318 C}$$

$$J = \left(\frac{Q}{CD^{2.63}}\right)^{1/0.54} \times \left(\frac{4 \times 4^{0.63}}{\pi \times 1.318}\right)^{1/0.54} \times L$$

$$\frac{1}{0.54} = 1.85$$

$$\left(\frac{4 \times 4^{0.63}}{\pi \times 1.318}\right)^{1/0.54} = 4.720$$

$$J = 4.720 \times L \times \left(\frac{Q}{C \times D^{2.63}}\right)^{1.85}$$

$$4.720 \left(\frac{1}{CD^{2.63}}\right)^{1.85} = \alpha$$

$$J = \alpha L Q^{1.85}$$

Convirtiendo al sistema métrico

$$V = 1.318 C \left(\frac{R}{0.3048}\right)^{0.63} \times S^{0.54} \times 0.3048$$

$$Q = \frac{0.85 \pi}{4^{1.63}} \times C \times D^{2.63} \times \frac{J^{0.54}}{L^{0.54}}$$

$$Q = 0.2788 CD^{2.63} \frac{J^{0.54}}{L^{0.54}}$$

y expresando la pérdida de Carga en función del diámetro

$$J = \frac{Q^{1.85} \times L}{0.09414 \times C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

$$Q = m^3/\text{seg} \quad L = \text{mts} \quad D = \text{mts}$$

La misma expresión, utilizando el Caudal en la unidad más usual (lts/seg):

$$J = \frac{1.21957 \times 10^{10}}{C^{1.85} \times D^{4.87}} \times L \times Q^{1.85}$$

$$Q = \text{lt/seg} \quad D = \text{mm} \quad J = \text{mts} \quad L = \text{mts}$$

Los valores de α son dependientes de C y del diámetro, por lo cual se han preparado tablas que permiten conocer su valor en función de la clase de tubería y del diámetro.

La expresión se ha generalizado como $J = \alpha L Q^n$.

En esta expresión:

L = Longitud de la tubería en m.

J = Pérdida de carga en m.

α = Coeficiente dependiendo de C y ϕ .

Q = Gasto expresado en lts/seg.

n = 1.85.

A fin de conseguir mayor facilidad en los cálculos el Dr. Ernesto León, estableció la relación entre los coeficientes α al transformar la expresión $J = \alpha L Q^{1.85}$ a $J = \alpha L Q^2$. Las tablas con ambos valores de α aparecen en los anexos del presente capítulo.

Para la determinación de α , se usan generalmente los siguientes valores de C:

Hierro Fundido	C = 100
Hierro Fundido Dúctil	C = 100
Hierro Galvanizado	C = 100-110
Asbesto Cemento a Presión	C = 120
Policloruro de Vinilo (P. V. C.) ...	C = 140

VALORES DEL COEFICIENTE EN LA FORMULA $J = \alpha L Q^{1,85}$ PARA DIFERENTES VALORES DE «C»
Q = GASTOS EN LTS/SEG

φ mm	C = 50	C = 60	C = 70	C = 80	C = 90	C = 100	C = 110	C = 120	C = 125	C = 130	C = 135	C = 140
80	0, ⁽²⁾ 4577	0, ⁽²⁾ 3352	0, ⁽²⁾ 2520	0, ⁽²⁾ 1962	0, ⁽²⁾ 1576	0, ⁽²⁾ 1299	0, ⁽²⁾ 1087	0, ⁽³⁾ 9263	0, ⁽³⁾ 8600	0, ⁽³⁾ 8003	0, ⁽³⁾ 7443	0, ⁽³⁾ 6977
100	0, ⁽²⁾ 1579	0, ⁽²⁾ 1132	0, ⁽³⁾ 8510	0, ⁽³⁾ 6624	0, ⁽³⁾ 5321	0, ⁽³⁾ 4387	0, ⁽³⁾ 3672	0, ⁽³⁾ 3128	0, ⁽³⁾ 2904	0, ⁽³⁾ 2702	0, ⁽³⁾ 2513	0, ⁽³⁾ 2356
125	0, ⁽³⁾ 5333	0, ⁽³⁾ 3822	0, ⁽³⁾ 2874	0, ⁽³⁾ 2237	0, ⁽³⁾ 1797	0, ⁽³⁾ 1481	0, ⁽³⁾ 1240	0, ⁽³⁾ 1056	0, ⁽⁴⁾ 9806	0, ⁽⁴⁾ 9125	0, ⁽⁴⁾ 8488	0, ⁽⁴⁾ 7954
150	0, ⁽³⁾ 2199	0, ⁽³⁾ 1576	0, ⁽³⁾ 1185	0, ⁽⁴⁾ 9223	0, ⁽⁴⁾ 7409	0, ⁽⁴⁾ 6108	0, ⁽⁴⁾ 5112	0, ⁽⁴⁾ 4355	0, ⁽⁴⁾ 4043	0, ⁽⁴⁾ 3762	0, ⁽⁴⁾ 3500	0, ⁽⁴⁾ 3280
175	0, ⁽³⁾ 1037	0, ⁽⁴⁾ 7435	0, ⁽⁴⁾ 5590	0, ⁽⁴⁾ 4351	0, ⁽⁴⁾ 3496	0, ⁽⁴⁾ 2882	0, ⁽⁴⁾ 2412	0, ⁽⁴⁾ 2055	0, ⁽⁴⁾ 1907	0, ⁽⁴⁾ 1775	0, ⁽⁴⁾ 1651	0, ⁽⁴⁾ 1547
200	0, ⁽⁴⁾ 5418	0, ⁽⁴⁾ 3883	0, ⁽⁴⁾ 2920	0, ⁽⁴⁾ 2272	0, ⁽⁴⁾ 1825	0, ⁽⁴⁾ 1505	0, ⁽⁴⁾ 1260	0, ⁽⁴⁾ 1073	0, ⁽⁵⁾ 9962	0, ⁽⁵⁾ 9270	0, ⁽⁵⁾ 8623	0, ⁽⁵⁾ 8081
250	0, ⁽⁴⁾ 1829	0, ⁽⁴⁾ 1311	0, ⁽⁵⁾ 9838	0, ⁽⁵⁾ 7673	0, ⁽⁵⁾ 6164	0, ⁽⁵⁾ 5081	0, ⁽⁵⁾ 4253	0, ⁽⁵⁾ 3623	0, ⁽⁵⁾ 3364	0, ⁽⁵⁾ 3130	0, ⁽⁵⁾ 2911	0, ⁽⁵⁾ 2729
300	0, ⁽⁵⁾ 7534	0, ⁽⁵⁾ 5399	0, ⁽⁵⁾ 4060	0, ⁽⁵⁾ 3160	0, ⁽⁵⁾ 2538	0, ⁽⁵⁾ 2093	0, ⁽⁵⁾ 1752	0, ⁽⁵⁾ 1492	0, ⁽⁵⁾ 1385	0, ⁽⁵⁾ 1289	0, ⁽⁵⁾ 1199	0, ⁽⁵⁾ 1124
350	0, ⁽⁵⁾ 3559	0, ⁽⁵⁾ 2550	0, ⁽⁵⁾ 1918	0, ⁽⁵⁾ 1493	0, ⁽⁵⁾ 1199	0, ⁽⁶⁾ 9885	0, ⁽⁶⁾ 8274	0, ⁽⁶⁾ 7048	0, ⁽⁶⁾ 6544	0, ⁽⁶⁾ 6089	0, ⁽⁶⁾ 5664	0, ⁽⁶⁾ 5308
400	0, ⁽⁵⁾ 1858	0, ⁽⁵⁾ 1332	0, ⁽⁵⁾ 1001	0, ⁽⁶⁾ 7795	0, ⁽⁶⁾ 6262	0, ⁽⁶⁾ 5162	0, ⁽⁶⁾ 4321	0, ⁽⁶⁾ 3681	0, ⁽⁶⁾ 3417	0, ⁽⁶⁾ 3180	0, ⁽⁶⁾ 2958	0, ⁽⁶⁾ 2772
450	0, ⁽⁵⁾ 1048	0, ⁽⁶⁾ 7509	0, ⁽⁶⁾ 5646	0, ⁽⁶⁾ 4395	0, ⁽⁶⁾ 3530	0, ⁽⁶⁾ 2910	0, ⁽⁶⁾ 2436	0, ⁽⁶⁾ 2075	0, ⁽⁶⁾ 1927	0, ⁽⁶⁾ 1793	0, ⁽⁶⁾ 1668	0, ⁽⁶⁾ 1563
500	0, ⁽⁶⁾ 6185	0, ⁽⁶⁾ 4432	0, ⁽⁶⁾ 3333	0, ⁽⁶⁾ 2594	0, ⁽⁶⁾ 2084	0, ⁽⁶⁾ 1718	0, ⁽⁶⁾ 1438	0, ⁽⁶⁾ 1225	0, ⁽⁶⁾ 1137	0, ⁽⁶⁾ 1058	0, ⁽⁷⁾ 9844	0, ⁽⁷⁾ 9226
550	0, ⁽⁶⁾ 3947	0, ⁽⁶⁾ 2828	0, ⁽⁶⁾ 2127	0, ⁽⁶⁾ 1655	0, ⁽⁶⁾ 1330	0, ⁽⁶⁾ 1096	0, ⁽⁷⁾ 9176	0, ⁽⁷⁾ 7817	0, ⁽⁷⁾ 7257	0, ⁽⁷⁾ 6753	0, ⁽⁷⁾ 6282	0, ⁽⁷⁾ 5887
600	0, ⁽⁶⁾ 2584	0, ⁽⁶⁾ 1852	0, ⁽⁶⁾ 1393	0, ⁽⁶⁾ 1084	0, ⁽⁷⁾ 8708	0, ⁽⁷⁾ 7179	0, ⁽⁷⁾ 6009	0, ⁽⁷⁾ 5119	0, ⁽⁷⁾ 4753	0, ⁽⁷⁾ 4422	0, ⁽⁷⁾ 4114	0, ⁽⁷⁾ 3855
650	0, ⁽⁶⁾ 1751	0, ⁽⁶⁾ 1255	0, ⁽⁷⁾ 9435	0, ⁽⁷⁾ 7344	0, ⁽⁷⁾ 5899	0, ⁽⁷⁾ 4863	0, ⁽⁷⁾ 4071	0, ⁽⁷⁾ 3468	0, ⁽⁷⁾ 3219	0, ⁽⁷⁾ 2996	0, ⁽⁷⁾ 2788	0, ⁽⁷⁾ 2612
700	0, ⁽⁶⁾ 1221	0, ⁽⁷⁾ 8749	0, ⁽⁷⁾ 6579	0, ⁽⁷⁾ 5120	0, ⁽⁷⁾ 4113	0, ⁽⁷⁾ 3391	0, ⁽⁷⁾ 2838	0, ⁽⁷⁾ 2418	0, ⁽⁷⁾ 2245	0, ⁽⁷⁾ 2089	0, ⁽⁷⁾ 1943	0, ⁽⁷⁾ 1821
750	0, ⁽⁷⁾ 8727	0, ⁽⁷⁾ 6254	0, ⁽⁷⁾ 4703	0, ⁽⁷⁾ 3660	0, ⁽⁷⁾ 2941	0, ⁽⁷⁾ 2424	0, ⁽⁷⁾ 2029	0, ⁽⁷⁾ 1728	0, ⁽⁷⁾ 1605	0, ⁽⁷⁾ 1423	0, ⁽⁷⁾ 1389	0, ⁽⁷⁾ 1302
800	0, ⁽⁷⁾ 6375	0, ⁽⁷⁾ 4569	0, ⁽⁷⁾ 3435	0, ⁽⁷⁾ 2674	0, ⁽⁷⁾ 2148	0, ⁽⁷⁾ 1771	0, ⁽⁷⁾ 1482	0, ⁽⁷⁾ 1263	0, ⁽⁷⁾ 1172	0, ⁽⁷⁾ 1091	0, ⁽⁷⁾ 1015	0, ⁽⁸⁾ 9509

VALORES DEL COEFICIENTE EN LA FORMULA $J = \alpha L Q^{1,85}$ PARA DIFERENTES VALORES DE «C»
Q = GASTOS EN LTS/SEG

φ in	C = 50	C = 60	C = 70	C = 80	C = 90	C = 100	C = 110	C = 120	C = 125	C = 130	C = 135	C = 140
2	0, ⁽¹⁾ 4280	0, ⁽¹⁾ 3068	0, ⁽¹⁾ 2307	0, ⁽¹⁾ 1795	0, ⁽¹⁾ 1442	0, ⁽¹⁾ 1189	0, ⁽²⁾ 9952	0, ⁽²⁾ 8477	0, ⁽²⁾ 7871	0, ⁽²⁾ 7324	0, ⁽²⁾ 6813	0, ⁽²⁾ 6385
2.5	0, ⁽¹⁾ 1445	0, ⁽¹⁾ 1036	0, ⁽²⁾ 7787	0, ⁽²⁾ 6061	0, ⁽²⁾ 4869	0, ⁽²⁾ 4014	0, ⁽²⁾ 3360	0, ⁽²⁾ 2862	0, ⁽²⁾ 2657	0, ⁽²⁾ 2473	0, ⁽²⁾ 2300	0, ⁽²⁾ 2155
3	0, ⁽²⁾ 5951	0, ⁽²⁾ 4265	0, ⁽²⁾ 3207	0, ⁽²⁾ 2496	0, ⁽²⁾ 2005	0, ⁽²⁾ 1653	0, ⁽²⁾ 1383	0, ⁽²⁾ 1178	0, ⁽²⁾ 1094	0, ⁽²⁾ 1018	0, ⁽³⁾ 9472	0, ⁽³⁾ 8877
4	0, ⁽²⁾ 1468	0, ⁽²⁾ 1052	0, ⁽³⁾ 7911	0, ⁽³⁾ 6158	0, ⁽³⁾ 4947	0, ⁽³⁾ 4078	0, ⁽³⁾ 3413	0, ⁽³⁾ 2908	0, ⁽³⁾ 2700	0, ⁽³⁾ 2512	0, ⁽³⁾ 2337	0, ⁽³⁾ 2190
5	0, ⁽³⁾ 4957	0, ⁽³⁾ 3553	0, ⁽³⁾ 2671	0, ⁽³⁾ 2079	0, ⁽³⁾ 1670	0, ⁽³⁾ 1377	0, ⁽³⁾ 1152	0, ⁽⁴⁾ 9818	0, ⁽⁴⁾ 9116	0, ⁽⁴⁾ 8482	0, ⁽⁴⁾ 7890	0, ⁽⁴⁾ 7394
6	0, ⁽³⁾ 2041	0, ⁽³⁾ 1463	0, ⁽³⁾ 1100	0, ⁽⁴⁾ 8563	0, ⁽⁴⁾ 6879	0, ⁽⁴⁾ 5671	0, ⁽⁴⁾ 4747	0, ⁽⁴⁾ 4043	0, ⁽⁴⁾ 3754	0, ⁽⁴⁾ 3493	0, ⁽⁴⁾ 3249	0, ⁽⁴⁾ 3045
8	0, ⁽⁴⁾ 5036	0, ⁽⁴⁾ 3609	0, ⁽⁴⁾ 2734	0, ⁽⁴⁾ 2112	0, ⁽⁴⁾ 1697	0, ⁽⁴⁾ 1390	0, ⁽⁴⁾ 1171	0, ⁽⁵⁾ 9975	0, ⁽⁵⁾ 9261	0, ⁽⁵⁾ 8618	0, ⁽⁵⁾ 8016	0, ⁽⁵⁾ 7513
10	0, ⁽⁴⁾ 1700	0, ⁽⁴⁾ 1218	0, ⁽⁵⁾ 9183	0, ⁽⁵⁾ 7132	0, ⁽⁵⁾ 5729	0, ⁽⁵⁾ 4723	0, ⁽⁵⁾ 3953	0, ⁽⁵⁾ 3367	0, ⁽⁵⁾ 3127	0, ⁽⁵⁾ 2909	0, ⁽⁵⁾ 2706	0, ⁽⁵⁾ 2536
12	0, ⁽⁵⁾ 7002	0, ⁽⁵⁾ 5018	0, ⁽⁵⁾ 3773	0, ⁽⁵⁾ 2937	0, ⁽⁵⁾ 2359	0, ⁽⁵⁾ 1945	0, ⁽⁵⁾ 1628	0, ⁽⁵⁾ 1387	0, ⁽⁵⁾ 1287	0, ⁽⁵⁾ 1198	0, ⁽⁵⁾ 1114	0, ⁽⁵⁾ 1044
14	0, ⁽⁵⁾ 3308	0, ⁽⁵⁾ 2370	0, ⁽⁵⁾ 1782	0, ⁽⁵⁾ 1387	0, ⁽⁵⁾ 1114	0, ⁽⁶⁾ 9188	0, ⁽⁶⁾ 7690	0, ⁽⁶⁾ 6551	0, ⁽⁶⁾ 6082	0, ⁽⁶⁾ 5660	0, ⁽⁶⁾ 5265	0, ⁽⁶⁾ 4934
16	0, ⁽⁵⁾ 1727	0, ⁽⁵⁾ 1238	0, ⁽⁶⁾ 9308	0, ⁽⁶⁾ 7245	0, ⁽⁶⁾ 5820	0, ⁽⁶⁾ 4798	0, ⁽⁶⁾ 4016	0, ⁽⁶⁾ 3421	0, ⁽⁶⁾ 3176	0, ⁽⁶⁾ 2955	0, ⁽⁶⁾ 2749	0, ⁽⁶⁾ 2576
18	0, ⁽⁶⁾ 9738	0, ⁽⁶⁾ 6979	0, ⁽⁶⁾ 5248	0, ⁽⁶⁾ 4085	0, ⁽⁶⁾ 3281	0, ⁽⁶⁾ 2705	0, ⁽⁶⁾ 2264	0, ⁽⁶⁾ 1929	0, ⁽⁶⁾ 1791	0, ⁽⁶⁾ 1666	0, ⁽⁶⁾ 1550	0, ⁽⁶⁾ 1453
20	0, ⁽⁶⁾ 5832	0, ⁽⁶⁾ 4180	0, ⁽⁶⁾ 3143	0, ⁽⁶⁾ 2446	0, ⁽⁶⁾ 1965	0, ⁽⁶⁾ 1620	0, ⁽⁶⁾ 1356	0, ⁽⁶⁾ 1155	0, ⁽⁶⁾ 1072	0, ⁽⁷⁾ 9979	0, ⁽⁷⁾ 9283	0, ⁽⁷⁾ 8699
24	0, ⁽⁶⁾ 2402	0, ⁽⁶⁾ 1722	0, ⁽⁶⁾ 1294	0, ⁽⁶⁾ 1008	0, ⁽⁷⁾ 8094	0, ⁽⁷⁾ 6673	0, ⁽⁷⁾ 5585	0, ⁽⁷⁾ 4758	0, ⁽⁷⁾ 4417	0, ⁽⁷⁾ 4110	0, ⁽⁷⁾ 3824	0, ⁽⁷⁾ 3583
30	0, ⁽⁷⁾ 8111	0, ⁽⁷⁾ 5813	0, ⁽⁷⁾ 4371	0, ⁽⁷⁾ 3402	0, ⁽⁷⁾ 2733	0, ⁽⁷⁾ 2253	0, ⁽⁷⁾ 1886	0, ⁽⁷⁾ 1606	0, ⁽⁷⁾ 1491	0, ⁽⁷⁾ 1388	0, ⁽⁷⁾ 1291	0, ⁽⁷⁾ 1210
36	0, ⁽⁷⁾ 3341	0, ⁽⁷⁾ 2394	0, ⁽⁷⁾ 1800	0, ⁽⁷⁾ 1401	0, ⁽⁷⁾ 1126	0, ⁽⁸⁾ 9280	0, ⁽⁸⁾ 7767	0, ⁽⁸⁾ 6617	0, ⁽⁸⁾ 6143	0, ⁽⁸⁾ 5716	0, ⁽⁸⁾ 5317	0, ⁽⁸⁾ 4983
42	0, ⁽⁷⁾ 1578	0, ⁽⁷⁾ 1131	0, ⁽⁸⁾ 8503	0, ⁽⁸⁾ 6618	0, ⁽⁸⁾ 5317	0, ⁽⁸⁾ 4383	0, ⁽⁸⁾ 3668	0, ⁽⁸⁾ 3125	0, ⁽⁸⁾ 2901	0, ⁽⁸⁾ 2700	0, ⁽⁸⁾ 2511	0, ⁽⁸⁾ 2354
48	0, ⁽⁸⁾ 8240	0, ⁽⁸⁾ 5906	0, ⁽⁸⁾ 4441	0, ⁽⁸⁾ 3456	0, ⁽⁸⁾ 2776	0, ⁽⁸⁾ 2289	0, ⁽⁸⁾ 1916	0, ⁽⁸⁾ 1632	0, ⁽⁸⁾ 1515	0, ⁽⁸⁾ 1410	0, ⁽⁸⁾ 1311	0, ⁽⁸⁾ 1229

VALORES DEL COEFICIENTE EN LA FORMULA $J = \alpha L Q^2$ PARA DIFERENTES VALORES DE «C»
Q = GASTO EN LTS/SEG

φ mm	C = 50	C = 60	C = 70	C = 80	C = 90	C = 100	C = 110	C = 120	C = 125	C = 130	C = 135	C = 140
80	0. ⁽²⁾ 3798	0. ⁽²⁾ 2722	0. ⁽²⁾ 2046	0. ⁽²⁾ 1593	0. ⁽²⁾ 1280	0. ⁽²⁾ 1055	0. ⁽³⁾ 883	0. ⁽³⁾ 7522	0. ⁽³⁾ 6984	0. ⁽³⁾ 6499	0. ⁽³⁾ 6045	0. ⁽³⁾ 3665
100	0. ⁽²⁾ 1295	0. ⁽³⁾ 9280	0. ⁽³⁾ 6978	0. ⁽³⁾ 5431	0. ⁽³⁾ 4363	0. ⁽³⁾ 3597	0. ⁽³⁾ 3011	0. ⁽³⁾ 2565	0. ⁽³⁾ 2381	0. ⁽³⁾ 2210	0. ⁽³⁾ 2061	0. ⁽³⁾ 1932
125	0. ⁽³⁾ 3769	0. ⁽³⁾ 2701	0. ⁽³⁾ 2031	0. ⁽³⁾ 1581	0. ⁽³⁾ 1270	0. ⁽³⁾ 1047	0. ⁽⁴⁾ 8763	0. ⁽⁴⁾ 7465	0. ⁽⁴⁾ 6931	0. ⁽⁴⁾ 6450	0. ⁽⁴⁾ 6000	0. ⁽⁴⁾ 5622
150	0. ⁽³⁾ 1464	0. ⁽³⁾ 1050	0. ⁽⁴⁾ 7892	0. ⁽⁴⁾ 6143	0. ⁽⁴⁾ 4934	0. ⁽⁴⁾ 4068	0. ⁽⁴⁾ 3405	0. ⁽⁴⁾ 2900	0. ⁽⁴⁾ 2693	0. ⁽⁴⁾ 2506	0. ⁽⁴⁾ 2331	0. ⁽⁴⁾ 2185
175	0. ⁽⁴⁾ 6617	0. ⁽⁴⁾ 4742	0. ⁽⁴⁾ 3566	0. ⁽⁴⁾ 2775	0. ⁽⁴⁾ 2229	0. ⁽⁴⁾ 1838	0. ⁽⁴⁾ 1538	0. ⁽⁴⁾ 1310	0. ⁽⁴⁾ 1217	0. ⁽⁴⁾ 1132	0. ⁽⁴⁾ 1053	0. ⁽⁵⁾ 9870
200	0. ⁽⁴⁾ 3251	0. ⁽⁴⁾ 2330	0. ⁽⁴⁾ 1752	0. ⁽⁴⁾ 1364	0. ⁽⁴⁾ 1095	0. ⁽⁵⁾ 9030	0. ⁽⁵⁾ 7558	0. ⁽⁵⁾ 6438	0. ⁽⁵⁾ 5978	0. ⁽⁵⁾ 5562	0. ⁽⁵⁾ 5174	0. ⁽⁵⁾ 4849
250	0. ⁽⁴⁾ 1017	0. ⁽⁵⁾ 7289	0. ⁽⁵⁾ 5481	0. ⁽⁵⁾ 4226	0. ⁽⁵⁾ 3427	0. ⁽⁵⁾ 2825	0. ⁽⁵⁾ 2365	0. ⁽⁵⁾ 2014	0. ⁽⁵⁾ 1870	0. ⁽⁵⁾ 1740	0. ⁽⁵⁾ 1619	0. ⁽⁵⁾ 1517
300	0. ⁽⁵⁾ 3982	0. ⁽⁵⁾ 2853	0. ⁽⁵⁾ 2146	0. ⁽⁵⁾ 1670	0. ⁽⁵⁾ 1342	0. ⁽⁵⁾ 1106	0. ⁽⁶⁾ 9257	0. ⁽⁶⁾ 7886	0. ⁽⁶⁾ 7322	0. ⁽⁶⁾ 6813	0. ⁽⁶⁾ 6339	0. ⁽⁶⁾ 5939
350	0. ⁽⁵⁾ 1779	0. ⁽⁵⁾ 1275	0. ⁽⁶⁾ 9587	0. ⁽⁶⁾ 7462	0. ⁽⁶⁾ 5995	0. ⁽⁶⁾ 4942	0. ⁽⁶⁾ 4136	0. ⁽⁶⁾ 3524	0. ⁽⁶⁾ 3272	0. ⁽⁶⁾ 3044	0. ⁽⁶⁾ 2832	0. ⁽⁶⁾ 2654
400	0. ⁽⁶⁾ 8827	0. ⁽⁶⁾ 6326	0. ⁽⁶⁾ 4757	0. ⁽⁶⁾ 3703	0. ⁽⁶⁾ 2974	0. ⁽⁶⁾ 2452	0. ⁽⁶⁾ 2052	0. ⁽⁶⁾ 1748	0. ⁽⁶⁾ 1623	0. ⁽⁶⁾ 1510	0. ⁽⁶⁾ 1405	0. ⁽⁶⁾ 1317
450	0. ⁽⁶⁾ 4846	0. ⁽⁶⁾ 3473	0. ⁽⁶⁾ 2611	0. ⁽⁶⁾ 2032	0. ⁽⁶⁾ 1633	0. ⁽⁶⁾ 1346	0. ⁽⁶⁾ 1127	0. ⁽⁷⁾ 9597	0. ⁽⁷⁾ 8911	0. ⁽⁷⁾ 8291	0. ⁽⁷⁾ 7713	0. ⁽⁷⁾ 7228
500	0. ⁽⁶⁾ 2727	0. ⁽⁶⁾ 1955	0. ⁽⁶⁾ 1470	0. ⁽⁶⁾ 1144	0. ⁽⁷⁾ 9190	0. ⁽⁷⁾ 7576	0. ⁽⁷⁾ 6341	0. ⁽⁷⁾ 5402	0. ⁽⁷⁾ 5015	0. ⁽⁷⁾ 4667	0. ⁽⁷⁾ 4341	0. ⁽⁷⁾ 4068
550	0. ⁽⁶⁾ 1539	0. ⁽⁶⁾ 1103	0. ⁽⁷⁾ 8295	0. ⁽⁷⁾ 6457	0. ⁽⁷⁾ 5187	0. ⁽⁷⁾ 4276	0. ⁽⁷⁾ 3579	0. ⁽⁷⁾ 3049	0. ⁽⁷⁾ 2831	0. ⁽⁷⁾ 2634	0. ⁽⁷⁾ 2450	0. ⁽⁷⁾ 2296
600	0. ⁽⁶⁾ 1050	0. ⁽⁷⁾ 7523	0. ⁽⁷⁾ 5657	0. ⁽⁷⁾ 4403	0. ⁽⁷⁾ 3537	0. ⁽⁷⁾ 2916	0. ⁽⁷⁾ 2441	0. ⁽⁷⁾ 2079	0. ⁽⁷⁾ 1930	0. ⁽⁷⁾ 1796	0. ⁽⁷⁾ 1671	0. ⁽⁷⁾ 1566
650	0. ⁽⁷⁾ 6862	0. ⁽⁷⁾ 4917	0. ⁽⁷⁾ 3698	0. ⁽⁷⁾ 2878	0. ⁽⁷⁾ 2312	0. ⁽⁷⁾ 1906	0. ⁽⁷⁾ 1595	0. ⁽⁷⁾ 1359	0. ⁽⁷⁾ 1262	0. ⁽⁷⁾ 1174	0. ⁽⁷⁾ 1092	0. ⁽⁷⁾ 1024
700	0. ⁽⁷⁾ 4680	0. ⁽⁷⁾ 3354	0. ⁽⁷⁾ 2522	0. ⁽⁷⁾ 1963	0. ⁽⁷⁾ 1577	0. ⁽⁷⁾ 1300	0. ⁽⁷⁾ 1088	0. ⁽⁸⁾ 9269	0. ⁽⁸⁾ 8606	0. ⁽⁸⁾ 8008	0. ⁽⁸⁾ 7448	0. ⁽⁸⁾ 6981
750	0. ⁽⁷⁾ 3290	0. ⁽⁷⁾ 2358	0. ⁽⁷⁾ 1773	0. ⁽⁷⁾ 1380	0. ⁽⁷⁾ 1109	0. ⁽⁸⁾ 9140	0. ⁽⁸⁾ 7650	0. ⁽⁸⁾ 6517	0. ⁽⁸⁾ 6051	0. ⁽⁸⁾ 5630	0. ⁽⁸⁾ 5237	0. ⁽⁸⁾ 4908
800	0. ⁽⁷⁾ 2372	0. ⁽⁷⁾ 1700	0. ⁽⁷⁾ 1278	0. ⁽⁸⁾ 9948	0. ⁽⁸⁾ 7991	0. ⁽⁸⁾ 6588	0. ⁽⁸⁾ 5514	0. ⁽⁸⁾ 4697	0. ⁽⁸⁾ 4361	0. ⁽⁸⁾ 4058	0. ⁽⁸⁾ 3775	0. ⁽⁸⁾ 3538

VALORES DEL COEFICIENTE EN LA FORMULA $J = \alpha L Q^2$, PARA DIFERENTES VALORES DE «C»
Q = GASTOS EN LTS/SEG

φ in	C = 50	C = 60	C = 70	C = 80	C = 90	C = 100	C = 110	C = 120	C = 125	C = 130	C = 135	C = 140
2	0. ⁽¹⁾ 4169	0. ⁽¹⁾ 2988	0. ⁽¹⁾ 2247	0. ⁽¹⁾ 1749	0. ⁽¹⁾ 1406	0. ⁽¹⁾ 1158	0. ⁽²⁾ 9692	0. ⁽²⁾ 8257	0. ⁽²⁾ 7666	0. ⁽²⁾ 7133	0. ⁽²⁾ 6635	0. ⁽²⁾ 6218
2,5	0. ⁽¹⁾ 1300	0. ⁽²⁾ 9319	0. ⁽²⁾ 7007	0. ⁽²⁾ 5454	0. ⁽²⁾ 4381	0. ⁽²⁾ 3612	0. ⁽²⁾ 3023	0. ⁽²⁾ 2575	0. ⁽²⁾ 2391	0. ⁽²⁾ 2225	0. ⁽²⁾ 2070	0. ⁽²⁾ 1940
3	0. ⁽²⁾ 4838	0. ⁽²⁾ 3468	0. ⁽²⁾ 2607	0. ⁽²⁾ 2029	0. ⁽²⁾ 1630	0. ⁽²⁾ 1344	0. ⁽²⁾ 1125	0. ⁽³⁾ 9583	0. ⁽³⁾ 8897	0. ⁽³⁾ 8279	0. ⁽³⁾ 7701	0. ⁽³⁾ 7217
4	0. ⁽²⁾ 1099	0. ⁽³⁾ 7879	0. ⁽³⁾ 5925	0. ⁽³⁾ 4612	0. ⁽³⁾ 3705	0. ⁽³⁾ 3054	0. ⁽³⁾ 2556	0. ⁽³⁾ 2178	0. ⁽³⁾ 2022	0. ⁽³⁾ 1881	0. ⁽³⁾ 1750	0. ⁽³⁾ 1640
5	0. ⁽³⁾ 3519	0. ⁽³⁾ 2522	0. ⁽³⁾ 1897	0. ⁽³⁾ 1476	0. ⁽³⁾ 1186	0. ⁽⁴⁾ 9776	0. ⁽⁴⁾ 8183	0. ⁽⁴⁾ 6970	0. ⁽⁴⁾ 6472	0. ⁽⁴⁾ 6022	0. ⁽⁴⁾ 5602	0. ⁽⁴⁾ 5250
6	0. ⁽³⁾ 1362	0. ⁽⁴⁾ 9758	0. ⁽⁴⁾ 7337	0. ⁽⁴⁾ 5711	0. ⁽⁴⁾ 4588	0. ⁽⁴⁾ 3782	0. ⁽⁴⁾ 3166	0. ⁽⁴⁾ 2697	0. ⁽⁴⁾ 2504	0. ⁽⁴⁾ 2330	0. ⁽⁴⁾ 2167	0. ⁽⁴⁾ 2031
8	0. ⁽⁴⁾ 3077	0. ⁽⁴⁾ 2205	0. ⁽⁴⁾ 1658	0. ⁽⁴⁾ 1291	0. ⁽⁴⁾ 1037	0. ⁽⁵⁾ 8547	0. ⁽⁵⁾ 7154	0. ⁽⁵⁾ 6094	0. ⁽⁵⁾ 5658	0. ⁽⁵⁾ 5265	0. ⁽⁵⁾ 4897	0. ⁽⁵⁾ 4590
10	0. ⁽⁵⁾ 9522	0. ⁽⁵⁾ 6824	0. ⁽⁵⁾ 5131	0. ⁽⁵⁾ 3994	0. ⁽⁵⁾ 3208	0. ⁽⁵⁾ 2645	0. ⁽⁵⁾ 2214	0. ⁽⁵⁾ 1886	0. ⁽⁵⁾ 1751	0. ⁽⁵⁾ 1629	0. ⁽⁵⁾ 1516	0. ⁽⁵⁾ 1420
12	0. ⁽⁵⁾ 3661	0. ⁽⁵⁾ 2624	0. ⁽⁵⁾ 1973	0. ⁽⁵⁾ 1536	0. ⁽⁵⁾ 1234	0. ⁽⁵⁾ 1017	0. ⁽⁶⁾ 8512	0. ⁽⁶⁾ 7251	0. ⁽⁶⁾ 6733	0. ⁽⁶⁾ 6265	0. ⁽⁶⁾ 5827	0. ⁽⁶⁾ 5461
14	0. ⁽⁵⁾ 1654	0. ⁽⁶⁾ 1185	0. ⁽⁶⁾ 8912	0. ⁽⁶⁾ 6937	0. ⁽⁶⁾ 5373	0. ⁽⁶⁾ 4594	0. ⁽⁶⁾ 3845	0. ⁽⁶⁾ 3276	0. ⁽⁶⁾ 3041	0. ⁽⁶⁾ 2830	0. ⁽⁶⁾ 2632	0. ⁽⁶⁾ 2467
16	0. ⁽⁶⁾ 8086	0. ⁽⁶⁾ 5795	0. ⁽⁶⁾ 4357	0. ⁽⁶⁾ 3391	0. ⁽⁶⁾ 2724	0. ⁽⁶⁾ 2246	0. ⁽⁶⁾ 1880	0. ⁽⁶⁾ 1601	0. ⁽⁶⁾ 1487	0. ⁽⁶⁾ 1384	0. ⁽⁶⁾ 1287	0. ⁽⁶⁾ 1206
18	0. ⁽⁶⁾ 4414	0. ⁽⁶⁾ 3163	0. ⁽⁶⁾ 2378	0. ⁽⁶⁾ 1851	0. ⁽⁶⁾ 1487	0. ⁽⁶⁾ 1226	0. ⁽⁶⁾ 1026	0. ⁽⁷⁾ 8741	0. ⁽⁷⁾ 8116	0. ⁽⁷⁾ 7552	0. ⁽⁷⁾ 7025	0. ⁽⁷⁾ 6584
20	0. ⁽⁶⁾ 2532	0. ⁽⁶⁾ 1814	0. ⁽⁶⁾ 1364	0. ⁽⁶⁾ 1062	0. ⁽⁷⁾ 8530	0. ⁽⁷⁾ 7032	0. ⁽⁷⁾ 5886	0. ⁽⁷⁾ 5014	0. ⁽⁷⁾ 4655	0. ⁽⁷⁾ 4332	0. ⁽⁷⁾ 4029	0. ⁽⁷⁾ 3776
24	0. ⁽⁷⁾ 9634	0. ⁽⁷⁾ 6904	0. ⁽⁷⁾ 5191	0. ⁽⁷⁾ 4041	0. ⁽⁷⁾ 3246	0. ⁽⁷⁾ 2676	0. ⁽⁷⁾ 2240	0. ⁽⁷⁾ 1908	0. ⁽⁷⁾ 1772	0. ⁽⁷⁾ 1648	0. ⁽⁷⁾ 1533	0. ⁽⁷⁾ 1437
30	0. ⁽⁷⁾ 3018	0. ⁽⁷⁾ 2163	0. ⁽⁷⁾ 1626	0. ⁽⁷⁾ 1266	0. ⁽⁷⁾ 1017	0. ⁽⁸⁾ 8382	0. ⁽⁸⁾ 7016	0. ⁽⁸⁾ 5976	0. ⁽⁸⁾ 5549	0. ⁽⁸⁾ 5163	0. ⁽⁸⁾ 4803	0. ⁽⁸⁾ 4501
36	0. ⁽⁷⁾ 1166	0. ⁽⁸⁾ 8357	0. ⁽⁸⁾ 6284	0. ⁽⁸⁾ 4891	0. ⁽⁸⁾ 3929	0. ⁽⁸⁾ 3239	0. ⁽⁸⁾ 2711	0. ⁽⁸⁾ 2309	0. ⁽⁸⁾ 2144	0. ⁽⁸⁾ 1995	0. ⁽⁸⁾ 1856	0. ⁽⁸⁾ 1739
42	0. ⁽⁸⁾ 5285	0. ⁽⁸⁾ 3787	0. ⁽⁸⁾ 2848	0. ⁽⁸⁾ 2217	0. ⁽⁸⁾ 1781	0. ⁽⁸⁾ 1468	0. ⁽⁸⁾ 1229	0. ⁽⁸⁾ 1047	0. ⁽⁹⁾ 9718	0. ⁽⁹⁾ 9043	0. ⁽⁹⁾ 8412	0. ⁽⁹⁾ 7883
48	0. ⁽⁸⁾ 2563	0. ⁽⁸⁾ 1837	0. ⁽⁸⁾ 1381	0. ⁽⁸⁾ 1075	0. ⁽⁹⁾ 8635	0. ⁽⁹⁾ 7119	0. ⁽⁹⁾ 5959	0. ⁽⁹⁾ 5076	0. ⁽⁹⁾ 4713	0. ⁽⁹⁾ 4385	0. ⁽⁹⁾ 4079	0. ⁽⁹⁾ 3823

SAR/zs

Capítulo II

Redes de distribución

Tipos ramificado y mallado

Configuración de la red de distribución

Consideraciones para el diseño. Asignación de gastos

Métodos de las áreas y de la repartición media

**Selección del tipo de distribución: Gravedad,
bombeo contra la red y bombeo directo**

**Casos de análisis de las redes de distribución.
Consumo máximo horario. Verificación al incendio**

Selección de diámetros y cálculo de presiones

**Métodos de cálculo. Método Hardy
Cross y modificados**

**Definiciones y criterios fundamentales para
el diseño de la red**

Consideraciones complementarias de orden práctico

Presiones y diámetros normalizados

**Ordenamiento para el análisis de redes mediante
el uso de computadoras**



Redes de distribución

Una vez hecho el estudio de campo, y definidas tentativamente las estructuras que han de constituir el sistema de abastecimiento de agua, se procederá al diseño de las diferentes partes: Obras de captación, línea de aducción, estanque, red de distribución, planta de tratamiento, estructuras complementarias, etcétera.

Para el diseño de la red es imprescindible haber definido la *fuentes de abastecimiento* y la ubicación tentativa del estanque de almacenamiento. Cumplidos estos requisitos se procederá al diseño de la red de distribución; lo contrario significaría un Proyecto de escritorio sin mayor valor, ya que todo proyecto de la red debe ser realista y no artificial. La importancia en esta determinación radica en poder asegurar a la población el suministro eficiente y continuo de agua en cantidad y presión adecuadas durante todo el período de diseño.

Las cantidades de agua estarán definidas por los consumos, estimados en base a las Dotaciones de Agua. Sin embargo, el análisis de la red debe contemplar las condiciones más desfavorables, lo cual hace pensar en la aplicación de los factores K_2 y K_3 para las condiciones de consumo máximo horario y la estimación de la demanda de *incendio*, dependiendo de la Ciudad y de la Zonificación de la Zona en estudio. Para ello, las normas han establecido los criterios a considerar y que fueron señalados en el capítulo I.

Las presiones en la red deben satisfacer ciertas condiciones mínimas y máximas para las diferentes situaciones de análisis que pueden ocurrir. En tal sentido, la red debe mantener presiones de servicio mínimas, que sean capaces de llevar agua al interior de la vivienda (nuestras normas establecen en el medio rural un mínimo de 10 m y en el medio urbano se ha establecido un mínimo de 20 a 25 m dependiendo de la importancia de la ciudad). También en la red deben existir limitaciones de presiones máximas, tales que

no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso. Las Normas del INOS han fijado para áreas urbanas una presión máxima en la red de 75 m; en áreas rurales las Normas del MSAS limitan a 40 m estas máximas presiones; sin embargo, el autor considera que estas limitaciones pueden tener cierta flexibilidad, de acuerdo a las características particulares de cada proyecto.

Esto obliga en muchos casos (ciudades con topografía muy irregular) a separar redes mediante estanques, válvulas reductoras de presión o tanquillas rompecargas, a fin de poder mantener estas presiones dentro de los límites máximos tolerables en redes de distribución. Caso de la Ciudad de Caracas que tiene 11 redes separadas de acuerdo a los siguientes límites de servicio:

CUADRO 10
 REDES DE SERVICIO PARA LA CIUDAD DE CARACAS (6)

Redes	Límites	Cota rebosa estanque
1. Inferior Baja	820-860	885
2. Baja	860-905	930
3. Media	905-940	965
4. Alta Norte-Este	940-990	1.005
5. Alta Este 1	940-990	1.015
6. Alta Este 2	990-1.040	1.065
7. Alta Este 3	1.040-1.090	1.115
8. Alta Este 4	1.090-1.040	1.165
9. Alta Este 5	1.140-1.190	1.215
10. Alta Este 6	1.190-1.240	1.265
11. Alta Este 7	1.240-1.290	1.315

TIPOS DE REDES

Dependiendo de la topografía, de la vialidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimiento y del estanque, puede determinarse el tipo de red de distribución.

a) Tipo ramificado

Son redes de distribución constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden constituir pequeñas mallas, o constituidos por ramales ciegos. Este tipo de red es utilizado cuando la topografía es tal que *dificulta, o no permite* la interconexión entre ramales. También puede originarse por el desarrollo lineal a lo largo de una vía principal o carretera, donde el diseño más conveniente puede ser una arteria central con una serie de ramificaciones para dar servicio a algunas calles que han crecido convergiendo a ella.

Los gastos medios de consumo en cada tramo pueden determinarse conociendo la Zonificación y asignando la dotación correspondiente de acuerdo a las Normas Sanitarias vigentes.

En el caso de localidades donde no se disponga del plano regulador de la Ciudad, los gastos de consumo por tramo pueden asignarse en base a un gasto unitario para Zonas de densidad homogénea.

◆ Ejemplo:

Sea el sistema de distribución ramificado que se muestra en la figura 15, correspondiente a Zona residencial de densidad homogénea con una población total de 1.210 habitantes, y una dotación de 300 lts/pers/día.

$$Q_{\text{medio}} = \frac{\text{Población} \times \text{Dotación}}{86.400} = \frac{1.210 \times 300}{86.400} = 4,2 \text{ lts/seg}$$

Longitud total de la red = 840 m (*).

(*) No se incluye L_{AB} por no tener conexiones domiciliarias.

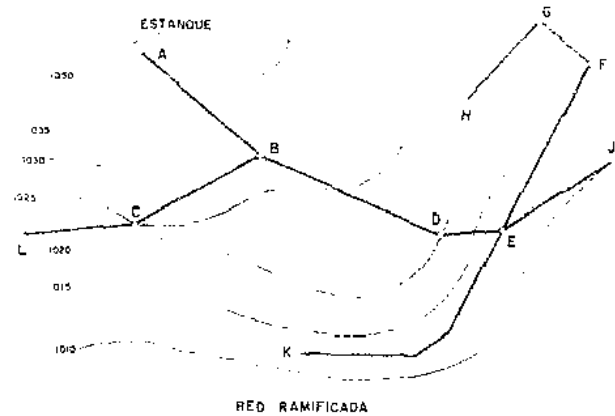


Fig. 14.—Esquema de red ramificada.

Siendo una zona de zonificación homogénea, puede determinarse un gasto unitario, para simplificar los cálculos en base a longitudes.

$$Q_m = \frac{4,2}{840} = 0,005 \text{ lts/seg/m}$$

$$\text{factor: } K_2 = 2,5$$

Uno de los casos a considerar para el análisis de la red, sería el correspondiente al consumo máximo horario. En este caso, estimamos $K_2 = 2,5$.

La determinación de gastos de consumo por tramo y de los gastos de tránsito para una red ramificada son sencillos y se muestran en el cuadro siguiente.

CUADRO 11
MODELO DE TABLA PARA EL CALCULO DE LAS PRESIONES EN RED RAMIFICADA

Tramo	Gasto (lts/seg)	Gasto de tránsito (lts/seg)	Longitud (en m)	Gasto de diseño	φ	Pérdida de carga (en m)	Σf m	Cota terrenos	Presión estática	Presión dinámica
EK	0,90	0,90	180	2,25	4"	0,28	1,12	1013 1013	37,0 37,0	36,16 35,88
EJ	0,45	0,45	90	1,125	4"	0,03	0,87	1013 1010	37,0 40,0	36,16 39,13
GH	0,35	0,35	70	0,875	4"	0,02	1,18	1015 1018	35,0 32,0	33,84 30,82
FG	0,20	0,55	40	1,375	4"	0,02	1,16	1013 1015	37,0 35,0	35,86 33,84
EF	0,60	1,15	120	2,875	4"	0,30	1,14	1013 1013	37,0 37,0	36,16 35,86
DE	0,20	2,70	40	6,75	6"	0,07	0,84	1020 1013	30,0 37,0	29,23 36,16
BD	0,60	3,30	120	8,25	6"	0,31	0,77	1028 1020	22,0 30,0	21,54 29,23
CL	0,40	0,40	80	1,00	4"	0,02	0,63	1025 1021	25,0 29,0	24,39 28,37
BC	0,50	0,90	100	2,25	4"	0,15	0,61	1028 1025	22,0 25,0	21,54 24,39
AB	-	4,2	110	10,50	6"	0,46	0,46	1040 1028	- 22,0	- 21,54

Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratará siempre de lograrse mediante la interconexión de las tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. En el dimensionado de una red mallada se trata de encontrar los gastos de circulación de cada tramo, para lo cual nos apoyamos en algunas hipótesis estimativas de los gastos en los nodos.

En ciudades donde no exista plano regulador, la estimación de los gastos Medios de Consumo se hará en función del crecimiento poblacional para el período de diseño considerado. Deberán tomarse en cuenta las características de las viviendas, las densidades de población por Zonas y la posibilidad de desarrollo o de expansión futura hacia alguna Zona en particular.

Resulta ventajoso hacer división por zonas, tratando de reunir aquellas que presentan características homogéneas o similares, tomando en cuenta la densidad actual y el posible incremento futuro.

Cuando se tiene la Zonificación y el plano Regulador, asignando a cada parcela el uso de la tierra, la determinación de los consumos para cada tramo se hará en base a las cifras de Dotaciones contenidas en la «Gaceta Oficial» núm. 752, Extraordinario del 26-2-62 (8).

Un cuadro resumen como el que se presenta en el ejemplo a continuación permitirá ordenar nuestro análisis de la red.

◆ Ejemplo:

Un parcelamiento de la ciudad de Caracas está constituido por 55 parcelas cuyas áreas y uso se detallan a continuación:

MANZANA F

La zonificación de esta manzana está señalada en el cuadro que viene.

MANZANA G

Toda la manzana es para vivienda unifamiliar aislada.

MANZANA H

La zonificación de todas las parcelas es para vivienda unifamiliar aislada.

MANZANA K

Todas las parcelas son con zonificación para vivienda unifamiliar aislada.

MANZANA L

Las parcelas 1, 2, 3, 4, 5 y 6 para viviendas bifamiliares. La parcela 7 es para un Plantel Educativo con capacidad para 600 alumnos externos y 100 semi-internos.

MANZANA F

Parcelas	Area	Uso	
1-1	1.000 m ²	Multifamiliar	12 aptos. de 3 dormit. c/u.
2	620 m ²	Multifamiliar	8 aptos. de 2 dormit. c/u.
3	2.600 m ²	Comercial	1 Supermercado 1.600 m ² . 1 Fuente de Soda de 90 m ² . 15 Locales comerciales de 40 m ² c/u. 1 Cine de 600 sillas. 1 Estación de Gasolina. a) 4 Bombas. b) 2 puentes para lavado de carro. c) Ofic. de 80 m ² . 60 Ofic. 120 m ² c/u. 1 Restaurante 300 m ² .
4	900 m ²	Multifamiliar	10 aptos. de 4 dormit. c/u.
5	760 m ²	Multifamiliar	6 aptos. de 1 dormit. c/u. 10 aptos. de 2 dormit. c/u.
6	970 m ²	Multifamiliar	16 aptos. de 3 dormit. c/u.
7	1.300 m ²	Multifamiliar	30 aptos. de 2 dormit. c/u. 15 aptos. de 1 dormit. c/u.
8	3.000 m ²	Comercial	1 Supermercado de 8.000 m ² . 2 Cines de 400 sillas c/u. 2 Fuentes de Soda de 100 m ² c/u. 20 Locales para mercancías secas de 50 m ² c/u. 80 Locales para oficinas de 140 m ² c/u.
9	900 m ²	Clinica	32 Consultorios médicos de 60 m ² c/u.
10	700 m ²	Multifamiliar	12 aptos. de 3 dormit. c/u.
11	1.200 m ²	Multifamiliar	10 aptos. de 4 dormit. c/u. 10 aptos. de 3 dormit. c/u. 10 aptos. de 2 dormit. c/u.
12	900 m ²	Multifamiliar	15 aptos. de 3 dormit. c/u.
13	600 m ²	Multifamiliar	10 aptos. de 4 dormit. c/u.
14	1.700 m ²	Multifamiliar	40 aptos. de 2 dormit. c/u.

El primer paso para el ordenamiento del cálculo de la red mallada es la determinación para cada tramo de los gastos medios de Consumo.

El cuadro que viene en la página siguiente muestra esa determinación basado en las Normas vigentes del M. de S. A. S.

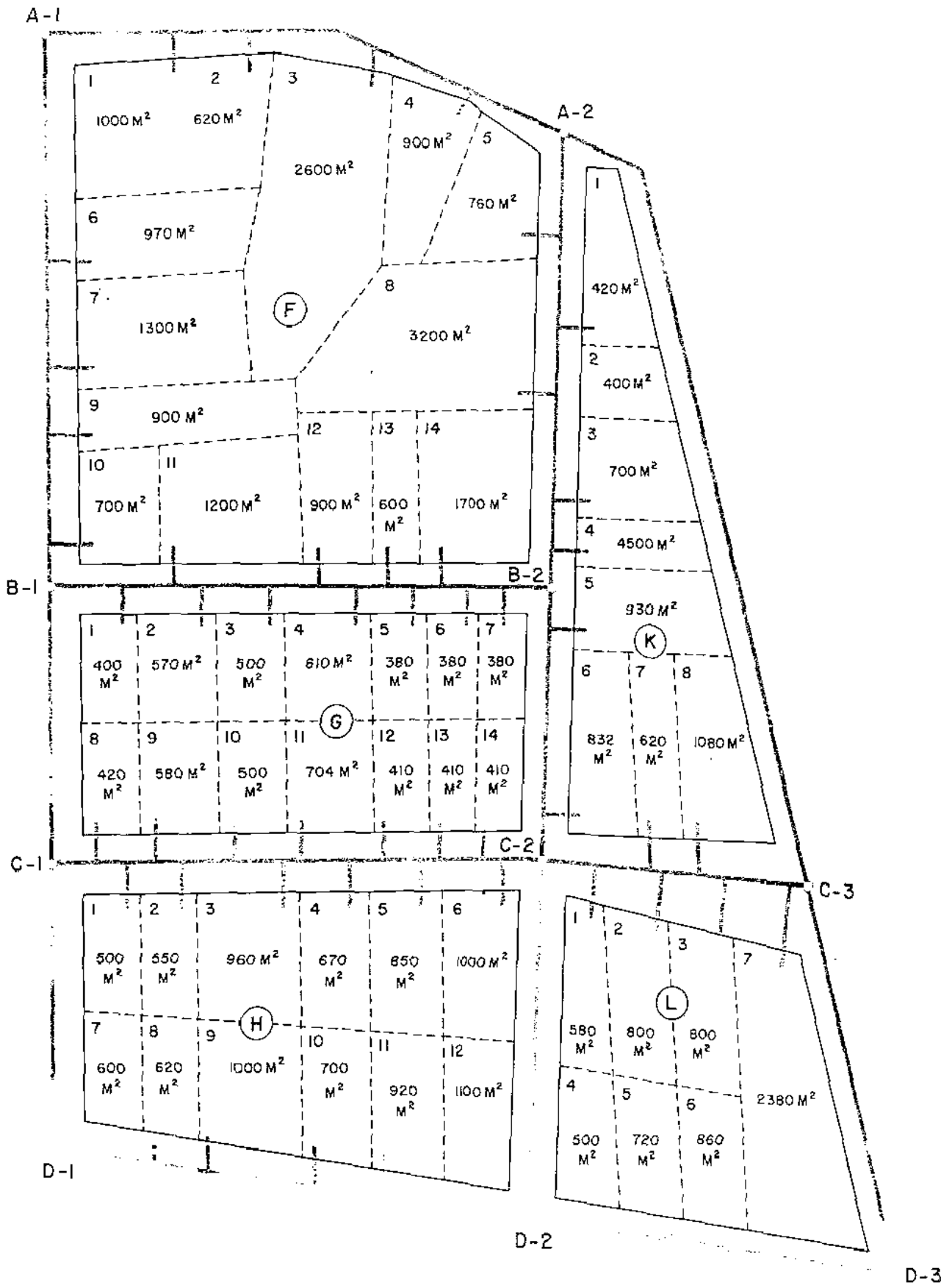


Fig. 15.—Esquema de una red mallada de una zona urbana.

CUADRO 12
 DISTRIBUCION POR TRAMOS DE LOS GASTOS MEDIOS DE CONSUMO

Tramo	Parcelas	Dotación lts/día	Gasto medio		Observaciones	Tramo	Parcelas	Dotación lts/día	Gasto medio		Observaciones								
			lts/día	lts/seg					lts/día	lts/seg									
A1-A2	F-1	14.400	133.880	1,549		C1-C2	H-1	2.200	29.500	0,341	Suma acumulada								
	F-2	6.800					H-2	2.200											
	F-3	107.280					F-4	5.400				H-3	2.600						
	F-5	11.500					H-4	2.300											
A2-B2	F-8	53.120	73.020	0,845			H-5	2.500				50.600	0,587						
	K-1	2.100					H-6	2.600											
	K-2	1.900					G-8	2.100											
	K-3	2.300					G-9	2.200											
	K-4	2.100					G-10	2.100											
							G-11	2.400											
A1-B1	F-6	19.200	82.600	0,956			G-12	2.100				14.600	0,169						
	F-7	33.000					G-13	2.100											
	F-9	16.000					G-14	2.100											
	F-10	14.400																	
B1-B2	F-11	34.000	113.700	1,316		C2-C3	K-7	2.300	50.600	0,587									
	F-12	18.000					K-8	2.800											
	F-13	13.500					L-1	3.700											
	F-14	34.000					L-2	3.900											
	G-1	1.900					L-3	3.900											
	G-2	2.200					L-7	34.000											
	B2-C2	G-3				2.100	5.100	0,059		D1-D2	H-7	2.200	14.600	0,169					
		G-4				2.300					H-8	2.300							
		G-5				1.900					H-9	2.600							
		G-6				1.900					H-10	2.300							
G-7		1.900	H-11	2.600															
K-5		2.600	H-12	2.600															
B2-C2		K-6	2.500	408.300	4,725						D2-D3	L-4				3.600	10.500	0,122	
												L-5				3.900			
			L-6				4.000												
									$Q_m =$	513.500	5,944								

En la figura 16 se muestran los gastos medios de Consumo asignados a cada tramo, los cuales serán afectados posteriormente por los factores correspondientes (K_2 o K_3) de acuerdo al caso de análisis.

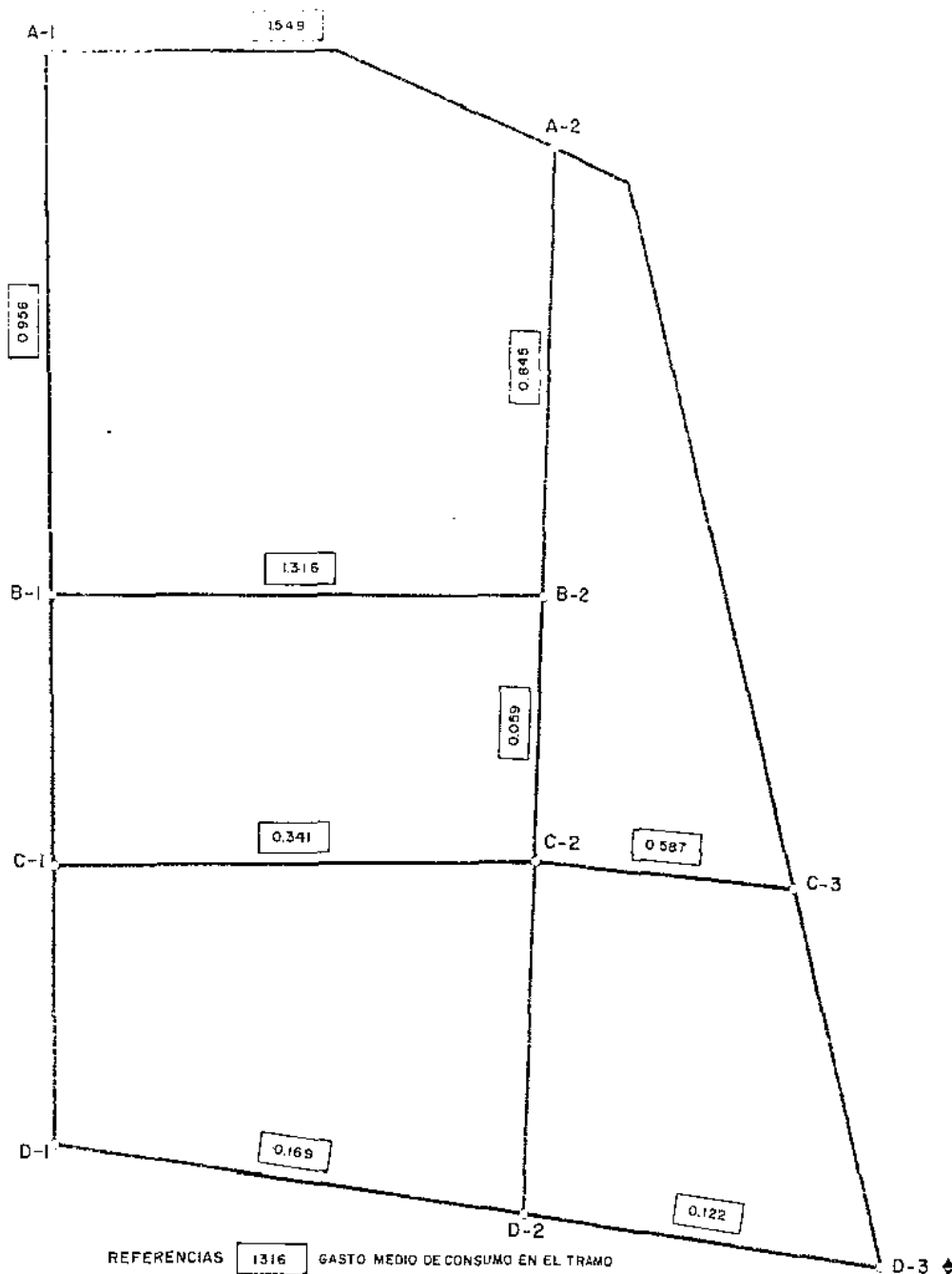


Fig. 16.—Asignación de gastos medios de consumo en los tramos de una red mallada.

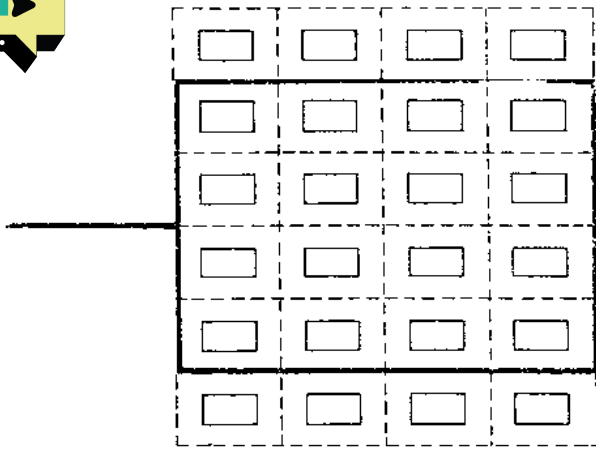
CONFIGURACION DE LA RED DE DISTRIBUCION

Las redes malladas están constituidas por la matriz de distribución, de las tuberías principales, tuberías secundarias o de relleno y ramales abiertos. Las tuberías principales constituirán las mallas, cuyos tramos se definirán por los nodos que lo comprenden. Para ello, se define un nodo en base a lo siguiente:

- Intersección de 2 tuberías principales.
- Todo punto de alimentación.
- Tramos no mayores de 500 a 600 m.

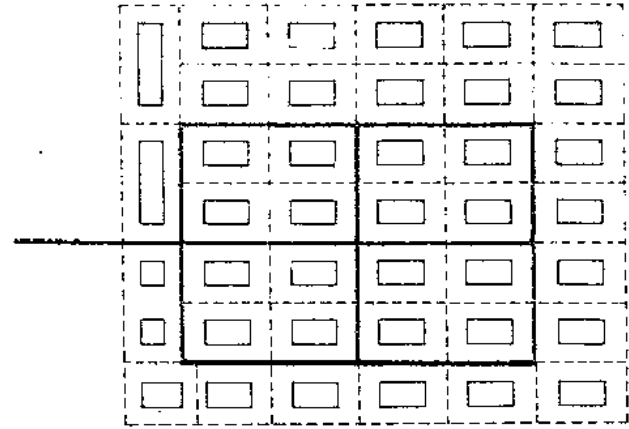
Para la configuración de las mallas mediante las tuberías principales se tomará en cuenta el posible

desarrollo o crecimiento de la Ciudad o Zona a proyectar; así, un desarrollo hacia la periferia, motivado por la existencia de Zonas planas que propiciarían tal extensión, induce a proyectar mallas exteriores previendo el crecimiento urbanístico hacia tales áreas. En cambio, Zonas que tienen limitaciones de expansión, ya sea por condiciones topográficas de difícil desarrollo urbanístico; por la existencia de ríos, lagos o mares, o por disposiciones legales que no permitan el desarrollo hacia determinadas Zonas, conduce a proyectar mallas internas previendo el desarrollo vertical o de alta densidad de esos sectores. Los esquemas de las figuras 17 y 18 muestran algunos tipos de redes malladas.



MALLADO EXTERNO

Fig. 17.—Esquema de un mallado externo.



MALLADO INTERNO

Fig. 18.—Esquema de un mallado interno.

Cuando por razones topográficas las presiones de servicio en el sistema de distribución sean muy altas, resulta conveniente dividir la Zona en varias redes (por ejemplo: alta, media y baja), las cuales pueden interconectarse mediante válvulas reguladoras o reductoras de presión; o mediante tanquillas rompecargas, o bien separarlas con estanques de almacenamiento independientes.

La figura 19 muestra un esquema de dos redes interconectadas mediante válvulas reguladoras de presión.

En casos de más de dos redes, resulta conveniente interconectar las redes alternando válvulas reductoras con tanquillas rompecargas, por ejemplo la existencia de tres redes: alta, media y baja, como en el esquema que se muestra en la figura 20, es aconsejable y conveniente colocar las válvulas entre la red alta y media y utilizar tanquillas rompecargas entre la red media y baja.

En tal caso, debe darse protección e impedir el libre acceso a las tanquillas rompecargas para evitar posibles riesgos de contaminación.

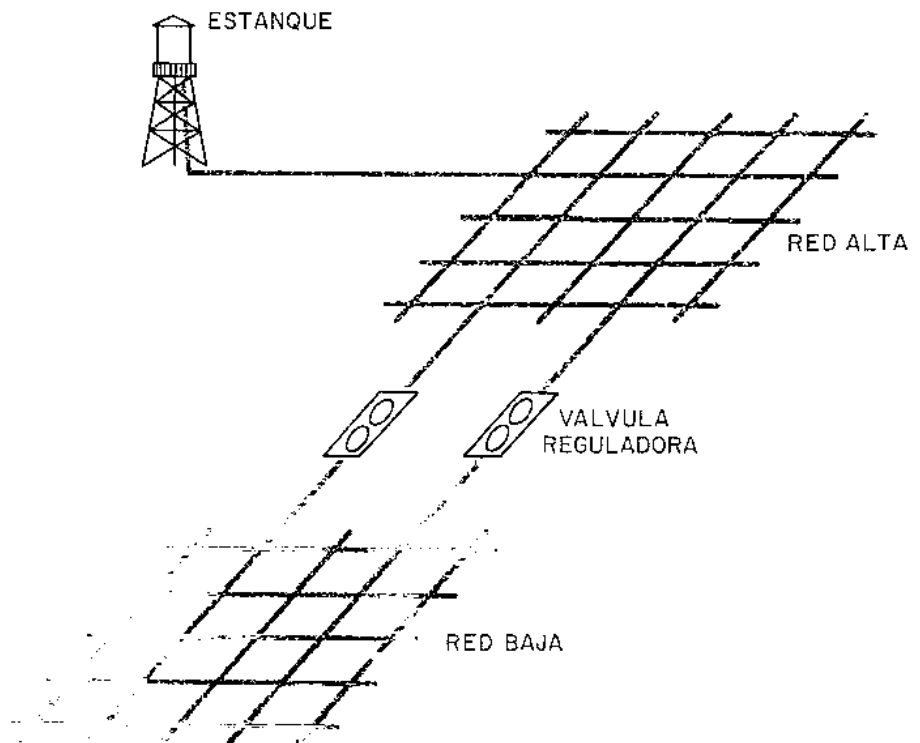


Fig. 19.—Esquema de 2 redes interconectadas mediante válvulas reguladoras de presión.

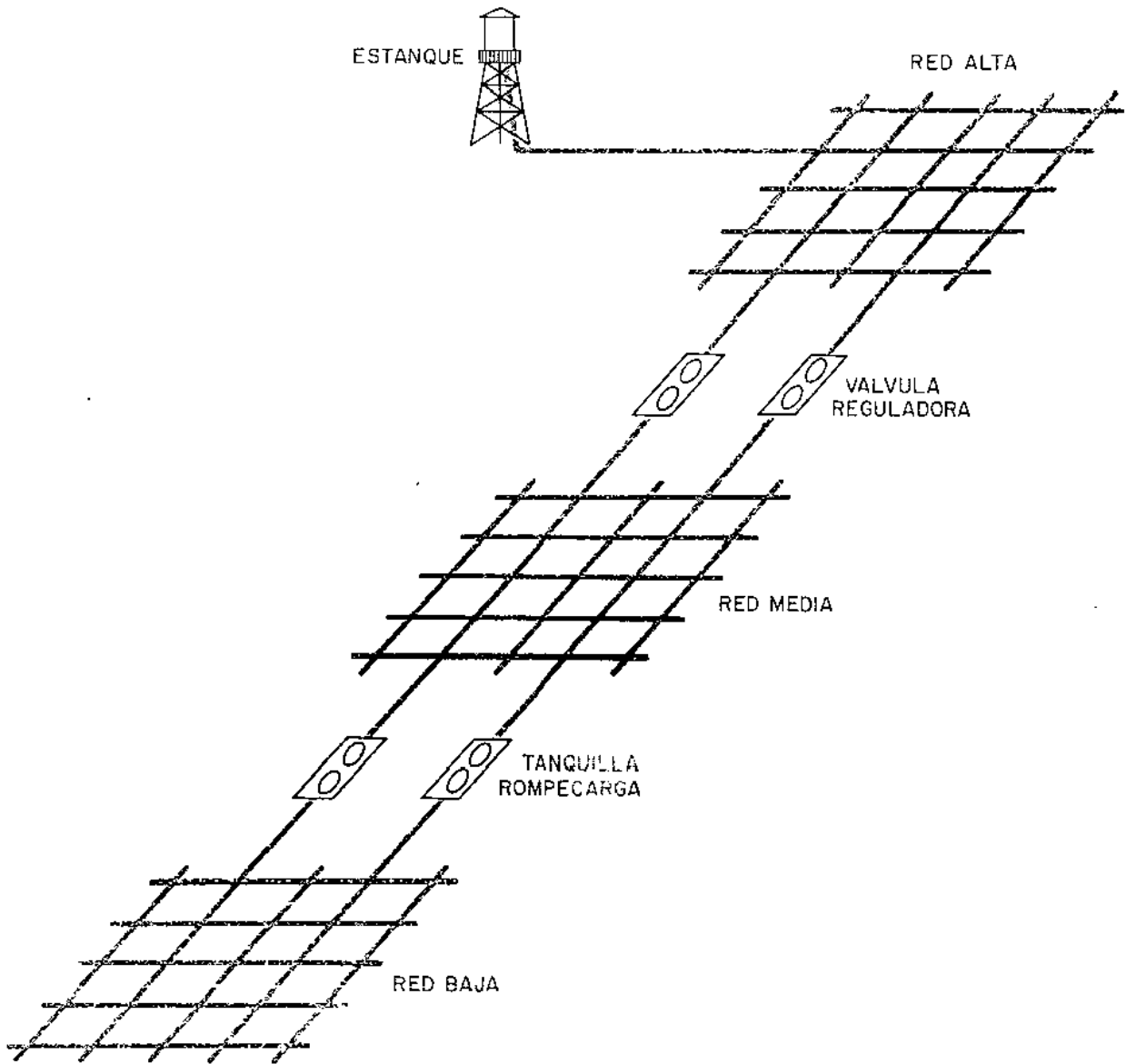


Fig. 20.—Esquema de más de 2 redes interconectadas mediante válvulas tanquillas rompecargas.

Una vez hecha la distribución por tramos de los gastos medios de Consumo, se procede a definir la configuración de las redes y al estudio de los diversos casos de análisis, atendiendo al tipo de sistema y a su funcionamiento.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

La red debe prestar un servicio eficiente y continuo, por lo cual su diseño debe atender a la condición más desfavorable. Al estudiar las variaciones del consumo, determinamos las horas del día cuando el consumo de agua de la población llega a su máximo, lo cual permite definir el Consumo Máximo Horario.

Esta condición debe ser satisfecha por la red de distribución, a fin de no provocar deficiencias en el sistema.

En el capítulo correspondiente fijamos valores para este Consumo Horario, del orden del 200 al 300 por 100 del Consumo medio diario promedio anual.

Al analizar la red de distribución debemos, por tanto, afectar los Consumos medios por el factor K_2 , correspondiente a esta hora de Máximo Consumo, con lo cual verificaremos las presiones o rangos de presiones máximas y mínimas que deben ser satisfechas en la red de distribución. Adicionalmente, se hace necesario estudiar el funcionamiento hidráulico de la red ante eventualidades como la ocurrencia de

ios, lo cual demandará grandes cantidades de agua en forma momentánea para atender tales contingencias.

Un análisis probabilístico nos conduce a determinar la ocurrencia del incendio con la hora de máximo consumo y a determinar cuál sería el rango de confianza que dentro de consideraciones económicas nos permita lograr un buen diseño y atender a situaciones imprevistas como los incendios. Por el hecho de que las horas de máximo consumo son horas de actividades, parece poco probable que pueda originarse un incendio en tales momentos; por lo demás ello conduciría a un diseño antieconómico. De allí, que estudios de probabilidades han inducido a fijar el factor $K_3 = 1,80$ para afectar el gasto medio, para un análisis de red con incendio, lo cual representa un rango de confianzas del 95 por 100 respecto a las variaciones del consumo y permite lograr diseños dentro de rangos de racionalidad económica. Siendo I el gasto de incendio asignado por Normas de acuerdo a la Zona, se tiene el análisis de la red para:

$$Q_i = 1,8 Q_m + I$$

El gasto de incendio I se ubicará en el nodo más desfavorable bajo consideraciones de presión.

En el ejemplo anterior, los gastos medios asignados a cada tramo se verán afectados por 2 factores (K_2 y K_3) para 2 casos de análisis diferentes. Si asumimos un gasto de incendio 16 lts/seg.

$$Q_{\max \cdot h} = 2,5 \times Q_m = 2,5 \times 5,944 = 14,86 \text{ lts/seg}$$

$$Q_i = 1,8 Q_m + 16 = 1,8 \times 5,944 + 16 = 10,70 + 16 = 26,7 \text{ lts/seg.}$$

ASIGNACION DE LOS GASTOS EN LOS TRAMOS QUE CONSTITUYEN LAS MALLAS (Tuberías principales)

Para el dimensionado de una red mallada tratamos de encontrar los gastos de circulación para cada tramo, basándonos en algunas hipótesis de cálculo tendientes a determinar los gastos por cada nodo.

Diversos métodos se han seguido para esta determinación, entre los cuales los más generalizados son: el método de las áreas y el método de repartición media.

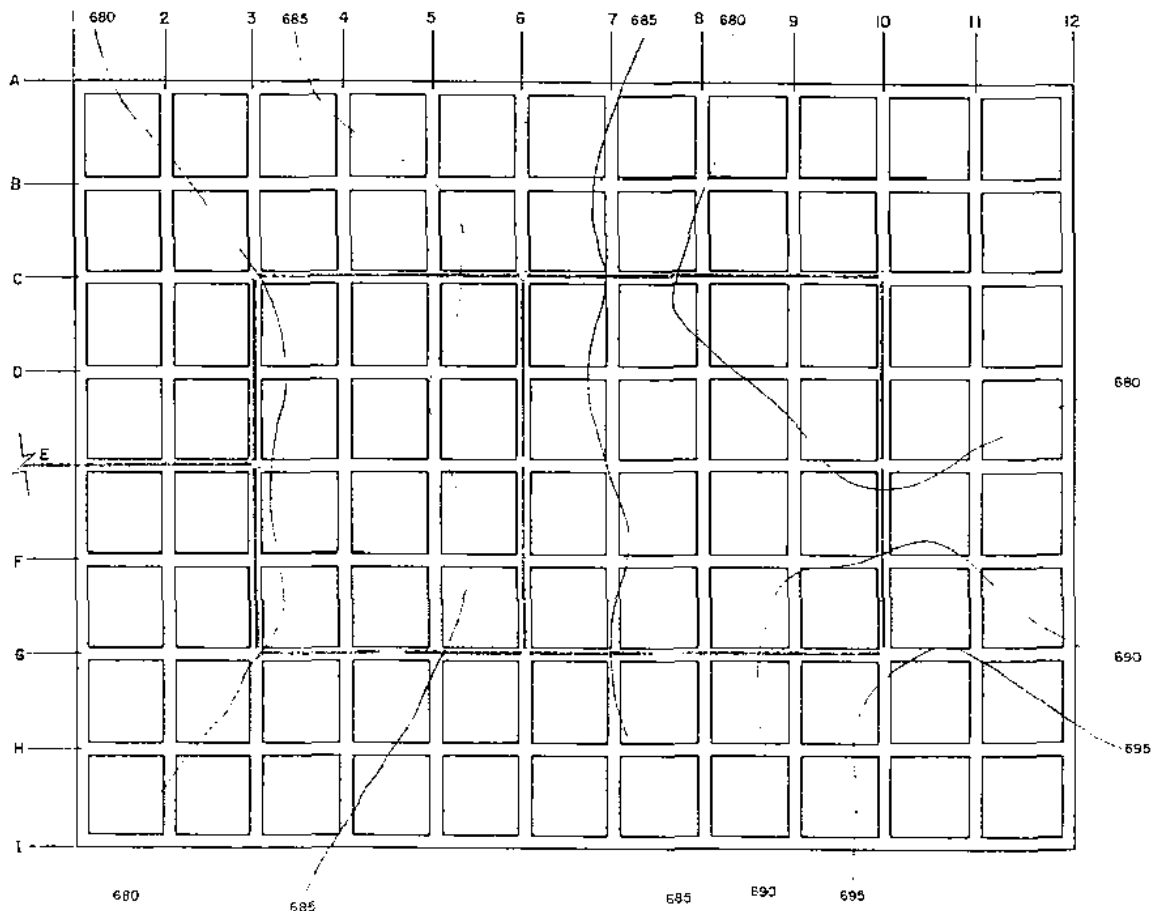


Fig. 21.—Plano de Planta y Esquema de mallado interno para una red dada.

a) Método de las áreas

Se trata de determinar el gasto o consumo medio para toda la Zona a proyectar y las áreas de influencia de cada nodo con su *peso* respectivo, a fin de definir una demanda unitaria.

Se entiende por *peso de un nodo* a la rata de ocupación del nodo o de desarrollo en el período de diseño. Se enumeran los nodos que configuran la malla y se determinan las áreas de influencia de cada uno, trazando las mediatrices de los tramos. Se procurará tener áreas de figuras geométricas conocidas o en caso contrario debe disponerse de planímetros para su medición.

◆ Ejemplo:

La figura 21 muestra un plano de planta de una localidad, cuya red de distribución se ha configurado de acuerdo al esquema de malla interna, constituida por los nodos E-3, G-3, G-6, G-10, E-10, C-10, C-6 y C-3.

La figura 22 representa las áreas de influencia asignadas a cada nodo y en el cuadro 13 se reportan los datos relativos a cada uno y los gastos por nodo, mediante la aplicación del método:

$$Q_m = 11.42 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Caso de análisis } Q_{\text{máx}} \text{ horario} = 2.5 Q_m$$

$$Q_{\text{máx}} \text{ horario} = 2.5 \times 11.42 = 28.55 \text{ lts/seg.}$$

CUADRO 13

DISTRIBUCION DE GASTOS EN LOS NODOS

Nodo	Área de influencia (%)	Peso (en %)	Peso x área de influencia	Gasto de nodo (lts/seg)
E-3	0.7	50	0.35	1.75
C-3	1.1	50	0.55	2.75
C-6	1.4	100	1.40	7.00
C-10	1.2	80	0.96	4.80
E-10	0.8	60	0.48	2.40
G-10	1.2	60	0.72	3.60
G-6	0.7	100	0.70	3.50
G-3	1.1	50	0.55	2.75
		Σ	5.71	28.55

$$\text{Demanda unitaria} = \frac{28.55}{5.71} = 5 \text{ lts/seg/Ha}$$

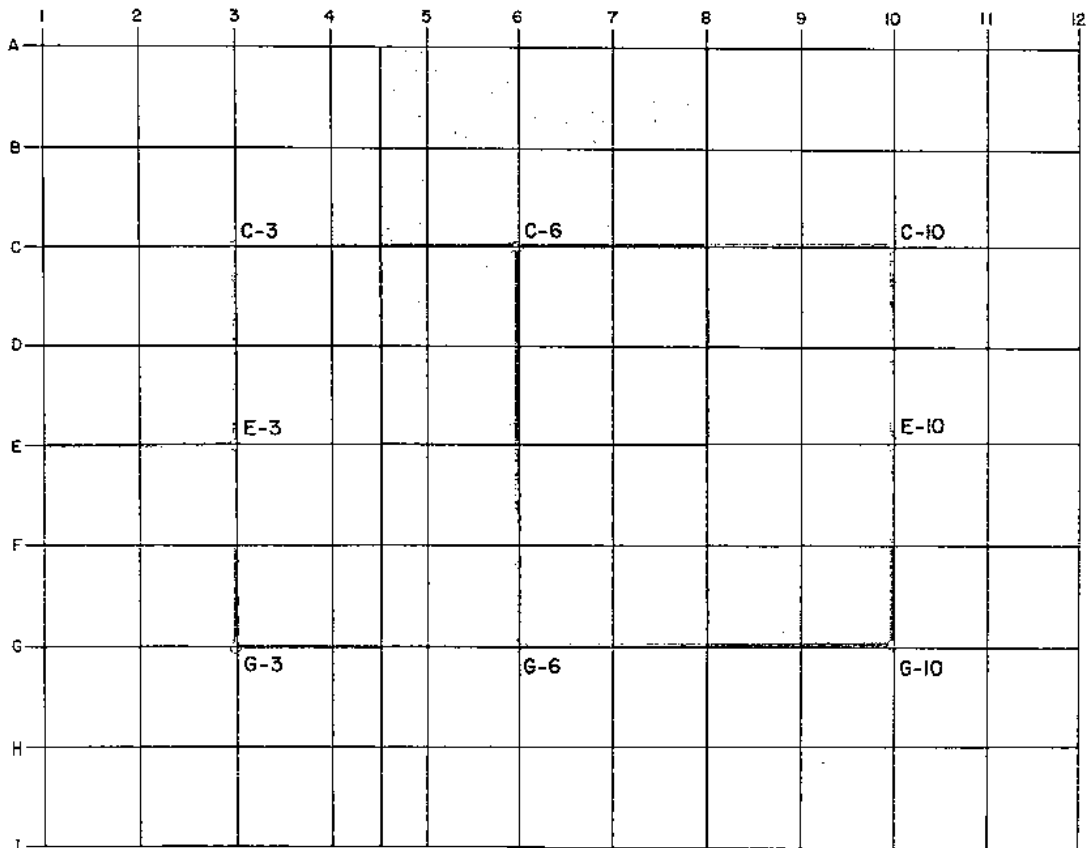


Fig. 22.—Distribución de gastos por el método de las áreas para la red de la figura 21.

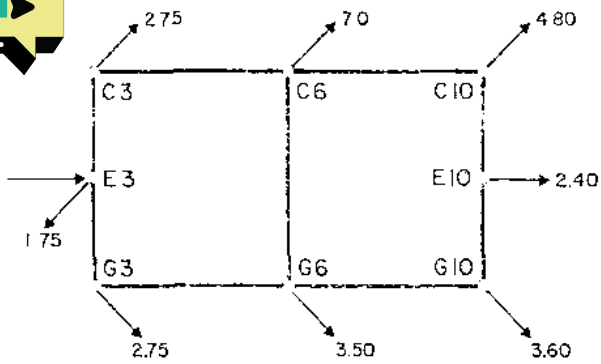


Fig. 23.—Esquema de la red de la Gráfica 21. con \blacklozenge indicación de los gastos en los nodos.

b) Método de repartición media

Otro método, muy generalizado, para la concentración de los gastos en los nodos, es mediante la repartición del gasto por mitad a ambos extremos de cada tramo.

Para ello, una vez que se ha definido la malla y se han determinado los gastos medios de consumo en cada tramo de todo el sistema (tuberías principales, secundarias y ramales abiertos), se asignan los gastos de las tuberías secundarias y ramales ciegos a las tuberías principales, de acuerdo a una distribución lógica.

Asignado a cada tramo de la tubería principal (malla) el gasto correspondiente, se multiplica por el fac-

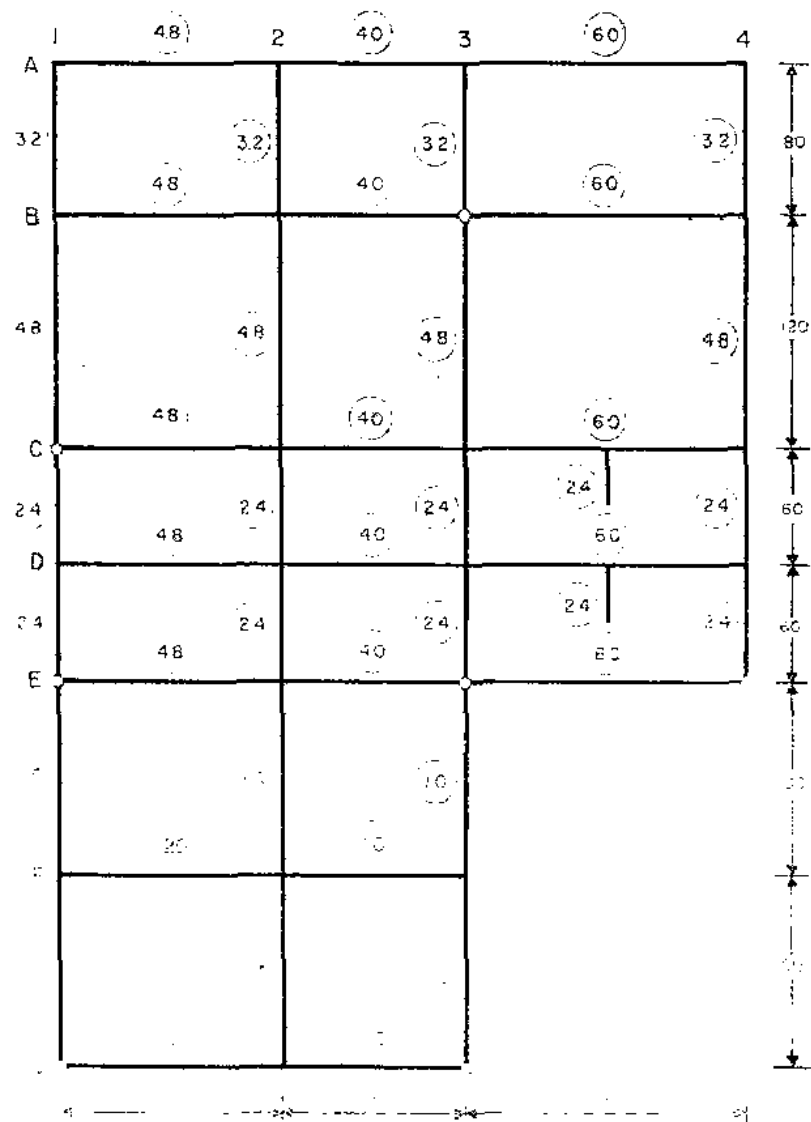


Fig. 24.—Esquema de la red de distribución. Gastos medios por tramos.

tor de diseño (K_2 y K_3 , etc.) y se reparten dichos gastos por mitad a cada nodo que constituye el tramo.

◆ Ejemplo:

En la figura 24 se han determinado los gastos en los tramos, preparándose el cuadro 14 que contiene dicha información.

A partir de los gastos por tramos se ha hecho la repartición a los nodos, como se muestra en las figuras 25 y 26.

CUADRO 14
 DISTRIBUCION DE GASTOS EN LOS TRAMOS QUE CONSTITUYEN LAS MALLAS (TUBERIAS PRINCIPALES)

Tramo	Tramos directos	Tramos indirectos	Q_m Gasto en el tramo lts/seg
C1-E1	GDI, D1E1	D1D2, C2D2 $\frac{1}{2}$ (C1C2)	14,40
E-IG1	E1F1, F1G1	F1F2	3,20
G3-E3	G3F3, F3E3	F2F3	3,00
G1-G3	G1G2, G2G3	F1G1	3,20
E1-E3	E1E2, E2E3	D2E2, E2F2 $\frac{1}{2}$ (D3E3), D2D3	17,40
E3-E4	E3E4	$\frac{1}{2}$ (D3E3)	7,20
E4-B3	E4D4, D4C4 C4B4, B4B3	C3C4, D3D4 $\frac{1}{2}$ (B3C3), C3D3 B4A4, A3A4 $\frac{1}{2}$ (A3B3)	43,2
B3-C1	B3B2, B2B1 B1C1	$\frac{1}{2}$ (A3B3), $\frac{1}{2}$ (B3C3) A2A3, C2C3, B2C2, $\frac{1}{2}$ (C1C2), A1B1, A1A2, A2B2	44,0
$Q_m =$			135,60

a) Gastos en los tramos para el caso de análisis.

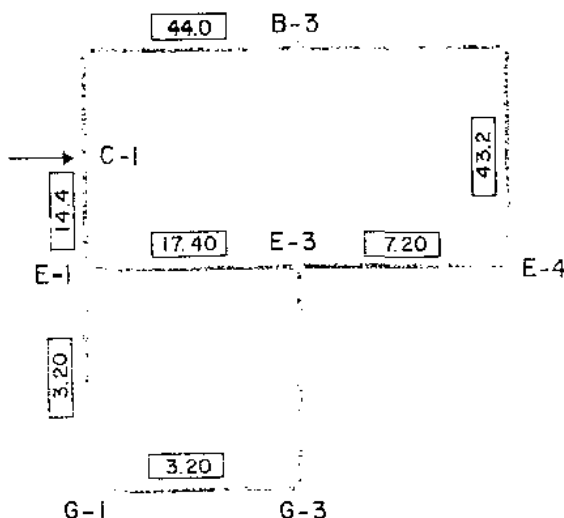


Fig. 25.—Gastos en los tramos para el caso de análisis.

b) Gastos en nodos. (Método de repartición.)

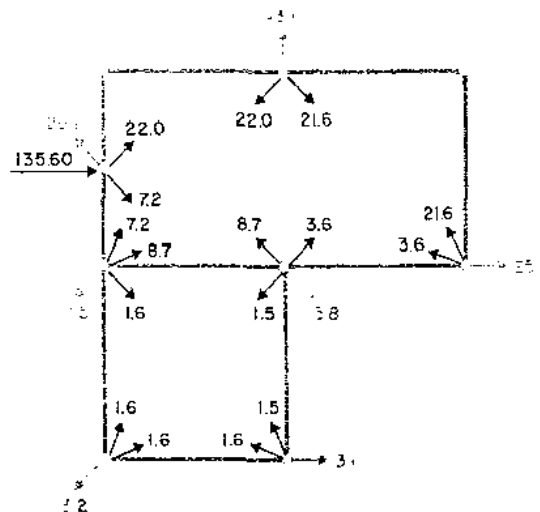


Fig. 26.—Gastos en los nodos, por el método de Repartición Media.

El mismo ejemplo anterior, resuelto por el método de las áreas, presenta los siguientes gastos en los nodos (Fig. 27).

Nodo	Area de influencia	Peso (en %)	Peso \times área de influencia	Gasto de nodo (en lts/seg)	Gasto en nodos. Método de repartición
C-1	2,485	100	2,485	26,41	29,2
E-1	1,020	100	1,020	10,84	17,5
G-1	0,300	100	0,300	3,18	3,2
G-3	0,250	100	0,250	2,65	3,1
E-3	1,850	100	1,850	19,66	13,8
E-4	1,238	100	1,238	13,16	25,2
A-3	5,616	100	5,616	59,70	43,6
Σ			12,759	135,60	135,6

En este caso, hemos dado el mismo peso a todos los nodos, lo cual se ha hecho por simplificación.

Sin embargo, ello puede ser asignado con bastante aproximación, tomando en consideración las distintas características de la zona, su zonificación y uso de la tierra y el conocimiento o predicción del desarrollo futuro. ◆

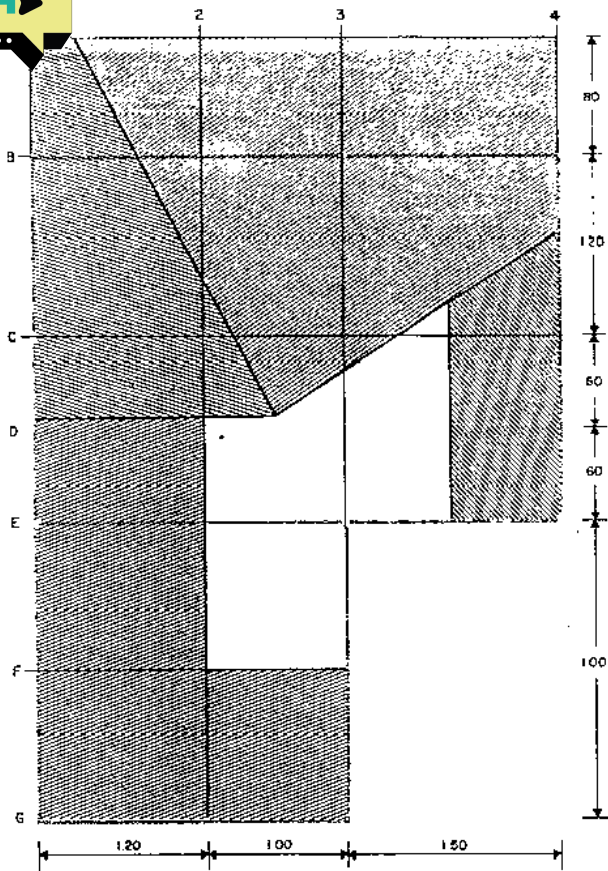


Fig. 27.—Distribución de gastos en el empleo anterior por el Método de las áreas.

SELECCION DEL TIPO DE DISTRIBUCION

De acuerdo a condiciones topográficas, la ubicación de la fuente respecto a la red y al estanque, motivará diversas formas de suministro de agua a la red de abastecimiento, planteándose varias posibilidades o alternativas, a saber:

a) Sistema por gravedad.

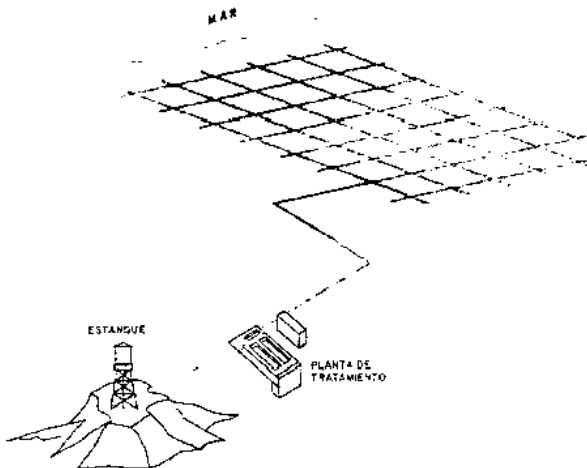


Fig. 28.—Esquema de distribución por gravedad.

b) Bombeo directo al estanque y suministro por gravedad.

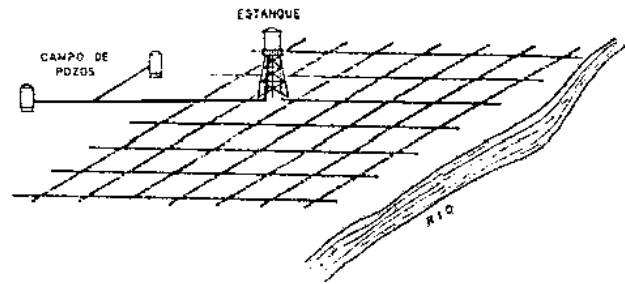


Fig. 29.—Esquema de bombeo directo y distribución por gravedad.

c) Bombeo contra la red.

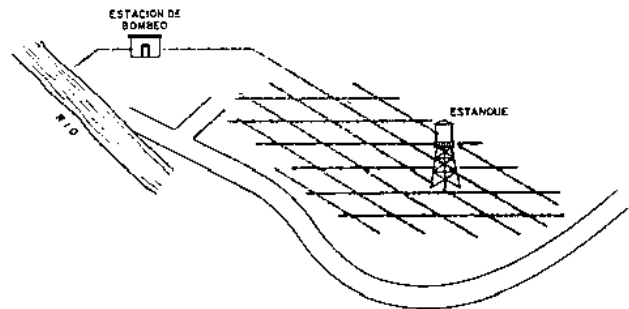


Fig. 30.—Esquema de bombeo contra la red.

Indudablemente que, siempre que ello sea posible, la selección de un sistema totalmente por gravedad será la solución más conveniente. En este caso, deberá contemplarse la solución mediante una o más redes que separadas por estanques u otro dispositivo mantenga las presiones dentro de los límites normales.

CASOS DE ANALISIS

1) Distribución por gravedad

El análisis, tratándose de una sola red se hará para los dos casos siguientes:

- a) Consumo Máximo Horario.
- b) Caso de Incendio.

Cuando las condiciones topográficas obliguen a separar el sistema de distribución en más de una red, la interconexión entre ellas puede ser hecha a través de válvulas reguladoras o por tanquillas rompecargas; en todo caso, cada red debe tener por lo menos dos puntos de alimentación. En tal caso, los gastos de alimentación por cada punto dependerán de la zonificación, densidad y homogeneidad de la zona a servir. Se considera que, si no existen diferencias notables en la zona a servir en cuanto a densidad de población y de zonificación, puede estimarse una repartición del gasto por mitad a cada punto de alimentación, o proporcional al número de puntos de alimen-

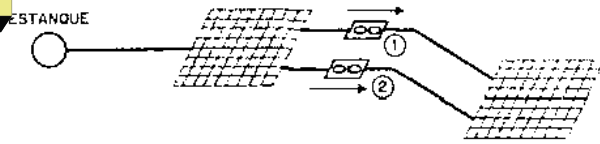


Fig. 31.—Esquema de 2 redes de distribución interconectadas con dos puntos de alimentación.

tación. Caso contrario, puede hacerse una distribución acorde a las Zonas de mayor demanda en los consumos.

En cualquier caso, se requerirán varios análisis, asumiendo daños o interrupciones en uno cualquiera de los puntos de alimentación.

Para el caso de 2 redes, red alta y red baja, con 2 puntos de alimentación, 1 y 2, se requerirán los siguientes casos de análisis:

a) Caso de $Q_{max} \cdot h$

$$\begin{array}{l} \text{I.} \quad \begin{cases} Q_1 = Q_{max} \cdot h \text{ red baja} \\ Q_2 = 0 \end{cases} \\ \text{II.} \quad \begin{cases} Q_1 = 0 \\ Q_2 = Q_{max} \cdot h \text{ red baja} \end{cases} \\ \text{III.} \quad \begin{cases} Q_1 = \frac{Q_{max} \cdot h \text{ red baja}}{2} \\ Q_2 = \frac{Q_{max} \cdot h \text{ red baja}}{2} \end{cases} \end{array}$$

Habría luego que verificar la red para la hipótesis de incendio, con lo cual se tendría:

b) Caso de incendio:

$$Q_i = 1,80 Q_m + I$$

$$\begin{array}{l} \text{I.} \quad \begin{cases} Q_1 = Q_i \\ Q_2 = 0 \end{cases} \quad \text{II.} \quad \begin{cases} Q_1 = 0 \\ Q_2 = Q_i \end{cases} \quad \text{III.} \quad \begin{cases} Q_1 = \frac{Q_i}{2} \\ Q_2 = \frac{Q_i}{2} \end{cases} \end{array}$$

2) Distribución por bombeo

En caso de sistemas por bombeo, conviene definir previamente la situación respecto a las dos posibles alternativas: a) Un bombeo directo al estanque y distribución por gravedad, en cuyo caso la red de distribución se analizará como en el caso de red por gravedad y el bombeo será un problema de línea de aducción, o b) Un bombeo contra la red de distribución.

Un bombeo directo significa mayores longitudes de tuberías, al no aprovecharse la misma red para conducir agua al estanque, pero puede representar una solución más práctica cuando no se dispone de organizaciones operativas y de mantenimiento del sistema que funcionen eficientemente. Esto puede ser el caso de áreas rurales, con notables deficiencias de personal de operación y mantenimiento.

También, el caso de limitaciones en las presiones máximas en la red de distribución, puede obligar a una solución de bombeo directo, aun en ciudades donde no existan problemas de operación y mantenimiento.

Cuando las condiciones que se han señalado no prevalecen, casi invariablemente resulta más económica una solución a base de un bombeo contra la red. Si este fuere el caso, se requiere hacer los análisis que garanticen un servicio a presión, eficiente y continuo, para lo cual deberán hacerse los siguientes casos de análisis.

- I. Consumo máximo horario. Bombas trabajando.
- II. Consumo máximo horario. Bombas paradas.
- III. Consumo de incendio. Bombas trabajando.
- IV. Consumo de incendio. Bombas paradas.
- V. Consumo nulo. Bombas trabajando.

Caso I. Consumo Máximo Horario. Bombas trabajando

$$Q_{max} \cdot h = (200-300) \% Q_m$$

$$Q_b = \text{Gasto de bombeo.}$$

$$Q_c = \text{Gasto del estanque} = Q_{max} \cdot h - Q_b$$

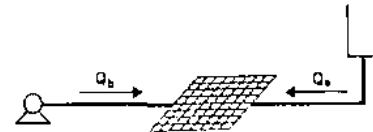


Fig. 32.—Esquema a) y, más abajo, esquemas b), c), d), e), del funcionamiento de una red para los diferentes casos de análisis.

Caso II. Consumo Máximo Horario. Bombas paradas

Este caso nos muestra cómo funciona la red por gravedad para la hora de máximo consumo; generalmente es el caso más desfavorable.

$$Q_c = Q_{max} \cdot h$$



Fig. 32. Esquema b)

Caso III. Consumo de Incendio. Bombas trabajando

Es similar al caso I, pero la ubicación del gasto de incendio en el nodo más desfavorable provoca alteraciones en el cuadro de presiones.

$$Q_i = 180 \% Q_m + I.$$

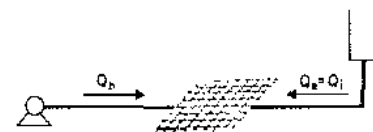


Fig. 32. Esquema c)

7. Consumo de Incendio. Bombas paradas

Similar al Caso II, pero con la variante del cuadro de presiones originada por una condición de suministro de un gasto de incendio conectado en el nodo más desfavorable.

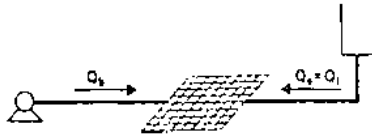


Fig. 32. Esquema d).

Caso V. Consumo nulo en la red. Bombas trabajando

Este caso nos da la altura máxima de elevación de las bombas y servirá para su cálculo.

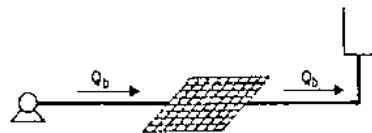


Fig. 32. Esquema c).

SELECCION DE DIAMETROS Y CALCULO DE PRESIONES

Una vez establecido el mallado, constituido por las tuberías principales y asignados los gastos correspondientes a cada tramo para el caso de análisis que se pretenda, se procede a determinar los gastos de tránsito mediante el procedimiento siguiente:

1. *Caso de análisis. Selección de los factores correspondientes.*
2. *Determinación de los gastos de cada tramo para el caso de análisis.*
3. *Determinación de gastos en los nodos o repartición de gastos.* Los gastos asignados a cada tramo son repartidos por mitad a cada una de las esquinas que lo contiene, obteniéndose así los gastos de Nodos: o por el método de las áreas.
4. *Asignación de los gastos de tránsito.* Por tratarse de una red mallada, el flujo para el diseño respectivo será el del gasto que pasa a través y no solamente el de su propio consumo. Esto obliga a hacer análisis que conduzcan a determinar los gastos reales de circulación.

Método de cálculo

En virtud de que la red está constituida por un circuito cerrado de tuberías, el flujo de agua a través de ellas estará controlado por dos condiciones.

1. El flujo total que llega a un nodo es igual al que sale.
2. La pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino, es siempre la misma.

Estas condiciones, junto con las relaciones de flujo y pérdida de carga, nos dan sistemas de ecuaciones en los cuales, bien los flujos en cada tubo, o bien la carga en cada nodo, pueden ser tomadas como incógnitas.

Si las cargas son tomadas como incógnitas, las ecuaciones serán las de continuidad de flujo, y si son los flujos tomados como incógnitas, las ecuaciones serán las relativas a la continuidad de carga, pero en ambos casos el orden de las ecuaciones será el mismo que el de la relación entre flujo y pérdida de carga.

Es evidente que ello implicaría la selección de un diámetro o de una combinación de diámetros de tuberías, y que podría conducirnos a infinitas soluciones satisfaciendo las condiciones pre-establecidas. Para la solución más conveniente privarán criterios más que métodos de cálculo que nos inducirán a ella. Por lo pronto refirmamos el método analítico de cálculo y posteriormente visualizaremos algunos criterios inductivos para tal selección.

Varios métodos se han desarrollado, los cuales son particularmente útiles para el proceso analítico de cálculo, pero por considerar que su aplicación generalizada casi ha descartado a otros, sólo hemos hecho referencia en este texto al método de Hardy Cross y a las variantes que posteriormente se han sugerido.

Método de Hardy Cross

Para la discusión del método, consideramos el caso más sencillo de una red constituida por una sola malla (Fig. 33) y suministro por gravedad.

Siendo Q_c el gasto de alimentación a la malla, éste se bifurca en el Nodo A en los gastos Q_1 y Q_2 que serán los gastos de tránsito correspondientes a los tramos AB y AD, respectivamente. Siendo estos gastos asumidos, existirá posibilidad de error; por tanto, deberán ser verificados mediante las expresiones de pérdida de carga ($J = \alpha LQ^n$) y comprobar el cumplimiento de las condiciones que debe satisfacer toda red mallada, es decir, $\Sigma Q = 0$ en cada nodo, y pérdidas de carga idénticas entre dos puntos, cualquiera que sea el camino seguido.

Usaremos la convención del signo positivo (+) para las pérdidas de carga resultantes de los gastos que circulan en el sentido de las agujas del reloj y signo menos (-) en caso contrario.

El método de Cross es un método de aproximaciones sucesivas por el cual sistemáticas correcciones se aplican a los flujos originalmente asumidos (gastos de tránsito) hasta que la red esté balanceada.

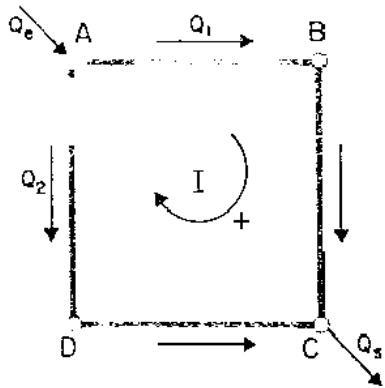


Fig. 33.—Sentido de corriente asumido para una red genérica.

En el caso de la figura 33, desde el Nodo A hasta el Nodo C, la pérdida de carga puede ser calculada como:

$$J_1 = \alpha_1 (AB + BC) Q_1^n = \alpha_1 L_1 Q_1^n$$

$$J_2 = \alpha_2 (AD + DC) Q_2^n = \alpha_2 L_2 Q_2^n$$

Si Q_1 y Q_2 han sido elegidos de modo que el sistema esté balanceado $J_1 = J_2$ y el problema estará resuelto. Si, por el contrario, $J_1 - J_2 \neq 0$, los valores iniciales asumidos para Q_1 y Q_2 son incorrectos y hemos de hacer las correcciones sucesivas a que hubiese lugar.

Asumiendo la magnitud del error como q , éste estará en exceso en un sentido de la corriente y en defecto en el otro sentido. Por lo tanto:

$$Q_1' = (Q_1 + q)$$

$$Q_2' = (Q_2 - q)$$

Para considerar balanceada la red, deberá cumplirse que $J_1' - J_2' = 0$. Luego:

$$\alpha_1 L_1 (Q_1')^n - \alpha_2 L_2 (Q_2')^n = 0$$

$$\alpha_1 L_1 (Q_1 + q)^n - \alpha_2 L_2 (Q_2 - q)^n = 0$$

$$\alpha_1 L_1 (Q_1^n + nq Q_1^{n-1} + \frac{n(n-1)}{2} q^2 Q_1^{n-2} + \dots)$$

$$- \alpha_2 L_2 (Q_2^n - nq Q_2^{n-1} + \frac{n(n-1)}{2} q^2 Q_2^{n-2} - \dots + \dots) = 0$$

Si en la primera estimación hecha resulta q pequeño, los términos de la expresión que incluyen potencias de q pueden despreciarse.

$$\alpha_1 L_1 Q_1^n + \alpha_1 L_1 nq Q_1^{(n-1)} - \alpha_2 L_2 Q_2^n + \alpha_2 L_2 nq Q_2^{n-1} = 0$$

$$\alpha_1 L_1 Q_1^n = J_1 \quad \alpha_1 L_1 Q_1^{n-1} = \frac{\alpha_1 L_1 Q_1^n}{Q_1} = \frac{J_1}{Q_1}$$

$$\alpha_2 L_2 Q_2^n = J_2 \quad \alpha_2 L_2 Q_2^{n-1} = \frac{\alpha_2 L_2 Q_2^n}{Q_2} = \frac{J_2}{Q_2}$$

Luego:

$$J_1 + nq \frac{J_1}{Q_1} - J_2 + nq \frac{J_2}{Q_2} = 0$$

$$q = - \frac{J_1 - J_2}{n \left(\frac{J_1}{Q_1} + \frac{J_2}{Q_2} \right)}$$

Generalizando:

$$q = - \frac{\sum J}{n \sum J/Q}$$

CUADRO 15

MÓDELO DE TABLA PARA CÁLCULO DE REDES MALLADAS

PROYECTO:											HOJA Núm.		
HOJA DE CALCULOS DE REDES MALLADAS													
..... CORRECCION CASO FORMULA: $J = \alpha L Q^2$											C =		
Malla	Tramo	ϕ mm	α	L (en m)	r	Q lts/seg	rQ	J (en m)	Signo	q	q	Q_c lts/seg	Cálculo de la corrección

que constituye el valor de la corrección en la primera aproximación, debiendo repetirse el procedimiento para lograr el balance de la malla.

Esta expresión por razones prácticas puede también escribirse:

$$q = - \frac{\sum J}{n \sum r Q^{n-1}}$$

donde $r = \alpha L$.

Cuando se use la expresión para calcular las pérdidas de carga con el valor de $n = 2$, se simplifican grandemente los cálculos, quedando la expresión:

$$q = - \frac{\sum J}{2 \sum r Q}$$

El cuadro 15 representa un modelo de tabla útil y práctica en los cálculos numéricos para el análisis de redes.

Para $n = 1,85$

La corrección tendrá el valor

$$q = - \frac{\sum J}{1,85 \sum r Q^{0,85}}$$

En este caso, la tabla para cálculos contendrá una columna adicional, la correspondiente a $Q^{0,85}$.

Métodos modificados de Cross

Al método de Cross, se han propuesto algunas modificaciones, tendientes a simplificar las operaciones. Entre otros, el procedimiento del gasto promedio (15) del ingeniero Carlos Ruiz A., quien propone una fórmula simplificada de la corrección del gasto que toma más en cuenta la aproximación progresiva de las correcciones que la precisión de una de ellas aisladamente.

$$\Delta Q = - \frac{\sum J}{n \sum j^*} \times Q^l$$

Siendo ΔQ = Corrección constante para todos los tramos del circuito.

$\sum J$ = Suma algebraica de las pérdidas de carga.

$\sum j^*$ = Suma absoluta de las pérdidas de carga, sin tomar en cuenta el signo.

n = Exponente del gasto en la fórmula de Williams Hazen.

Otra de las simplificaciones hechas es la propuesta por el ingeniero Salvador Trabanino S. (16) quien es-

tablece que «la corrección de un circuito es igual a la corrección del mismo calculada por el método de Cross, más la suma de los productos de las correcciones de los circuitos adyacentes, multiplicado por el cociente H/Q de sus tramos comunes respectivos, dividido entre la suma de los H/Q del circuito considerado».

$$q_n = \Delta Q_n + \frac{\sum \Delta Q \left(\frac{H}{Q}\right)_t}{\sum \left(\frac{H}{Q}\right)_n}$$

donde

q = Corrección propuesta.

ΔQ_n = Corrección por el Método de Cross.

$\left(\frac{H}{Q}\right)_t$ = H/Q del tramo común con el circuito considerado.

REDES CONSTITUIDAS POR VARIAS MALLAS

Cuando una red consta de varias mallas o circuitos, existirán, por tanto, tramos comunes, que se verán afectados por más de una corrección. En tales condiciones, la corrección de una malla se verá afectada en ese tramo por la corrección de la adyacente y viceversa; ello induce a ir haciendo correcciones simultáneas para permitir una convergencia también del conjunto.

Una vez ajustada la red a un cierto límite de exactitud, se procederá a la determinación de las presiones en los nodos, y a su verificación para satisfacer los requerimientos de presiones de servicio.

A continuación se presenta un cuadro de presiones, para reportar los cálculos correspondientes.

CUADRO 16

MODELO DE TABLA PARA EL CALCULO DE PRESIONES

Nodo	Cota estanque	Cota terreno	Presión estática	Pérdida de carga	Presión dinámica	Observación

Definiciones y Criterios fundamentales para el diseño de la red

Si bien el Método de Cross es al igual que otros Métodos una herramienta útil en el diseño, debemos admitir que es sólo eso, y que la selección de los diámetros que nos conducen a la solución más económica está sustentada por el criterio y conocimiento cabal del funcionamiento hidráulico de un sistema mallado.

La red y el estanque de almacenamiento están íntimamente ligados, y de la ubicación de este último dependerá en mucho la solución más conveniente. Debemos de reconocer que no siempre será posible mantener una condición teórica del diseño, toda vez que la topografía obliga a diferencias notables en la selección de los diámetros que configuran la red de tubería. Esto puede visualizarse mejor si pensamos en una zona plana con características homogéneas de densidad de población y la ubicación de un estanque en el Centro Geométrico de la red de servicio. Evidentemente estamos en una situación ideal de líneas isopiezométricas circulares y líneas de flujo radiales, que nos permitirán una selección de diámetros para satisfacer presiones mínimas de servicio en los puntos más alejados, pero la condición real implica: densidades de población diferentes, topografía accidentada y redes asimétricas: lo cual da por resultado una situación compleja.

La selección de diámetros para cada tramo de la red está condicionada por el gasto y viceversa. Ello es comparable al caso de una línea de aducción por bombeo, donde privan factores económicos de las dos variables en juego; diámetros y energía. En una red mallada esta misma condición estará definida por altura de estanque y diámetros, determinándose similarmente los diámetros en función de velocidades económicas.

Por otra parte, la selección de diámetro mínimo impuesto por Normas nos obliga a diseñar pensando en el aprovechamiento máximo de esa capacidad de los diámetros mínimos normalizados.

GASTO DE DISEÑO Y DIAMETRO SELECCIONADO

La distribución de los gastos de tránsito ha de hacerse atendiendo a criterios de demanda de las zonas a servir, densidad y desarrollo futuro.

El ingeniero Enrique Munizaga Díaz (17) propone una distribución de gastos de forma que al recorrer cada malla se verifique que $\sum q^{0.50} \times L = 0$. Una vez supuesto un gasto de tránsito, el autor recomienda la selección de un diámetro en función del ábaco de la figura 34, con lo cual casi invariablemente se llega a una solución ventajosa económicamente.

Las Normas INOS (6) presentan una tabla que señala velocidades máximas y gastos máximos admisibles para cada diámetro, según se indica a continuación.

CUADRO 17

RELACION DIAMETRO-VELOCIDAD ECONOMICA

DIAMETRO		V _{max} m/seg	Q _{max} lts/seg
mm	Pulg		
75	3"	0.70	3.05
100	4"	0.75	5.89
150	6"	0.80	14.14
200	8"	0.90	28.27
250	10"	1.00	49.09
300	12"	1.10	77.75
350	14"	1.20	115.45
400	16"	1.25	157.10
450	18"	1.30	206.76
500	20"	1.40	274.90
600	24"	1.60	452.39
700	30"	1.60	729.60

El autor considera que la utilización del ábaco de la Fig. 34 permite mayor flexibilidad en el diseño y puede lograr en ocasiones, soluciones más ventajosas que el de la utilización irrestricta de una tabla. Por otra parte, debe quedar claro que las velocidades máximas que se establecen en el cuadro 17 deben entenderse como velocidades económicas y no como velocidades máximas por desgaste o destrucción del material, no siendo, por tanto, aplicable donde condiciones de diseño diferentes priven bajo el punto de vista económico.

Análisis de la red

Una vez seleccionados los diámetros y determinadas las presiones de servicio para el caso analizado, se procede a la verificación de la misma para los demás casos requeridos de acuerdo al tipo de red que se tenga.

Si el diseño se ha hecho para el consumo máximo horario, se procederá luego a verificar la red dimensionada para la demanda de incendio.

En este caso se considera el gasto de incendio de acuerdo a la zonificación, concentrándose dicho gasto en el nodo más desfavorable, es decir, aquél donde se presume la menor presión (generalmente nodo más alejado o nodo más alto). El análisis anterior del caso de Consumo Máximo, nos da idea acerca de su ubicación posible.

Ejemplos de cálculos por el método de Cross:

♦ Ejemplo:

Tomando el esquema de red de la figura 23 donde se determinaron los gastos de nodo por el método de las áreas, se tiene la distribución en la página 50.

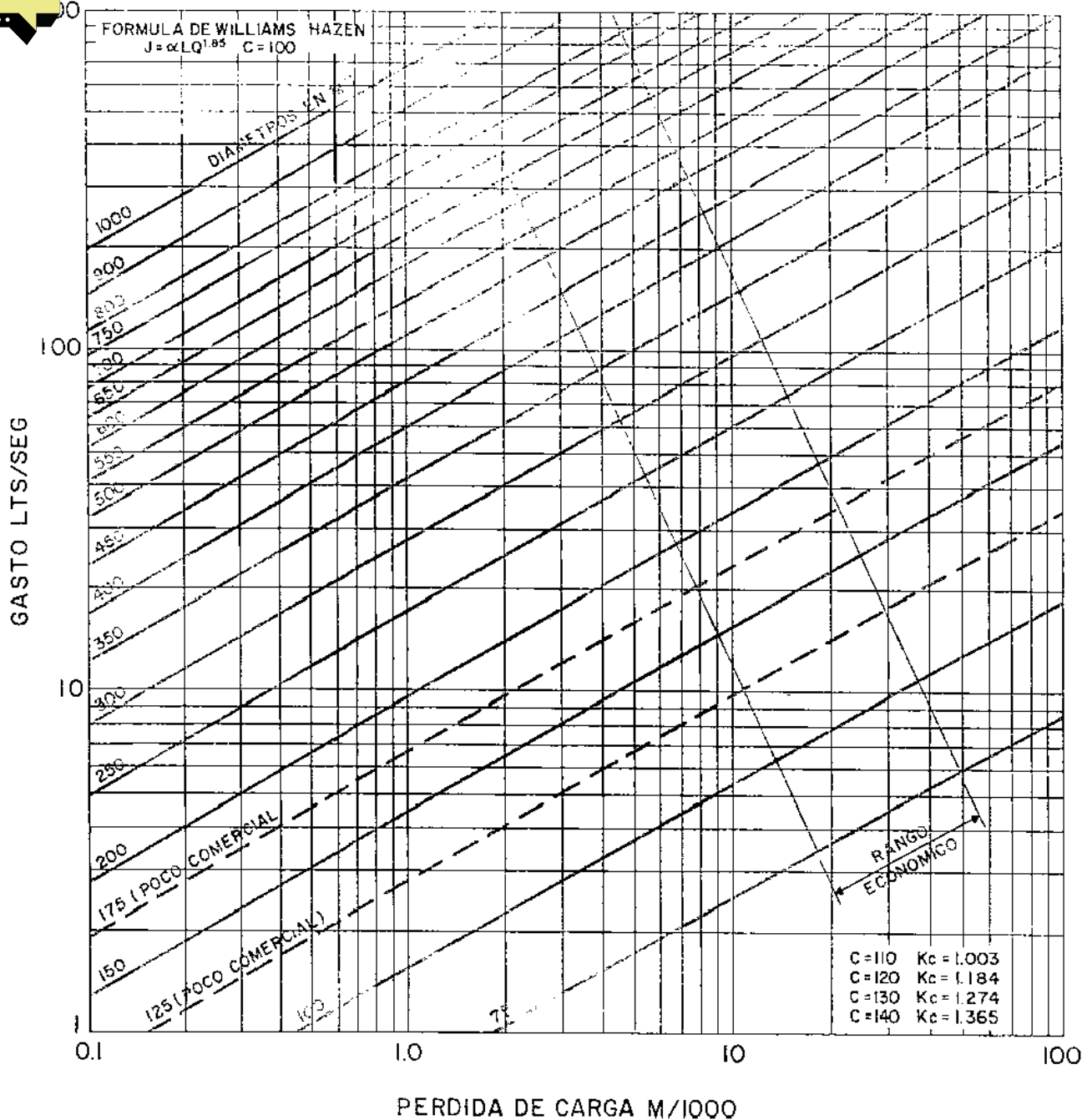


Fig. 34.—Abaco para la selección de diámetros económicos en redes de distribución.
 (Elaborado por S. AROCHA R.)

Uso del Abaco. Entrar con el gasto de diseño sobre el eje de ordenadas y seleccionar los diámetros trazando horizontal hasta interceptar las rectas que definen los diámetros, dentro de la ZONA DE RANGO ECONOMICO. Para valores de $C \neq 100$, dividir el gasto por el factor correspondiente. Ejemplo:

Gasto de diseño $Q = 200$ lts/seg

a) Usando tubería con $C = 100$

$Q = 200$ l/s
 \varnothing 450 mm
 \varnothing 500 mm

b) Usando tubería con $C = 120$

$K_c = 1.184 \quad Q = 168,9$ l/s
 \varnothing 400 mm
 \varnothing 450 mm

Un análisis económico más detallado, permitirá determinar con mayor precisión cuál de los dos diámetros preseleccionados resulta conveniente, sin embargo la solución ha sido restringida al estudio de dos diámetros.

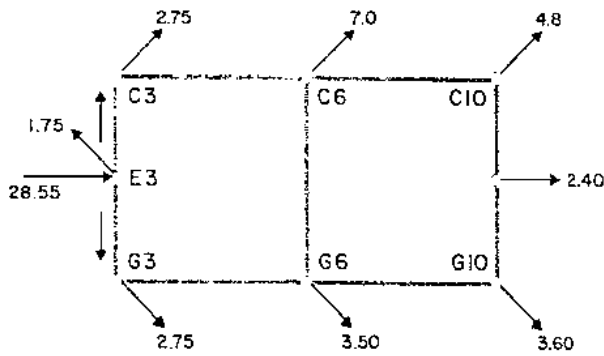


Fig. 35.—Esquema de la red de distribución con indicación de gastos concentrados en los nodos.

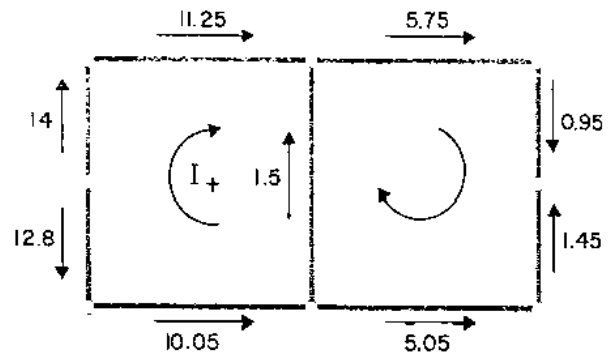


Fig. 36.—Distribución tentativa de los gastos de tránsito.

Malla	Tramo	Longitud	ϕ mm	α	r	Q	rQ	J	signo	q	
I	E3-G3	200	150	0 ⁴ 4068	0,008136	12,80	0,104	1,33	-	+0,11	
	G3-G6	300	150	0 ⁴ 4068	0,01220	10,05	0,123	1,23	-	+0,11	
	G6-C6	500	100	0 ³ 3597	0,17985	1,50	0,270	0,40	-	+0,11	-0,35
	E3-C3	200	150	0 ⁴ 4068	0,008136	14,00	0,114	1,59	+	-0,11	
	C3-C6	300	150	0 ⁴ 4068	0,01220	11,25	0,137	1,54	+	-0,11	
						Σ	0,748	+0,17			
II	G6-C6	500	100	0 ³ 3597	0,17985	1,50	0,270	0,40	+	-0,35	+0,11
	C6-C10	400	100	0 ³ 3597	0,14388	5,75	0,827	4,75	+	-0,35	
	C10-E10	200	100	0 ³ 3597	0,07194	0,95	0,068	0,06	+	-0,35	
	G6-G10	400	100	0 ³ 3597	0,14388	5,05	0,727	3,67	-	+0,35	
	G10-E10	200	100	0 ³ 3597	0,07194	1,45	0,104	0,15	-	+0,35	
						Σ	1,996	+1,39			

Malla	Tramo	Q _c	rQ	J	signo	q		Q _c	rQ	J	q	q	Q _c
I	E3-G3	12,91	0,105	1,36	-	+0,12		13,03	0,106	1,39	0		
	G3-G6	10,16	0,124	1,26	-	+0,12		10,28	0,126	1,29			
	G6-C6	1,26	0,227	0,29	-	+0,12	-0,02	1,36	0,252	0,35		-0,04	
	E3-C3	13,89	0,113	1,57	+	-0,12		13,77	0,112	1,54			
	C3-C6	11,14	0,136	1,51	+	-0,12		11,02	0,134	1,48			
	Σ		0,705	+0,17				0,730	-0,01				
II	G6-C6	1,26	0,227	0,29	+	-0,02	+0,12	1,36	0,252	0,35	-0,04	1,36	
	C6-C10	5,40	0,777	4,20	+	-0,02		5,38	0,777	4,20	-0,04	5,36	
	C10-E10	0,60	0,043	0,03	+	-0,02		0,58	0,043	0,03	-0,04	0,56	
	G6-G10	5,40	0,777	4,20	-	+0,02		5,42	0,777	4,20	+0,04	5,44	
	G10-E10	1,80	0,129	0,23	-	+0,02		1,82	0,129	0,23	+0,04	1,84	
	Σ		1,913	+0,09				1,978	+0,15				

* Pérdida de carga desde el estanque a E3: $J = 750 \times 0^5 \cdot 9030 \times 28,55^2 = 5,52 \text{ m}$

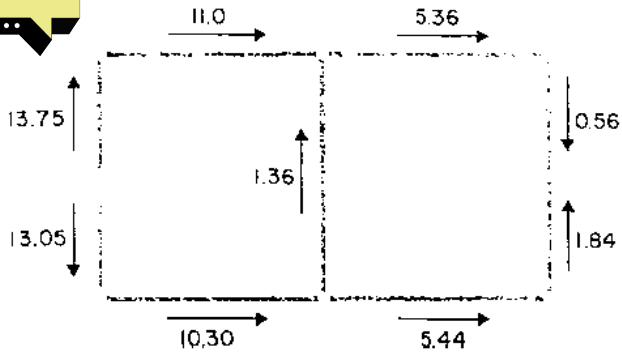
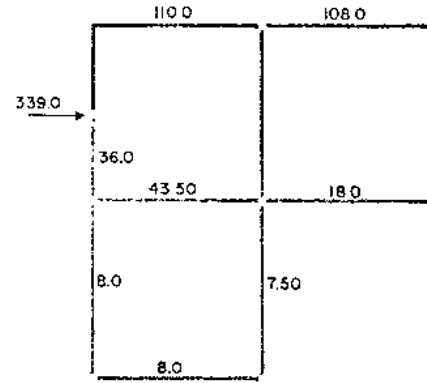


Fig. 37.—Gastos reales de circulación de la Red.

Fig. 39.—Gastos por tramos para el caso de análisis ($K_2 = 2.50$).

CUADRO DE PRESIONES

Nodo	Cota	Presión estática	Pérdida de carga	Presión dinámica
Estanque	715	—	—	—
E3	680	35 m	5,52	29,48
G3	680	35 m	6,91	28,09
G6	685	30 m	8,20	21,80
C3	680	35 m	7,06	27,94
C6	685	30 m	8,54	21,46
C10	680	35 m	12,70	22,30
E10	680	35 m	12,73	22,27
G10	695	20 m	12,50	7,50

A fin de garantizar una presión mínima de 20 m en la red, habrá que elevar el estanque sobre torre.

Asumiendo una altura del cuerpo del estanque de 3.00 m, se requerirá una torre de 11,0 m. ♦

♦ Ejemplo:

Tomando el esquema de la figura 25, donde se tienen los gastos en los tramos, y considerados éstos como gastos medios de consumo, se tiene:

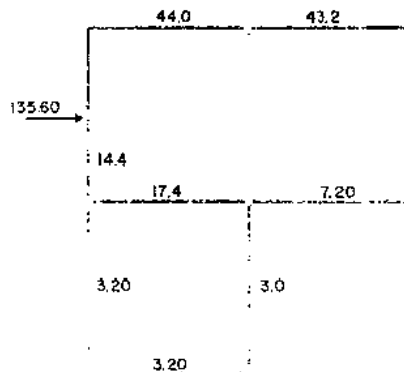


Fig. 38.—Esquema de la red con los gastos medios de consumo para cada tramo.

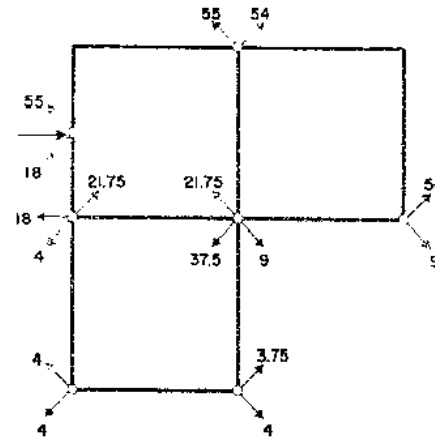


Fig. 40.—Repartición media de los gastos.

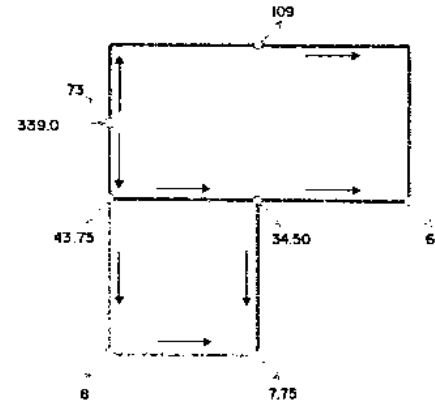


Fig. 41.—Gastos concentrados en los nodos.

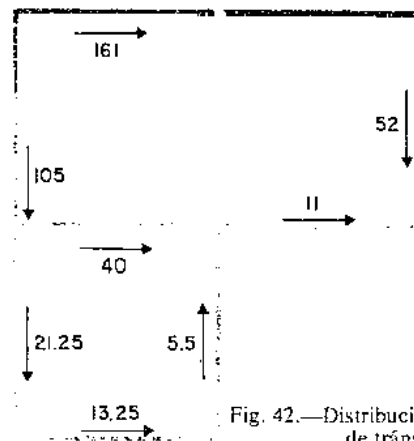


Fig. 42.—Distribución tentativa de los gastos de tránsito en la red.

Tramo	ϕ^*	Longitud	α	r	Q	rQ	J	signo	q	q	Q_c
C1-E1	300	120	0^67886	0.0000946	105.0	0.00993	1.04	-	-0.55		104.45
E1-E3	200	220	0^56438	0.001416	40.0	0.05664	2.27	-	-0.55	+0.46	39.91
E3-E4	150	150	0^42900	0.00435	11.0	0.04785	0.53	-	-0.55		10.45
C1-B3	400	340	0^61748	0.0000694	161.0	0.00956	1.54	+	+0.55		161.55
B3-E4	250	390	0^52014	0.0007854	52.0	0.04084	2.12	+	+0.55		52.55
						0.16482	-0.18				
E1-E3	200	220	0^56438	0.001416	40.0	0.05664	2.27	-	+0.46	-0.55	39.91
E1-G1	175	200	0^41310	0.00262	21.25	0.05568	1.18	-	-0.46		20.79
G1-G3	150	220	0^42900	0.00638	13.25	0.08454	1.12	-	-0.46		12.79
G3-E3	150	200	0^42900	0.0058	5.5	0.0319	0.18	-	-0.46		5.04
						0.22876	-0.21				

* La selección de diámetro se ha hecho en base al ábaco de la figura 34.

Tramo	r	rQ	J	signo		Q_c	rQ	J	q		Q_c
C1-E1	0.0000946	0.00988	1.03	-	-0.15	+0.4	104.44	0.00988	1.03	0	
E1-E3	0.001416	0.0565	2.26	-	-0.15		39.76	0.05630	2.24	0	
E3-E4	0.00435	0.04546	0.48	-	-0.15		10.36	0.04481	0.46	0	
C1-B3	0.0000694	0.009596	1.55	+	+0.15		161.70	0.009605	1.55	0	
B3-E4	0.0007854	0.04127	2.17	+	+0.15		52.70	0.04139	2.18	0	
		0.1627	-0.05						0		
E1-E3	0.001416	0.0565	2.26	+	+0.14	-0.5	39.76	0.0563	2.24	+0.09	
E1-G1	0.00262	0.0545	1.13	-	-0.14		20.65	0.0541	1.12	-0.09	
G1-G3	0.00638	0.08122	1.04	-	-0.14		12.65	0.0803	1.02	-0.09	
G3-E3	0.0058	0.0292	0.15	-	-0.14		4.90	0.02842	0.14	-0.09	
		0.2214	-0.06					0.2191	-0.04		

Determinación de la pérdida de carga en la matriz de distribución. Para ello, conociendo la distancia entre el estanque y el punto de alimentación de la red (C1) y seleccionando un diámetro adecuado para el gasto en el caso de análisis.

$$L = 580 \text{ m}$$

$$Q = 339 \text{ l/s}$$

$$\phi = 500 \text{ mm}$$

$$J = 0.75402 \times 580(339)^2 = 3.60 \text{ m}$$

CUADRO DE PRESIONES

Est-C1 $\phi = 500 \text{ mm}$ $L = 580 \text{ m}$ $\alpha = 0.75402$ $J = 3.60 \text{ m}$

Nodo	Cota terreno	Presión estática	Pérdida de carga	ΣJ	Presión dinámica	Presión corregida
Estanque	187.00	-	-	-	-	
C1	159.00	28.00	3.60	3.60	24.40	
E1	162.30	24.70	1.03	4.63	20.07	
G1	163.43	23.57	1.12	5.75	17.82	
G3	168.50	18.50	1.02	6.77	11.73*	
E3	160.0	27.00	2.24	6.87	20.13	
E4	155.0	32.00	0.46	7.33	24.67	
B3	159.7	27.30	1.55	5.15	22.15	

* Presión mínima = 11.73.

DERIVACIONES COMPLEMENTARIAS DE ORDEN PRACTICO PARA EL DISEÑO DE LAS REDES DE DISTRIBUCION

a) Disposición de tuberías

Tuberías de distribución deben proyectarse para todas las calles a las que den frente una o más parcelas y procurando siempre formar mallas.

Se proyectan para colocarse en el lado de la calle que tenga mayor número de conexiones, dejando el centro de la calle para las cloacas.

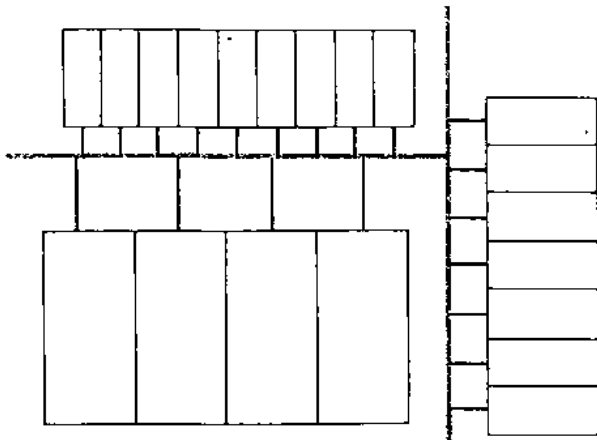


Fig. 43.—Colocación apropiada de una tubería de distribución de agua.

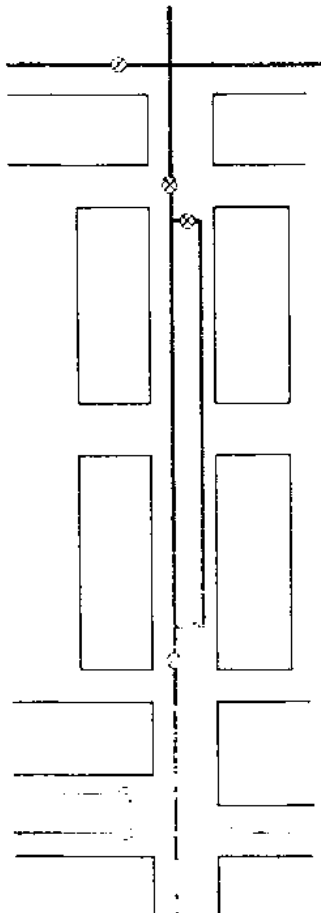


Fig. 44.—Colocación de doble tubería en redes de distribución.

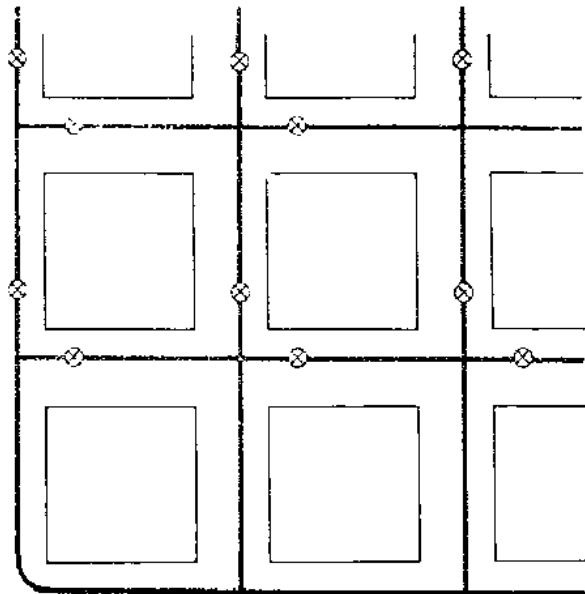


Fig. 45.—Colocación de llaves en una red de distribución.

Las normas INOS (6) establecen que en calles con ancho de 17 m o más (medido entre límites de propiedad), debe preverse doble tubería de distribución, con el objeto de evitar que tomas de servicio largas, atraviesen la calzada. Si este fuere el caso, recomienda una distribución como la indicada en la figura 44.

b) Llaves

En las tuberías de distribución deben proveerse suficientes llaves de manera de aislar no más de 350 m cerrando un máximo de cuatro llaves, o de que sólo queden dos cuadras sin servicio (Normas INOS).

Un buen arreglo que resulta económico es el que muestra la figura 45: así, una rotura en uno cualquiera de los tramos permite con el cerrado de cuatro llaves satisfacer esa Norma.

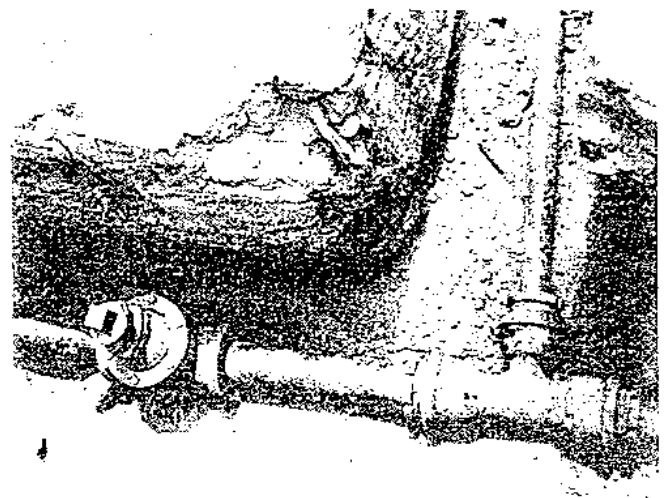


Foto 3.—Llave y accesorio en T en nodo de una red de distribución.

Los diámetros de las llaves correspondientes a cada diámetro de tubería se indican en el cuadro siguiente (Normas INOS):

CUADRO 18

DIAMETRO DE LA LLAVE DE ACUERDO AL DIAMETRO DE LA TUBERIA

φ Tubería	φ Llave
4	4
6	6
8	8
10	10
12	12
14	12
16	12
18	16
20	16
24	20
30	24

c) Hidrantes

Se espaciarán a 200 m para zonas residenciales o comerciales con menos del 120 por 100 de construcción.

Se espaciarán a 100 m para zonas industriales o comerciales con más del 120 por 100 de construcción.

El MSAS recomienda ubicarlos de forma de cubrir toda el área con radios de 90 m en zonas residenciales.

d) Ventosas

En redes de distribución se utilizan conexiones domiciliarias para servir de ventosas (hasta 14"). En tuberías de φ 12" o mayores que no tengan conexiones domiciliarias deberán proveerse ventosas en los puntos altos.

CUADRO 19

DIAMETRO DE LA VENTOSA DE ACUERDO AL DIAMETRO DE LA TUBERIA

φ Tubería	φ Ventosa manual	φ Ventosa automática
12"	4"	3/4"
14"	4"	3/4"
16"	6"	1"
18"	6"	1"
20"	6"	2"
24"	8"	2"
30"	8"	2"

e) Purgas o limpieza

CUADRO 20

DIAMETRO DE LA LIMPIEZA DE ACUERDO AL DIAMETRO DE LA TUBERIA

φ Tubería	φ Purga
12"	6"
14"	6"
16"	6"
18"	6"
20"	8"
24"	8"
30"	10"

En tuberías iguales o mayores a 300 mm (12") deben proveerse en los puntos bajos llaves para limpieza, de acuerdo a Normas INOS; los diámetros de las llaves de limpieza son las que se señalan en el cuadro 20.

f) Conexiones domiciliarias

Las conexiones serán individuales y constarán de:

- Corporation Stop φ 3/4.
- Tubería de cobre φ 3/4.
- Caja tronco-cónica.
- Yugo con su llave (curb stop).
- Conexiones para tubo de cobre.

g) Diagrama de conexiones

En la preparación del proyecto se incluyen todos los accesorios que permiten configurar la red; así se tienen: cruces, tees, codos, tapones, etc. para lo cual resulta conveniente hacer un diagrama de cada nodo, como el que se ilustra en la figura.

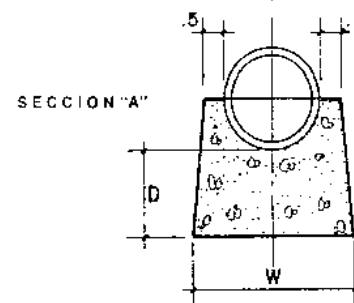
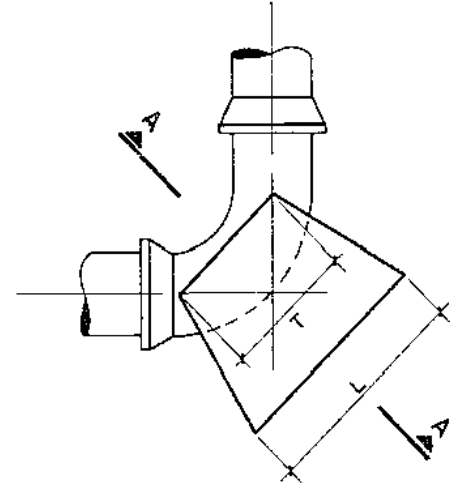


Fig. 46.—Dimensiones del anclaje. Ver cuadros de la página siguiente.

Dado que la magnitud de las presiones en la red de distribución es relativamente baja, los anclajes no revisten la importancia que se señala para las líneas de aducción, por lo cual ellos no precisan de cálculos individuales y pueden normalizarse adoptando los anclajes que se indican en los cuadros 21, 22 y 23, los cuales correspondan a Normas INOS.

CUADRO 21
DIMENSIONES DE LOS ANCLAJES EN CODO DE 90°

C O D O S A 90°										
Diam	M	150	200	250	300	350	400	450	500	600
	U.S.	6"	8"	10"	12"	14"	16"	18"	20"	24"
D		30	30	30	30	30	30	40	50	50
L		45	60	75	85	105	125	135	135	175
W		30	40	50	60	70	70	85	100	110
T		25	35	45	55	75	90	95	110	125

CUADRO 22
DIMENSIONES DE ANCLAJES EN CODO DE 45°

C O D O S A 45°										
Diam	M	150	200	250	300	350	400	450	500	600
	U.S.	6"	8"	10"	12"	14"	16"	18"	20"	24"
D		15	15	15	15	20	20	25	25	40
L		30	40	50	60	70	85	100	115	140
W		30	35	40	45	50	55	65	70	80
T		25	35	40	50	55	65	70	80	90

CUADRO 23
DIMENSIONES DE ANCLAJES EN TAPONES

T A P O N E S										
Diam	M	150	200	250	300	350	400	450	500	600
	U.S.	6"	8"	10"	12"	14"	16"	18"	20"	24"
D		15	15	15	15	20	25	30	35	45
L A W		30	40	50	60	70	80	90	100	120

PRESIONES Y DIAMETROS NORMALIZADOS

Presiones: Las redes de distribución tienen limitaciones en cuanto a presiones de servicio, estableciéndose un valor de presión mínima de acuerdo a la importancia y desarrollo de la Ciudad, y una presión máxima la cual está limitada por razones de utiliza-

ción en las viviendas sin provocar incomodidades por excesiva presión y daños en las instalaciones domiciliarias.

El INOS establece en sus Normas (6), para la red de distribución: «las presiones resultantes deberán calcularse respecto al nivel de la calle en cada nodo. La presión máxima admisible en cualquier punto de la red es de 75 m y la mínima de 20 m calculadas con el nivel de agua en el estanque a mitad de altura».

Para el caso específico de la ciudad de Caracas, el INOS tiene establecido los límites de las redes de distribución por cotas, así como también ha fijado la cota de reboso de los estanques correspondientes a cada red, con el propósito de unificar en un solo sistema todos los proyectos de abastecimientos de agua.

A continuación se presentan las redes y sus límites de servicio.

CUADRO 24
REDES Y LIMITES DE SERVICIOS PARA CARACAS

Redes	Límites	Cota reboso estanque
1. Inferior Baja	820- 860	885
2. Baja	860- 905	930
3. Media	905- 940	965
4. Alta N. E.	940- 990	1.005
5. Alta E-1	940- 990	1.015
6. Alta E-2	990-1.040	1.065
7. E-3	1.040-1.090	1.115
8. E-4	1.090-1.140	1.165
9. E-5	1.140-1.190	1.215
10. E-6	1.190-1.240	1.265
11. E-7	1.240-1.290	1.315

Las Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (4) establecen:

«Art. 70. Para los efectos de funcionamiento, el sistema de distribución deberá subdividirse en un número de redes, de manera que la presión máxima no exceda los 45 m. En caso de red única, esa presión podrá elevarse hasta un máximo de 70 m.»

«Art. 74. La presión residual mínima deberá estar de acuerdo con la zona servida. Esta presión en ningún caso deberá ser menor de 7 m.»

Diámetros: En redes de distribución de los sistemas de abastecimiento de agua de zonas rurales (< 5.000 hab.) las Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social recomiendan:

«Art. 76. El diámetro mínimo a usarse en redes de distribución será de 3". En casos especiales para tuberías de relleno y ramales de poca importancia, podrán usarse diámetros de 2".

En sistemas Urbanos, el diámetro mínimo aconsejable es de 4", exigiéndose un mínimo de ϕ 6" cuando el tramo sirva a un hidratante.

«En zonas de alta densidad es conveniente no usar diámetros menores de 8 pulgadas (6).»

Como ayuda para el diseño, se copian de las Normas INOS (5), las siguientes especificaciones:

DETALLE DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION

1. Clasificación y espaciamiento de las tuberías de distribución. Pueden distinguirse tres clases de tubería en el sistema de distribución: las tuberías principales de abastecimiento, el sistema arterial y las tuberías menores de distribución.

- a) *Tuberías principales.* Estas son las tuberías grandes que llevan gran cantidad de agua, desde la fuente o fuentes de abastecimiento a la red del sistema de distribución. Su colocación y espaciamiento dependerán de la situación de los sectores comerciales e industriales y de la densidad de la población. Tales tubos no deben colocarse a más de 1,000 m de separación y los sectores importantes de una ciudad deben ser alimentados desde dos lados siempre que sea posible.
- b) *El sistema arterial.* Estos son ramales tributarios secundarios que refuerzan la red de tuberías y ayudan especialmente en la concentración del flujo contra incendio a cualquier punto. Deben colocarse de 400 a 600 metros de separación.
- c) *Tuberías menores de distribución.* Constituyen la malla o tubería de relleno entre los tubos arteriales. Deben espaciarse de tal manera y ser de tal tamaño, que no haya ninguna reducción de presión en la vecindad inmediata de un incendio, por debajo de las cifras requeridas. Los análisis de estos tubos, usando el método circular, deben demostrar que se cumplen los requisitos de incendios en los sectores comerciales, industriales y residenciales.

ANALISIS DE REDES MEDIANTE EL USO DE COMPUTADORAS ELECTRONICAS

Al igual que otros problemas ingenieriles, la utilización de las Computadoras ha encontrado aplicación práctica para el diseño de redes de distribución de agua, que permite la realización de los cálculos con gran rapidez y despreciables posibilidades de error.

Con el fin de ayudar al estudiante en la preparación del programa, se presentan en forma general los pasos para el proceso de Cálculo iterativo.

1. Dibujo del esquema de la red de distribución y numeración de sus elementos.
2. La red estará constituida por Tramos y Nodos.

Se define tramo:

- a) La longitud de tubería entre dos nodos consecutivos.
- b) Una bomba.
- c) Una válvula.

Se define Nodo:

- a) Todo punto de la red donde convergen dos o más tramos.
 - b) Puntos especiales, como puntos de concentración de gastos (incendio), estanques, punto de alimentación, etc.
3. Se procede a enumerar Mallas o circuitos, y a enumerar tramos y nodos asignando una secuencia que identifique ordenadamente los tramos y nodos.
 4. Selección de datos y de incógnitas.
 - a) *Gastos en los Nodos:* Utilizando el método descrito se procede a determinar los gastos en nodos y a hacer una distribución tentativa de los gastos de tránsito de tramos.
 - b) *Diámetros de los tramos:* Se seleccionan de acuerdo a los criterios preestablecidos.
 - c) *Presión en los Nodos:* En la red debe cumplirse que la presión en uno cualquiera de sus nodos (punto más desfavorable) debe satisfacer una presión mínima de servicio.
 - d) Para cada tramo deberá indicarse su longitud, su diámetro y el correspondiente valor del factor α en la expresión de Williams Hazen.
 - e) La existencia de válvulas reguladoras de presión en la red o redes, que se indicarán como nodos, deberán indicarse diámetro y pérdida que ella provoca.
 - f) Los nodos deben ser acotados indicando la cota de terreno correspondiente.
 - g) Fijar criterios sobre el error aceptable para el balance de la red.

◆ Ejemplo:

El sistema de distribución de agua que se muestra en la figura del frente, está constituido por dos (2) redes (alta y baja), las cuales están conectadas por válvulas reguladoras de presión.

gastos medios de consumo en cada tramo, que configuran las mallas se señalan a continuación:

BC = 10 lts/seg	GF = 16 lts/seg	HI = 10 lts/seg
CD = 12 lts/seg	GH = 2 lts/seg	HJ = 4 lts/seg
BE = 6 lts/seg	FH = 8 lts/seg	JK = 6 lts/seg
FD = 8 lts/seg	FI = 6 lts/seg	KM = 2 lts/seg
LI = 4 lts/seg	LM = 6 lts/seg	

1. Hacer una distribución tentativa de gastos en

toda la red para el caso de máximo consumo horario.

2. Analizar ambas redes para el caso de máximo consumo horario, considerando dos puntos de alimentación de la red baja y las alternativas de daño de una cualquiera de ellas.
3. Determinar la elevación del estanque a fin de garantizar una presión residual mínima de 20 m y las presiones de salida en las válvulas reguladoras a fin de que en ningún punto de la red la presión sea mayor de 70 m.

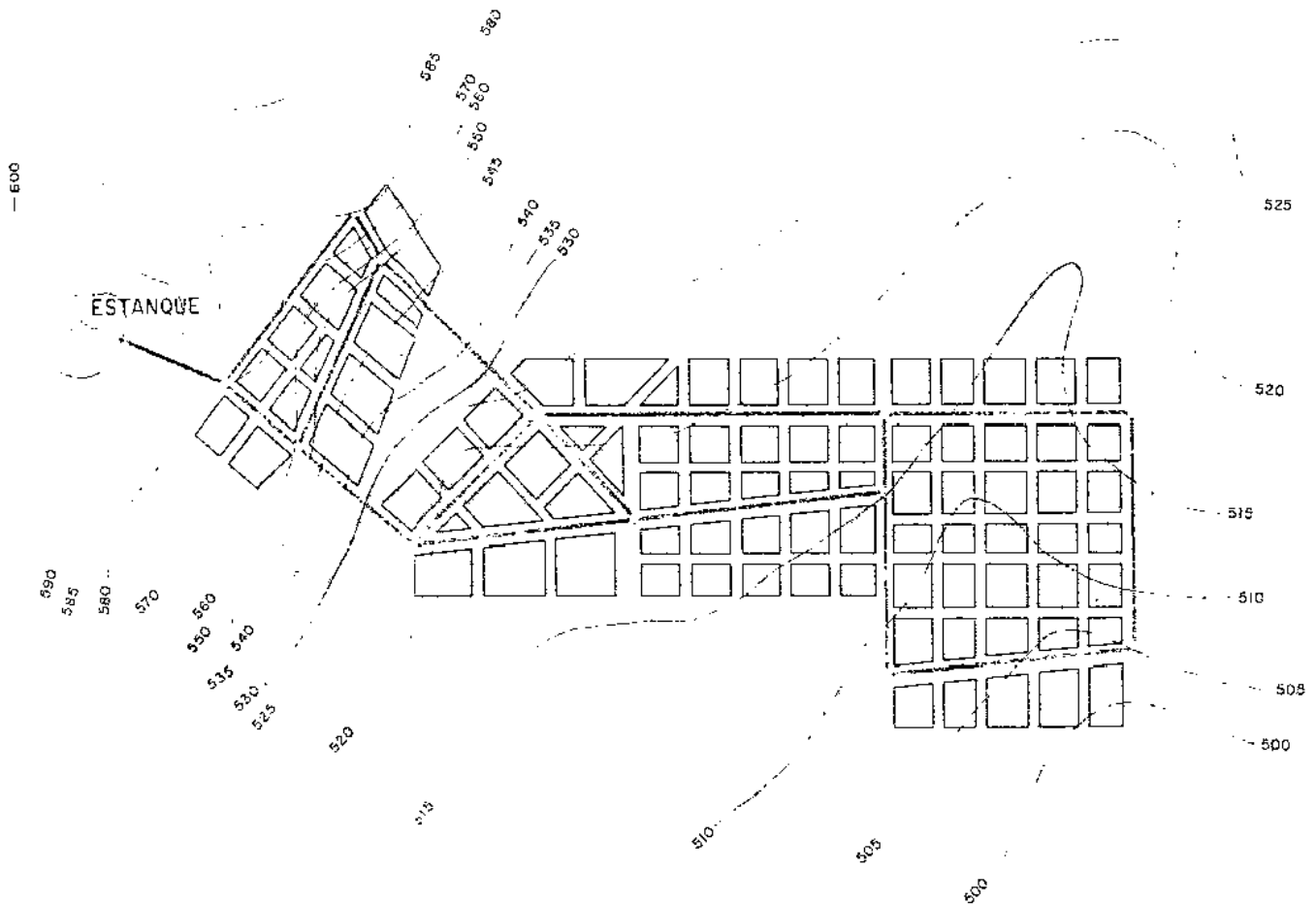


Fig. 47.—Plano y red de distribución de una ciudad constituida por 2 zonas o redes interconectadas.

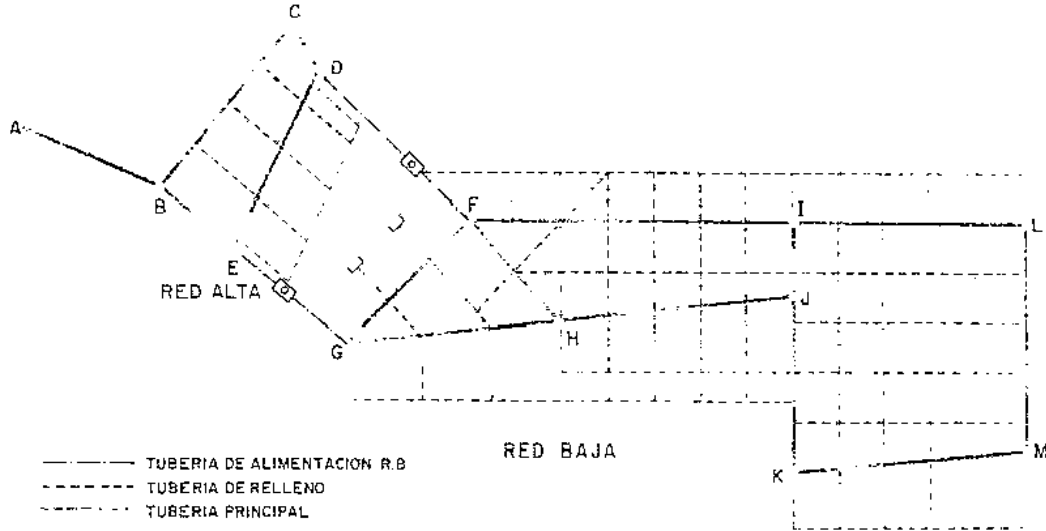


Fig. 48.—Esquema de la red de distribución de la figura anterior.

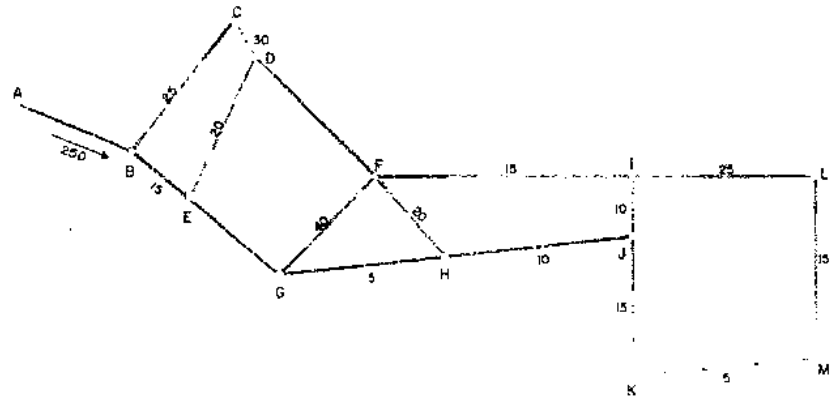


Fig. 49.—Esquema de la red y distribución de gastos para el caso Q_{max} horario.

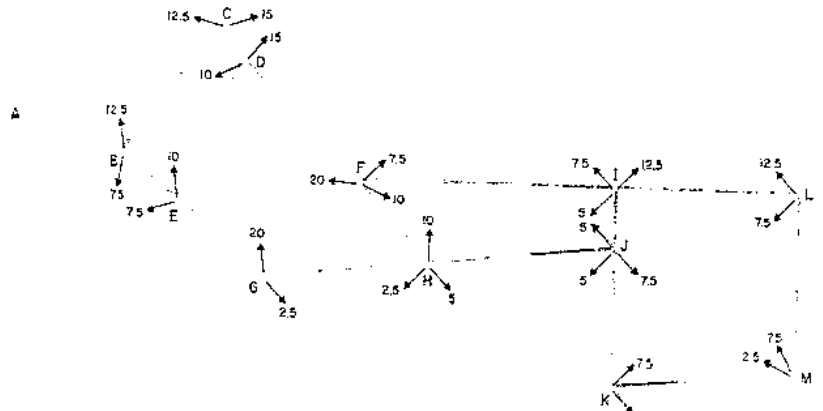


Fig. 50-a).—Distribución de gastos en los nodos a). b).

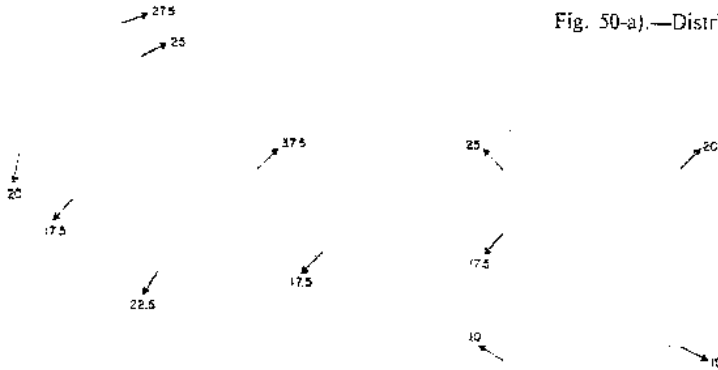


Fig. 50-b).

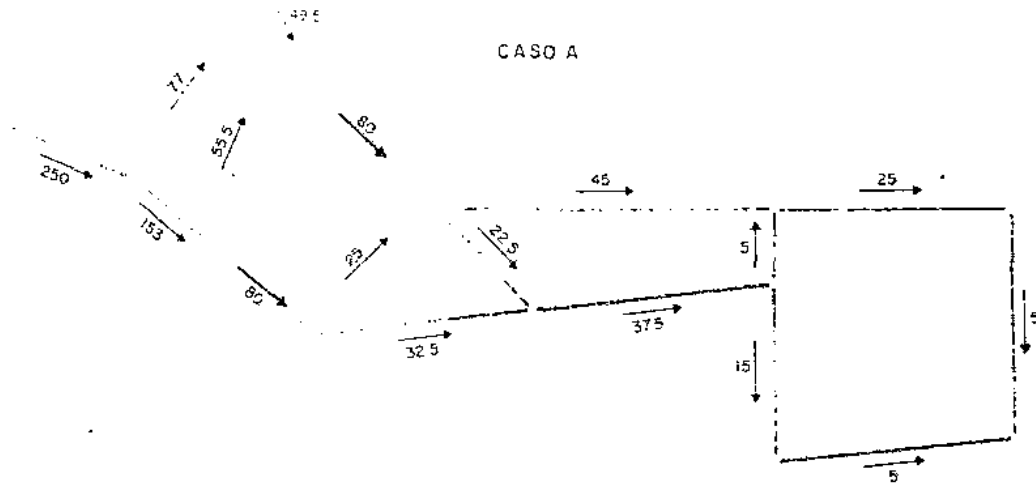


Fig. 51 (Caso a).—Distribución tentativa a), b), c), de gastos de tránsito.

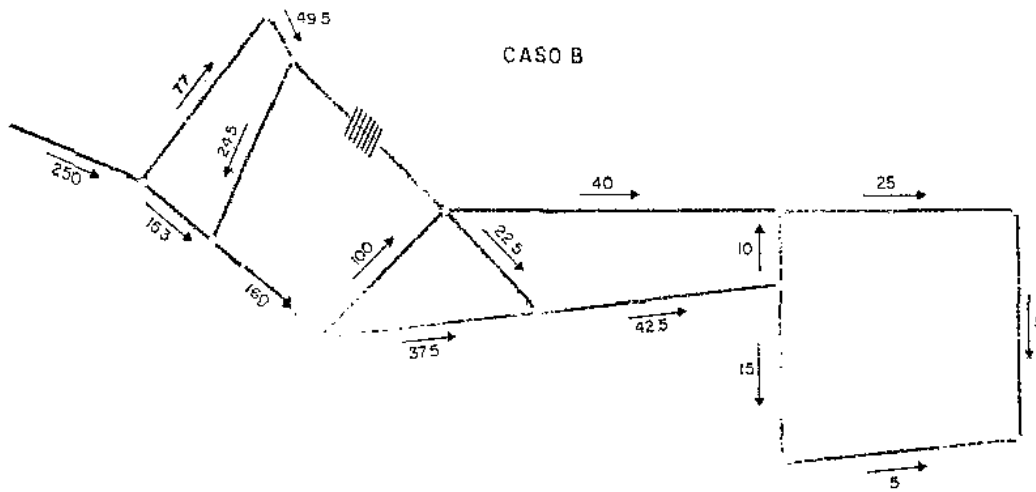


Fig. 51 (caso b).

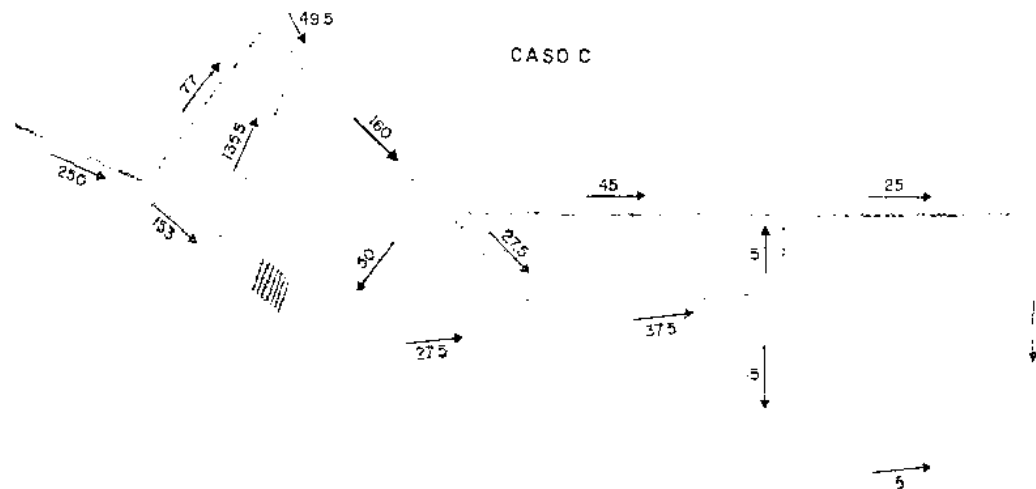


Fig. 51 (caso c).

Análisis de la Red Alta

Se considerarán tres (3) casos:

- La alimentación de la red baja es a través de dos puntos.
- La alimentación de la red baja es a través de EG.
- La alimentación de la red baja es a través de DF.

Se considera el caso (C) como el caso más desfavorable y, por tanto, se seleccionan los diámetros para este caso de análisis y se revisan para los otros.

Caso C
1.ª Aproximación

Tramo	Longitud	á	α	Q	r	rQ	J	signo	q	Q _c
BC	400	12"	0 ⁵ 1017	77.0	0,0004068	0,0313	2.41	-	-3.0	74.0
CD	100	10"	0 ⁵ 2645	49.5	0,0002645	0,0131	0.65	+	-3.0	46.5
DE	330	16"	0 ⁶ 2246	135.5	0,0000741	0,0100	1.36	-	-3.0	138.5
EB	250	16"	0 ⁶ 2246	153.0	0,0000562	0,0086	1.32	-	+3.0	156.0
							0,0630	+0.39		

2.ª Aproximación

74.0		0.0301	2.23	0	74.0
46.5		0.0123	0.57	0	46.5
138.5		0.0103	1.43	0	138.5
156.0		0.0088	1.37	0	156.0
		0,0615	-0		

CASO C

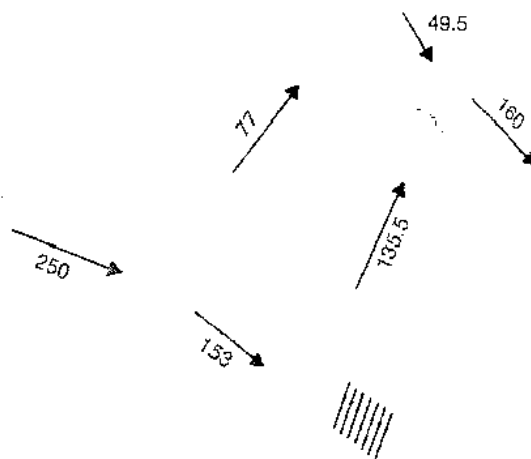


Fig. 52 (a).—Análisis de la red alta para la alimentación a través de 2 puntos.

La malla se considera balanceada y los gastos como gastos definitivos.

Cuadro de Presiones

Habría que calcular previamente la pérdida de carga desde el estanque (A) hasta el punto B.

$$Q = 250 \text{ lts/seg} \quad L = 300 \text{ m} \quad \phi = 20'' \quad J_{AB} = 1,32 \text{ m}$$

Tramo	Cota terreno	Presión estática	J	Presión dinámica			
AB	600	580	-	20.0	1.32	-	18.68
BC	580	586	20.0	14.0	2.23	18.68	10.45
CD	586	550	14.0	50.0	0.57	10.45	45.88
DE	580	560	20.0	40.0	1.37	18.68	37.31
FD	560	550	20.0	50.0	1.43	37.31	45.88

Caso B
1.^a Aproximación

Tramo	Longitud	α	α	Q	r	rQ	J	signo	Δ	Q _c
BC	400	12°	0°1017	77,0	0,0004088	0,0313	2,41	-	-16,3	60,7
CD	100	10°	0°2645	49,5	0,0002645	0,0131	0,65	+	-16,3	33,2
DE	330	16°	0°2246	24,5	0,0000741	0,0018	0,044	-	-16,3	2,2
EB	250	16°	0°2246	153,0	0,0000562	0,0086	1,32	-	-16,3	169,2
						0,0548	-1,784			

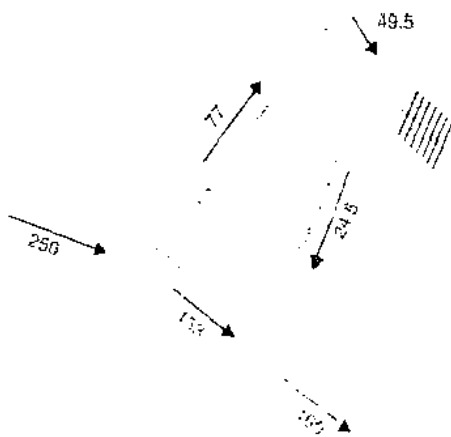
2.^a Aproximación

60,7		0,0247	1,50	+	-2,1	58,6
33,2		0,0088	0,29	+	-2,1	31,1
8,2		0,0006	0,005	+	-2,1	6,1
164,3		0,0095	1,61	-	+2,1	171,4
		0,0436	+0,185			

3.^a Aproximación

58,6		0,0238	1,395	+	-0,1	58,5
31,1		0,0082	0,255	+	-0,1	31,0
6,1		0,00045	0,003	+	+0,1	6,0
171,4		0,0096	1,645	-	+0,1	171,5
		0,0420	+0,008			

CASO B



El valor de la corrección es muy pequeño y la malla se considera balanceada.

Cuadro de Presiones

Tramo	Cota terreno	Cota tubería	Presión estática	Presión dinámica	J	Presión dinámica
AB	600	580	-	20,0	1,32	18,68
BC	580	586	20,0	14,0	1,39	11,29 ⁺
CD	586	550	14,0	50,0	0,25	17,04
BE	580	560	20,0	40,0	1,64	37,04
EJ	560	550	40,0	50,0	0,00	47,04 ⁺

Mínima.
Máxima.

Fig. 52 (b).- Alimentación a través de FG.

Caso A
1.ª Aproximación

Tramo	Longitud	α	θ	r	Q	rQ	J	signo	q	Q_c
BC	400	12°	0°10'17"	0,0004068	77,0	0,0313	2,41	-	-13,2	63,8
CD	100	10°	0°26'45"	0,0001645	49,5	0,0131	0,65	+	-13,2	36,3
DE	330	16°	0°22'46"	0,0000741	55,5	0,0044	0,23	-	+13,2	68,7
EB	250	16°	0°22'46"	0,0000562	153,0	0,0086	1,32	--	+13,2	166,2
						0,0571	+1,51			

2.ª Aproximación

Tramo	Q_c	rQ	J	sig	q	Q_c
BC	63,8	0,0259	1,65	-	-1,0	62,8
CD	36,3	0,0096	0,35	+	-1,0	35,3
DE	68,7	0,0051	0,35	-	-1,0	69,7
EB	166,2	0,0093	1,55	-	+1,0	167,2
		0,0571	+1,51			

3.ª Aproximación

rQ	J	sig	q	Q_c
0,0255	1,60	+	0	62,8
0,0093	0,33	+	0	35,3
0,0052	0,36	-	0	69,7
0,0094	1,57	-	0	167,2
0,0499	+0,10			

Cuadro de Presiones

Tramo	Cota terreno		Presión estática		J	Presión dinámica	
AB	600	580	-	20,0	1,32	-	18,68
BC	580	586	20,0	14,0	1,60	18,68	11,08*
CD	586	550	14,0	50,0	0,33	11,08	46,75
BE	580	560	20,0	40,0	1,57	18,68	37,10
ED	560	550	40,0	50,0	0,36	37,10	46,75**

* Mínima.
** Máxima.

De acuerdo a los tres análisis, la presión dinámica mínima es de 10,45 m (caso C); luego a fin de garantizar una residual mínima de 20 m, el estanque deberá estar a una elevación de:

Cota terreno estanque: 600 m.
 Presión dinámica mínima: 10,45 m.
 Presión dinámica requerida: 20,00 m.
 Déficit de altura: $20,00 - 10,45 = 9,55$ m.

Asumiendo para el cuerpo del estanque una altura de 5,00 m, la altura media será 2,50 m; luego la cota de fondo del estanque deberá estar a una elevación de $9,55 - 2,50 = 7,05$ m, o sea, cota 607,05 m.

CASO A

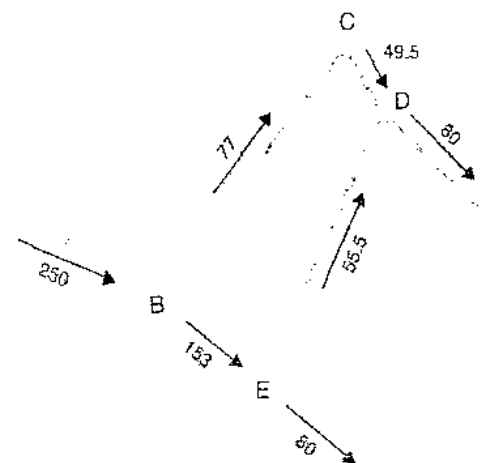


Fig. 52 (c).—Alimentación a través de DF.

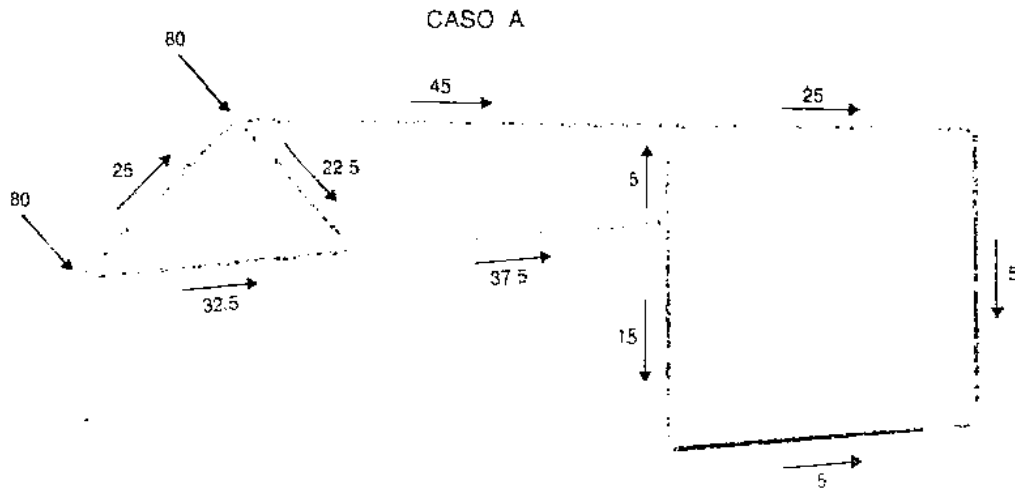


Fig. 53 (a).—Análisis de la red baja: Alimentación a través de 2 puntos.

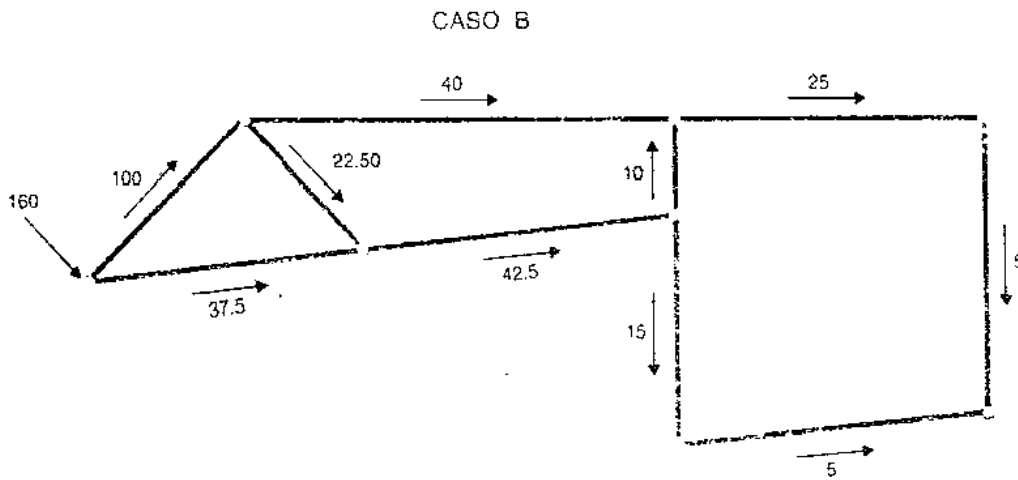


Fig. 53 (b).—Alimentación a través de G.

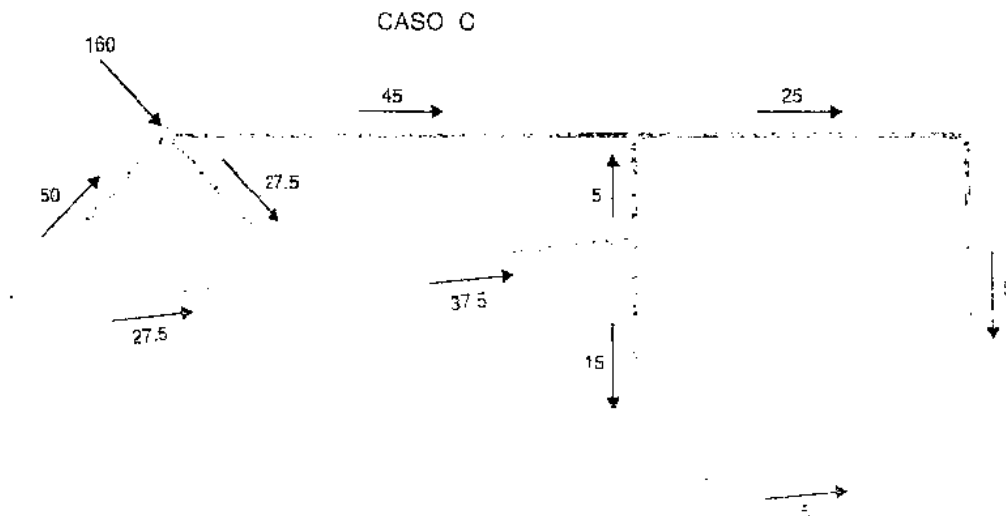


Fig. 53 (c).—Alimentación a través de F.

CASO B. ALIMENTACIÓN A TRAVÉS DE G

1.ª Aproximación

Malla	Tamaño	Longitud m	α	α	Q lts/seg	r	rQ	J m	signo	q ₁	q ₂	Q _c
I	GF	350	14"	0 ⁰ 4394	100	0,00016	0,016	1,60	+	-5,72		94,28
	FH	250	8"	0 ³ 8547	22,5	0,00214	0,048	1,08	+	-5,72	-0,74	16,04
	GH	400	10"	0 ² 2645	37,5	0,00106	0,040	1,49	-	+5,72		43,22
II	FI	700	10"	0 ⁵ 2645	40	0,00185	0,074	2,96	+	+0,70		40,74
	IJ	150	6"	0 ³ 3782	10	0,00567	0,0567	0,57	-	-0,74	+0,03	9,29
	JH	500	10"	0 ⁵ 2645	42,5	0,00132	0,56	2,41	-	-0,74		41,76
	FH	250	8"	0 ³ 8547	22,5	0,00214	0,048	1,08	-	-0,74	-5,72	16,04
	0,739	-1,10			
III	IJ	150	6"	0 ³ 3782	10	0,00567	0,0567	0,57	+	+0,03	-0,74	9,29
	IL	500	8"	0 ³ 8547	25	0,00427	0,107	2,67	+	+0,03		25,03
	LM	450	4"	0 ³ 3054	5	0,13743	0,687	3,44	+	+0,03		5,03
	JK	350	6"	0 ³ 3782	15	0,01324	0,198	2,96	-	-0,03		14,97
	KM	500	4"	0 ³ 3054	5	0,1527	0,764	3,82	-	-0,03		4,97
							1,812	-0,10				

2.ª Aproximación

Tamaño	r	Q _c	rQ	J	signo	q	q	Q _c
GF	0,00016	94,28	0,0151	1,42	+	+0,05		94,33
FH	0,00214	16,04	0,0343	0,55	+	+0,05	-0,64	15,45
GH	0,00106	43,22	0,0458	1,98	-	-0,05		43,17
			0,0952	-0,01				
FI	0,00185	40,74	0,0754	3,07	+	+0,64		41,38
IJ	0,00567	9,29	0,0527	0,49	-	-0,64	+0,02	8,67
JH	0,00132	41,76	0,0552	2,31	-	-0,64		41,12
FH	0,00214	16,04	0,0343	0,55	-	-0,64	+0,05	15,45
			0,2176	-0,28				
IJ	0,00567	9,29	0,0527	0,49	+	+0,02	-0,64	8,67
IL	0,00427	25,03	0,1069	2,68	+	+0,02		25,05
LM	0,13743	5,03	0,6913	3,48	+	+0,02		5,05
JK	0,01324	14,97	0,1982	2,97	-	-0,02		14,95
KM	0,1527	4,97	0,7589	3,77	-	-0,02		4,95
			1,808	-0,09				

Tramo	IQ	J	signo	q	q	Q ₁	IQ	J	signo	q	q	Q _{definitiva}
GF	0,01509	1,42	-	+0,21		94,54	0,01513	1,43	-	-0,05		94,59
FH	0,03306	0,51	-	+0,21		15,66	0,03351	0,52	-	-0,05	-0,02	15,69
GH	0,04576	1,97	-	+0,21	0	42,96	0,04554	1,96	-	-0,05		42,91
	0,09391	-0,04					0,09418	-0,01				
FI	0,07655	3,17	-	0		41,38	0,07655	3,17	-	-0,02		41,40
IJ	0,04916	0,43	-	0	-0,02	8,69	0,04927	0,43	-	-0,02		8,67
JH	0,0543	2,23	-	0		41,12	0,05428	2,23	-	-0,02		41,10
FH	0,03306	0,51	-	0	+0,21	15,66	0,03351	0,52	-	-0,02	-0,05	15,69
	0,30698	0,00					0,21361	-0,01				
IJ	0,04916	0,43	+	+0,02	0	8,69	0,04927	0,43	+	0	-0,02	8,67
IL	0,10696	2,68	+	+0,02		25,07	0,10705	2,68	+	0		25,07
LM	0,6940	3,50	+	+0,02		5,07	0,69677	3,53	+	0		5,07
JK	0,19794	2,96	-	-0,02		14,93	0,19767	2,95	-	0		14,93
KM	0,7559	3,74	-	-0,02		4,93	0,7528	3,71	-	0		4,93
	1,804	-0,09					1,80356	-0,02				

CUADRO DE PRESIONES (SIN CONSIDERAR LAS VALVULAS REGULADORAS)

Tramo	Cota terreno		Presión estática		J	ΣJ	Presión dinámica		Observaciones
Est-E	612,05	560,0		52,05	2,96	2,96	-	49,09	* Análisis de caso B.
E-G	560,0	521,0		91,05	0,90	3,86	49,09	87,19	
G-F	521,0	523,0		89,05	1,43	5,29	87,19	83,76	
F-I	523,0	517,0		95,05	3,17	8,46		86,59	
I-L	517,0	518,0		93,55	2,68	11,14		82,41	
I-M	518,0	505,0		107,05	3,53	14,67		92,38	
G-H	521,0	518,0		94,05	1,96	5,82		88,23	
H-J	518,0	515,0		97,05	2,23	8,05		89,00	
J-K	515,0	508,6		103,45	2,95	11,0		92,45	* Presión máx > 70 m
K-M	508,6	505,0		107,05	3,71	14,71		92,34	

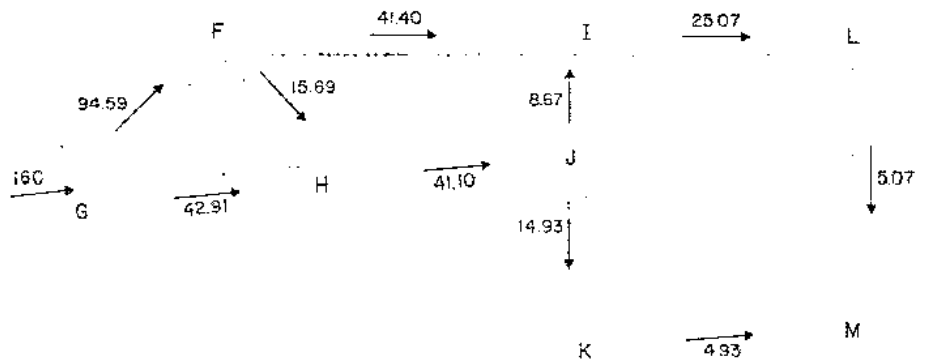


Fig. 54.—Gastos de circulación en las redes alta y baja alimentación a través del punto G.

A fin de mantener en la red presiones < 70 m

$$P_{max} = 70 = 92.45 - 70 = 22.45 \text{ m.}$$

Habrá que colocar Válvulas Regulatoras para separar las dos redes. Antes de determinar la presión de salida, habrá que analizar los otros casos.

CASO C
ALIMENTACION A LA RED A TRAVES DEL PUNTO F
 1.ª Aproximación

Tramo	Longitud m.	ϕ	α	Q l/s	r	rQ	J m.	signo	q	q	Q_c l/s
GF	350	14"	0^b4394	50	0.00016	0.008	0.40	-	-2.2		47.80
FH	250	8"	0^38547	27.5	0.00214	0.05885	1.62	-	2.2	-0.30	25.60
GH	400	10"	0^32645	27.5	0.00106	0.02945	0.80	-	+2.2		29.70
						0.096	+0.42				
FI	700	10"	0^32645	45	0.00185	0.08325	3.75	+	-0.30		44.70
IJ	150	6"	0^43782	5	0.00567	0.02835	0.14	-	+0.30	+0.15	5.45
JH	500	10"	0^32645	37.5	0.00132	0.0495	1.86	-	+0.30		37.80
FH	250	8"	0^38547	27.5	0.00214	0.05885	1.62	-	+0.30	-2.2	25.60
						0.21995	+0.13				
IJ	150	6"	0^43782	5	0.00567	0.02835	0.14	+	+0.15	+0.30	5.45
IL	500	8"	0^b8547	25	0.00427	0.1075	2.67	+	+0.15		25.15
LM	450	4"	0^33054	5	0.13743	0.687	3.44	+	+0.15		5.15
JK	350	6"	0^43782	15	0.01324	0.198	2.96	-	-0.15		14.85
KM	500	4"	0^33054	5	0.1527	0.764	3.82	-	-0.15		4.85
						1.785	-0.53				

2.ª Aproximación

3.ª Aproximación

Tramo	Q_c	r	rQ	J	signo	q	q	Q_c	rQ	J	q	q	Q_c
GF	47.80	0.00016	0.00765	0.37	-	-0.5		48.30	0.00773	0.37	+0.37		48.67
FH	25.60	0.00214	0.05478	1.40	+	-0.5	+0.55	25.65	0.05489	1.41	-0.37	+0.14	25.42
GH	29.70	0.00106	0.03148	0.94	-	+0.5		30.20	0.0320	0.97	+0.37		30.57
			0.09391	+0.09					0.09462	-0.07			
FI	44.70	0.00185	0.08267	3.70	+	-0.55		44.15	0.0818	3.61	-0.14		44.01
IJ	5.45	0.00567	0.03070	0.17	-	+0.55		6.00	0.0340	0.20	+0.14		6.14
JH	37.80	0.00132	0.049896	1.89	-	+0.55		38.35	0.0506	1.94	-0.14		38.45
FH	25.60	0.00214	0.05478	1.40	-	+0.55	-0.5	25.65	0.0549	1.41	-0.14	-0.37	25.42
			0.21825	+0.24					0.2213	+0.06			
IJ	5.45	0.00567	0.03090	0.17	-	0	+0.55	6.00	0.0340	0.20	0	+0.14	6.14
IL	25.15	0.00427	0.1074	2.70	-	0		25.15	0.1074	2.70	0		25.15
LM	5.15	0.13743	0.7078	3.64	-	0		5.15	0.7078	3.64	0		5.15
JK	14.85	0.01324	0.1966	2.92	-	0		14.85	0.1966	2.92	0		14.85
KM	4.85	0.1527	0.7406	3.59	-	0		4.85	0.7406	3.59	0		4.85
			1.7833	0.0					1.7864	-0.03			

4.ª Aproximación

5.ª Aproximación

Tramo	r	Q _i	rQ	J	signo			Q _i	rQ	J			Q _{determina}
GF	0,00016	48,67	0,00779	0,38		+0,05		48,72	0,007795	0,38	+0,05		48,77
FH	0,00214	25,42	0,05440	1,38	-	0,05	+0,07	25,44	0,05444	1,38	-0,05	+0,02	25,41
GH	0,00106	30,57	0,0324	0,99	-	-0,05		30,62	0,03246	0,99	-0,05		30,67
			0,09459	-0,01					0,0947	-0,01			
FI	0,00185	44,01	0,0814	3,58	+	-0,07		43,94	0,0813	3,57	-0,02		43,92
IJ	0,00567	6,14	0,0348	0,21	-	+0,07	-0,01	6,20	0,0351	0,22	+0,02		6,22
JH	0,00132	38,49	0,0508	1,96	-	+0,07		38,56	0,0516	1,96	+0,02		38,58
FH	0,00214	25,42	0,0544	1,38	-	-0,07	-0,05	25,44	0,0544	1,38	+0,02	-0,05	25,41
			0,2214	+0,03					0,2218	+0,01			
IJ	0,00567	6,14	0,0348	0,21	+	-0,01	+0,07	6,20	0,0351	0,22	0	+0,02	6,22
IL	0,00427	25,15	0,1074	2,70	+	-0,01		25,14	0,1073	2,70	0		25,14
LM	0,13743	5,15	0,7078	3,64	+	-0,01		5,14	0,706	3,63	0		5,14
JK	0,01324	14,85	0,1966	2,92	-	+0,01		14,86	0,1967	2,92	0		14,86
KM	0,1527	4,85	0,7406	3,59	-	+0,01		4,86	0,742	3,61	0		4,86
			1,6872	+0,04					1,7871	+0,02			

Tramo	Cota terreno		Presión estática		J	ΣJ	Presión dinámica		Observaciones
Est-D		550,0		62,05	4,12	4,12		57,93	
D-F		523,0		89,05	1,20	5,32		83,73	
F-H		518,0		94,05	1,38	6,70		87,35	
H-J		515,0		97,05	1,96	8,66		88,39	
F-I		517,0		95,05	3,57	8,89		86,16	
I-L		518,5		93,55	2,70	11,59		81,96	
L-M		505,0		107,05	3,63	15,22		91,83	
J-K		508,6		103,45	2,92	11,58		91,87	
K-M		505,0		107,05	3,61	15,19		91,86	

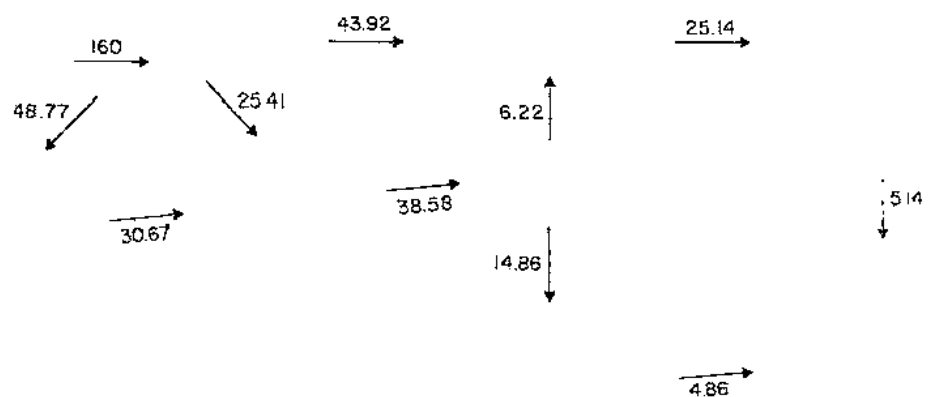


Fig. 55 —Gastos de circulación en las redes alta y baja. Alimentación a través del punto F

ALIMENTACION A LA RED A TRAVES DE DOS PUNTOS (G y F)

1.^a Aproximación

2.^a Aproximación

Tramo	r	Q	rQ	J	signo	q	q	Q _c	rQ	J	q	q	Q _c
GF	0,00016	25,0	0,0040	0,10	-	0,35		24,65	0,00594	0,10	-1,05		23,60
FH	0,00214	22,5	0,0482	1,08	+	-0,35	-1,86	24,01	0,05138	1,23	-1,05	-0,25	22,71
GH	0,00106	32,5	0,03445	1,12	-	-0,35		32,85	0,03482	1,14	-1,05		33,90
			0,08665	-0,06					0,09014	-0,19			
FI	0,00185	45,0	0,0833	3,75	-	-1,86		43,14	0,0798	3,44	+0,25		43,39
IJ	0,00567	5,0	0,0284	0,14	-	+1,86	-0,15	7,01	0,03975	0,28	-0,25	-0,03	6,73
JH	0,00132	37,5	0,0495	1,86	-	-1,86		39,36	0,05196	2,04	-0,25		39,11
FH	0,00214	22,5	0,04815	1,08	-	+1,86	-0,35	24,01	0,05138	1,23	-0,25	-1,05	22,71
			0,2094	+0,78					0,2229	-0,11			
IJ	0,00567	5,0	0,0284	0,14	+	+0,15	+1,86	7,01	0,03975	0,28	-0,03	-0,25	6,73
IL	0,00427	25,0	0,1068	2,67	+	+0,15		25,15	0,1074	2,70	-0,03		25,12
LM	0,13743	5,0	0,6872	3,44	+	+0,15		5,15	0,7078	3,64	-0,03		5,12
JK	0,01324	15,0	0,1986	2,98	-	-0,15		14,85	0,1966	2,92	+0,03		14,88
KM	0,1527	5,0	0,7635	3,82	-	-0,15		4,85	0,7406	3,59	+0,03		4,88
			1,7845	-0,55					1,7922	+0,11			

3.^a Aproximación

4.^a Aproximación

Tramo	r	Q	rQ	J	signo	q	q	Q _c	rQ	J	q	q	Q _c
GF	0,00016	23,60	0,0038	0,09	+	+0,17		23,77	0,0038	0,09	-0,17		23,60
FH	0,00214	22,71	0,04860	1,10	+	+0,17	+0,27	23,15	0,0495	1,15	-0,17	-0,16	22,82
GH	0,00106	33,90	0,03593	1,22	-	-0,17		33,73	0,03575	1,21	+0,17		33,90
			0,08833	-0,03					0,08905	+0,03			
FI	0,00185	43,39	0,0803	3,48	+	-0,27		43,12	0,07977	3,44	+0,16		43,28
IJ	0,00567	6,73	0,0382	0,26	-	+0,27		7,00	0,03969	0,28	-0,16		6,84
JH	0,00132	39,11	0,0516	2,02	-	+0,27		39,38	0,05198	2,05	-0,16		39,22
FH	0,00214	22,71	0,0481	1,08	-	+0,27	+0,17	23,15	0,0495	1,15	-0,16	-0,17	22,82
			0,2182	+0,12					0,2203	-0,04			
IJ	0,00567	6,73	0,0382	0,26	+	0	+0,27	7,00	0,03969	0,28	0	-0,16	6,84
IL	0,00427	25,12	0,1073	2,69	+	0		25,12	0,1073	2,69	0		25,12
LM	0,13743	5,12	0,7036	3,60	+	0		5,12	0,7036	3,60	0		5,12
JK	0,01324	14,88	0,1970	2,93	-	0		14,88	0,1970	2,93	0		14,88
KM	0,1527	4,88	0,7452	3,64	-	0		4,88	0,7452	3,64	0		4,88
			1,7913	-0,02					1,7926	0			

Tramo	r	Q	iQ	J	Signo	q	q	Q	iQ	J	q	q	Q _{demov.}
GF	0,00016	23,60	0,003776	0,09	+	+0,11		23,71	0,00379	0,09	-0,11		23,60
FH	0,00214	22,82	0,04883	1,11	-	+0,11	-0,14	23,07	0,0494	1,14	-0,11	-0,07	22,89
GH	0,00106	33,90	0,03593	1,22		-0,11		33,79	0,0358	1,21	+0,11		33,90
			0,088536	-0,02					0,08899	+0,02			
II	0,00185	43,28	0,0800	3,47	-	-0,14		43,14	0,0797	3,44	+0,07		43,21
IJ	0,00567	6,84	0,03878	0,27	-	-0,14		6,98	0,0398	0,28	-0,07		6,91
JH	0,00132	39,22	0,05177	2,03		+0,14		39,36	0,052	2,05	-0,07		39,29
FH	0,00214	22,82	0,04883	1,11	-	+0,14	+0,11	23,07	0,0494	1,14	-0,07	-0,11	22,89
			0,21938	+0,06					0,2209	-0,03			
IJ	0,00567	6,84	0,03878	0,27	+	0	+0,14	6,98	0,0398	0,28	0	-0,07	6,91
IL	0,00427	25,12	0,1073	2,69	+	0		25,12	0,1073	2,69	0		25,12
LM	0,13743	5,12	0,7036	3,60	+	0		5,12	0,7036	3,60	0		5,12
JK	0,01324	14,88	0,1970	2,93	-	0		14,88	0,1970	2,93	0		14,88
KM	0,1527	4,88	0,7452	3,64	-	0		4,88	0,7452	3,64	0		4,88
			1,7919	-0,01					1,7929	0			

Tramo	Cota terreno		Presión estática		J	ΣJ	Presión dinámica		Observaciones
Est-G	612,05	521,0		91,05	3,86	5,23*		85,82	* La válvula en EG debe provocar una J en 1,37 > DF.
Est-F	612,05	523,0		89,05	5,32	5,32		83,73	
G-H		518,0		94,05	1,21	6,53		87,52	
H-J		515,0		97,05	2,05	8,51		88,54	
F-I		517,0		95,05	3,44	8,76		86,29	
J-K		508,60		103,45	2,93	11,44		92,01	
K-M		505,0		107,05	3,64	15,08		91,97	
I-L		518,50		93,55	2,69	11,45		82,10	
L-M		505,0		107,05	3,60	15,05		92,00	

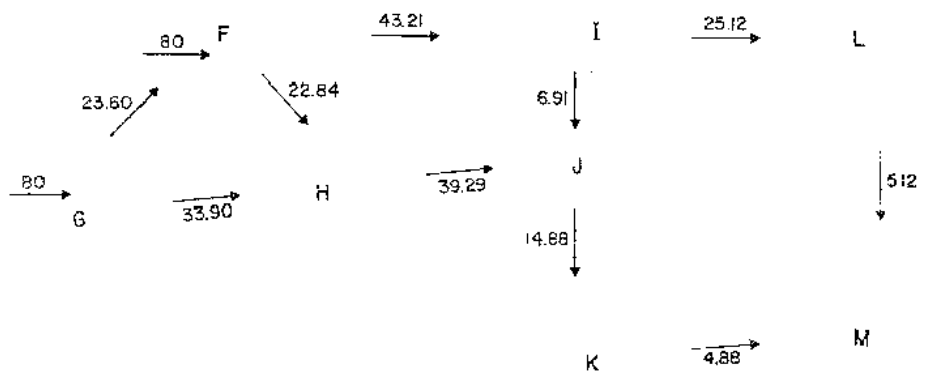


Fig. 36.—Gastos de circulación en las redes alta y baja. Alimentación a través de 2 puntos (F y G).

De la observación de los tres cuadros de presiones, se concluye que la Máxima Presión Dinámica ocurre en el punto K, para el caso de análisis alimentando a la red a través de G y es de 92,45 m y que la estática máxima es de 107,05. A fin de garantizar una presión mínima de 20 m y una máxima de 70, se colocaran válvulas reguladoras de presión en los tramos EG y DF de acuerdo a las siguientes características:

Tramo EG

Cota: 535,0.

Presión de entrada: Variable.

Presión de salida: Constante.

Máx: $612,05 - 535,0 - J = 73,19$.

$92,45 - 70,0 = 22,45$ m.

$73,19 - 22,45 - 1,37 = 49,37$ m.

Presión máxima de salida en válvula EG = 49,37 m.

Tramo DF

Cota: 535,0.

Presión de entrada: Variable

Presión de salida: Constante.

Máx: 50,74 m.

A continuación se presenta el cuadro de presiones corregidas, con las válvulas reguladoras:

Se considero nivel medio en el estanque

Acot. Est-V. R. = $609,55 - 535,00 = 74,55$

Pérdidas en válvula = 22,45 m

Pérdidas desde punto red alta a V. R.

Caso A $J_G = 0,83$ m y $J_F = 1,21$ m

Caso B $J = 0,45$ m

Caso C $J = 0,68$ m

	Nodo	Cota terreno	PRESION DINAMICA			Observaciones
			CASO A	CASO B	CASO C	
	Estanque	612,05 609,55				
RED ALTA	A	600,00	9,55	9,55	9,55	
	B	580,00	28,23	28,23	28,23	
	C	586,00	20,63	20,84	20,00*	P _{mínimo}
	D	550,00	56,30	56,59	55,43	
	E	560,00	46,65	46,59	46,86	
	V. R. P.	535,00	70,45 49,37		69,75 47,30	
	F	523,00	61,27	59,26	59,30	
	V. R. P.	535,00	70,74 47,46	71,14 48,69		
RED BAJA	G	521,00	60,63	62,69	60,92	
	H	518,00	62,42	63,73	62,93	
	I	517,00	63,83	62,09	61,73	
	J	515,00	63,37	64,52	63,97	
	K	508,60	66,84	67,95	67,45	
	L	518,50	59,64	57,91	57,53	
	M	505,00	69,54	67,84	67,40	P _{máxima}

* P_{mínimo} Nodo C (20,00 m) Caso C.

P_{máxima} Nodo M (69,54 m) Caso A.

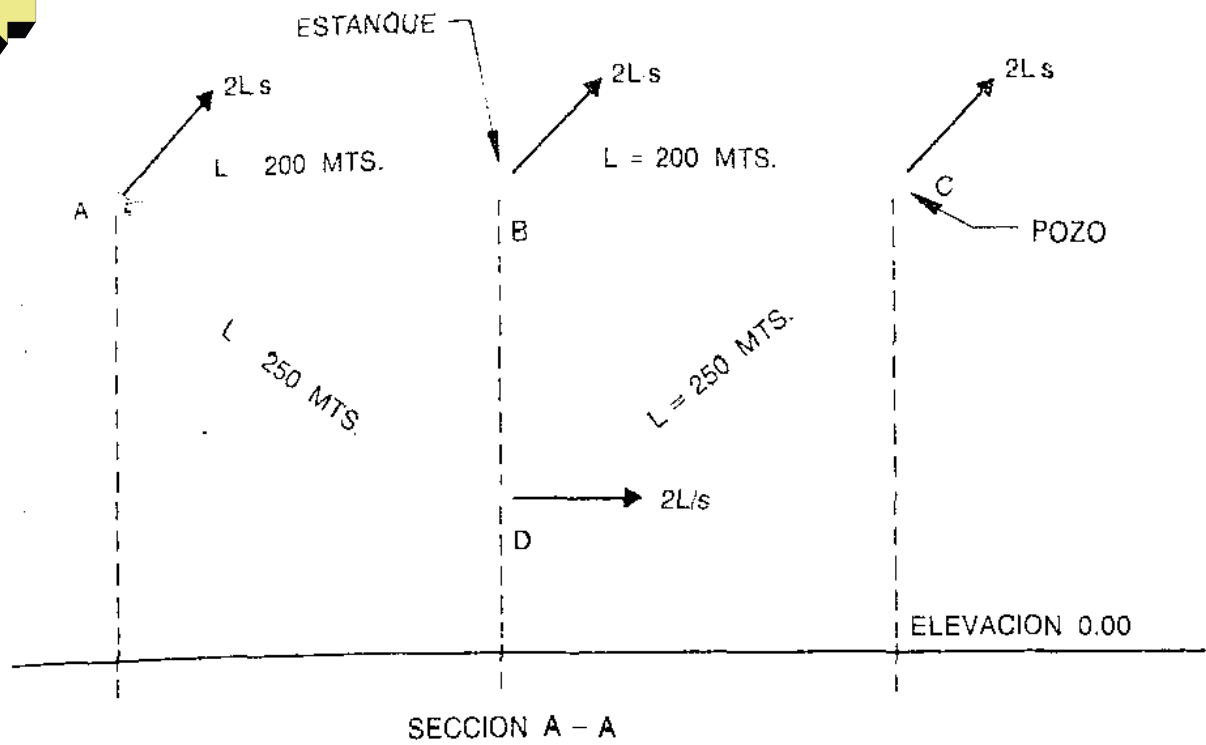


Fig. 57.—Esquema de la red de distribución.

◆ Ejemplo:

La figura muestra la red de distribución de un acueducto rural, siendo los gastos concentrados en los nodos los consumos medios diarios. Si la fuente de abastecimiento es un pozo ubicado en C, el cual tiene un periodo máximo de bombeo de 12 horas, aplíquese la red para el caso de máximo consumo horario.

1. Determinar diámetros económicos de la red.
2. Para el residual mínimo, determine la altura del fondo del estanque en B y la carga dinámica de la bomba.
3. Línea de presión sobre la sección A-A.

Solución:

$$Q_{10} = 2 + 2 + 2 + 2 = 8 \text{ lts/seg}$$

Máximo horario 300 por 100

$$\text{Entonces, } 8 \cdot 3 = 24 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Bombas } 8 \cdot 1,25 = \frac{24}{12} = 20 \text{ lts/seg}$$

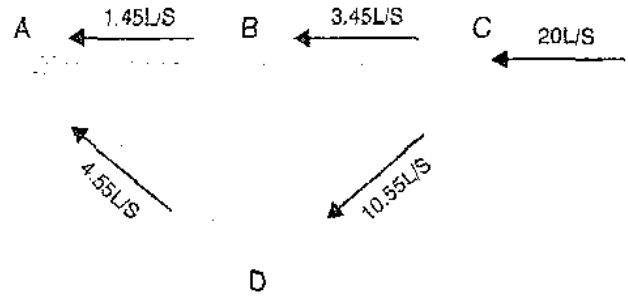


Fig. 58-a).—Gastos de tránsito asumidos.

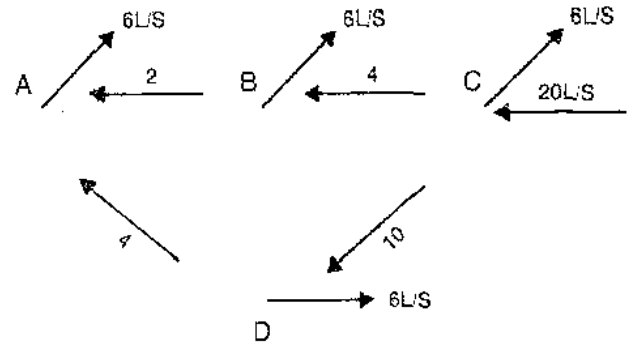


Fig. 58-b).—Gastos de tránsito corregidos.

1.^a Aproximación

Tramo	α	α'	l m	i	Q l/seg.	$Q^{0.85}$	$rQ^{0.85}$	J m
CD	6'	0.125671	250	0.0141	30	7.30	0.72	0.72
DA	3'	0.125653	250	0.415	4	3.25	1.32	5.28
								-6.00
AB	2	0.01189	200	2.38	2	1.81	4.31	8.62
BC	3	0.125653	200	0.33	4	3.25	1.08	4.32
								12.95

2.^a Aproximación

Q	$Q^{0.85}$	$rQ^{0.85}$	J
10.55	7.40	0.1004	1.05
4.55	3.63	1.55	7.05
			+8.10
1.45	1.37	3.24	4.75
3.45	2.86	0.95	3.35
			-8.10

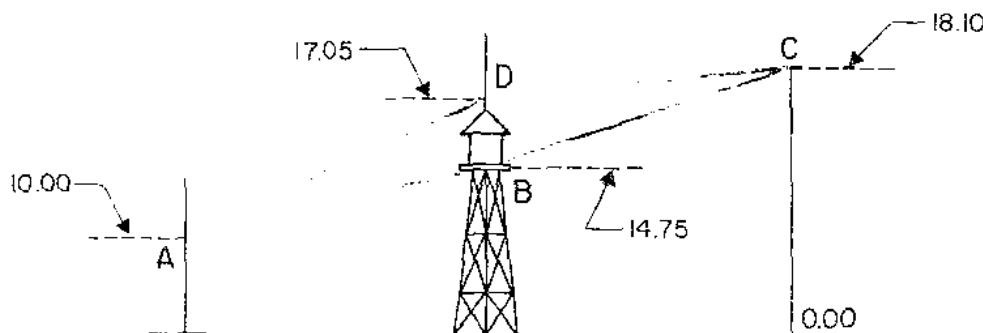


Fig. 59.—Línea de presión en la red de distribución.

Fijando una presión residual mínima de 10.00 m, por tratarse de un acueducto rural, y en base al cuadro que nos da las pérdidas de carga para cada tramo, se tiene que la pérdida en el tramo BA es de 4.75 m; luego la elevación del tanque (nodo B) deberá ser $H = 14.75$ m.

Los valores de la piezométrica en los nodos son:

- Nodo A: 10.00 m
- Nodo B: 14.75 m
- Nodo C: 17.05 m
- Nodo D: 18.10 m ♦

♦ Ejemplo:

La Fig. 60 muestra el sistema de abastecimiento de agua de una localidad, cuya fuente es un pozo profundo, el cual funciona durante 20 horas diarias. Se han previsto hidrantes en los nodos A y D de 10 y 16 lts/seg, respectivamente. Los gastos en las esquinas representan los gastos concentrados, una vez hecha la distribución de gastos.

Tubería empleada, A. C. P.

(C - 10)

1. Aplicar el método de incendio en la red, bombas funcionando y determinar:

(a) Diámetros económicos de la red de distribución.

2. Para residual mínimo de 20 m, determinar altura del fondo del estanque y carga dinámica de las bombas.

3. Línea piezométrica de funcionamiento, considerada sobre la sección A-A.

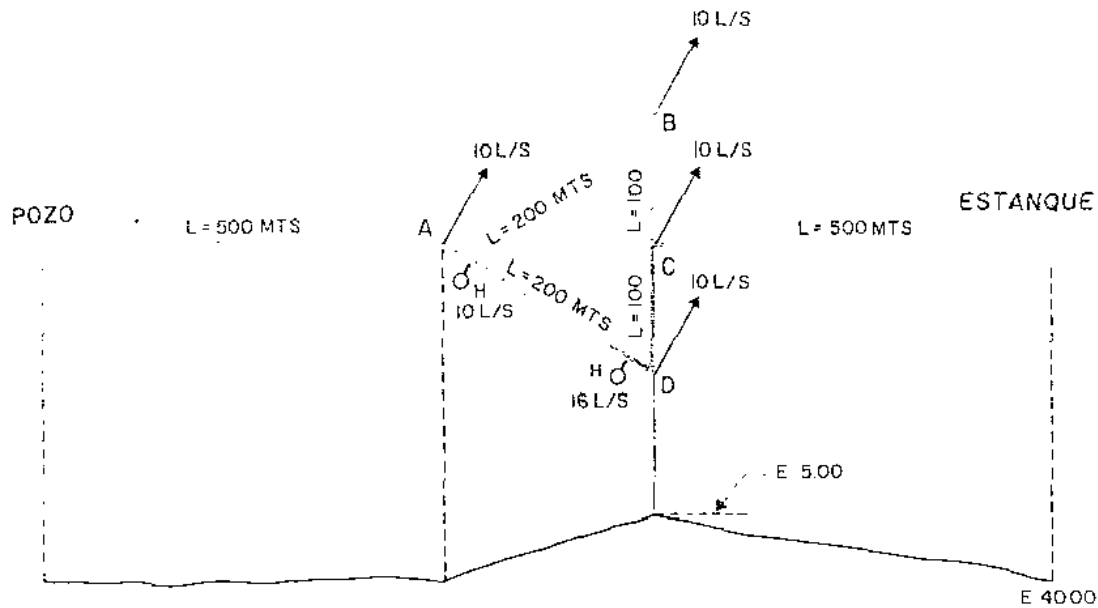


Fig. 60.—Esquema de la red de distribución y gastos concentrados en los nodos.

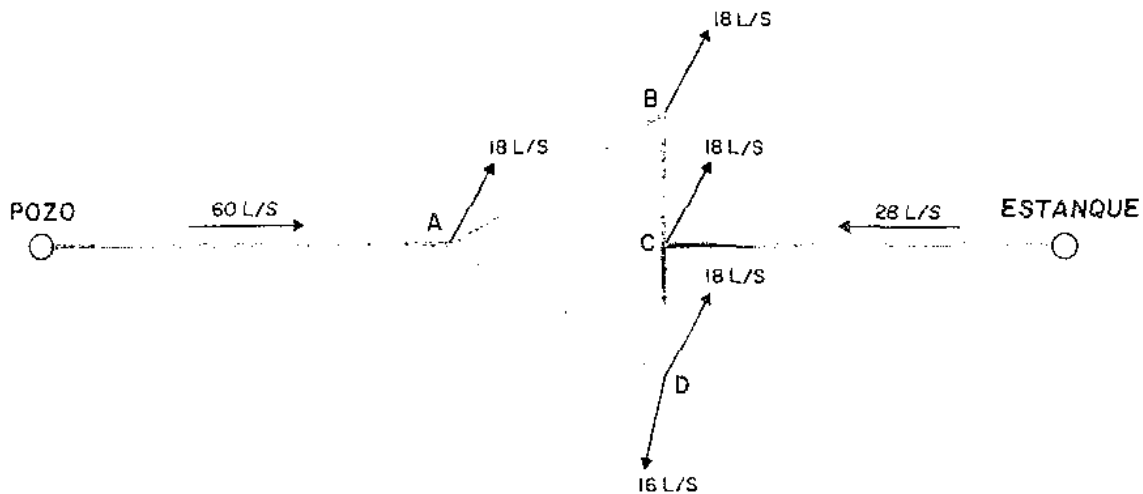


Fig. 61.—Gastos en los nodos para el caso de análisis.

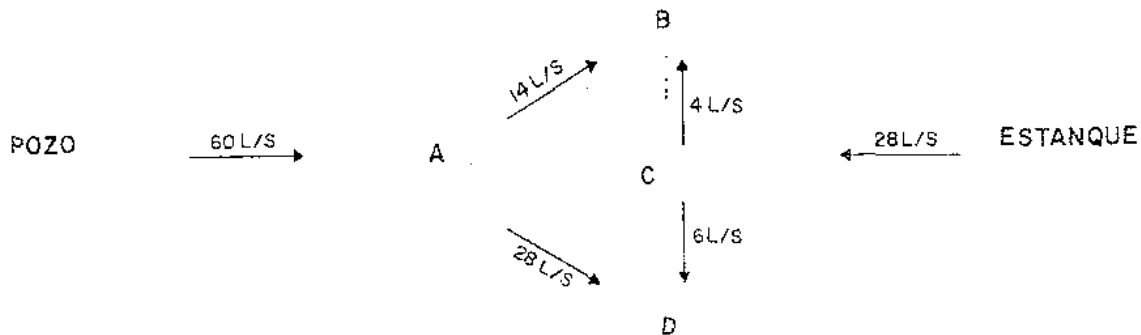


Fig. 62.—Gastos de tránsito asumidos para el análisis.

Solución:

Consumo medio en la red = 40 l/s seg

$$Q \text{ de bombeo} = 40 + 1.25 \cdot \frac{24}{20} = 60 \text{ l/s seg.}$$

$$\text{Caso de incendio: } 1.80 Q_m + J = 1.80 \cdot 40 + 16 = 72 + 16 = 88 \text{ l/s seg.}$$

Se supone un solo incendio, y en este caso el más desfavorable será cuando esto ocurra en D (mayor gasto y más alejado).

Análisis por el Metodo de Hardy-Cross

Pérdidas de carga del pozo al punto A.

$$J = 500 \text{ m} \cdot Q^{1.85} = 60 \text{ l/s seg.}$$

$$J = 0.1945 \cdot 500 \cdot (60)^{1.85} = 1.90 \text{ m}$$

Estimando pérdidas menores en 0.10 m

$$J = 2.00 \text{ m.}$$

Pérdidas de carga entre el estanque y C.

$$J = (0.44 \cdot 1390) \cdot 500 \cdot (28)^{1.85} = 3.30 \text{ m.}$$

Tramos	a"	L	π	$\pi L + 1$	Q	$Q^{0.85}$	$rQ^{0.85}$	J	C	Q	$Q^{0.85}$	$rQ^{0.85}$	J	C	Q	$Q^{0.85}$	$rQ^{0.85}$	J	C	Q	J_{def}
AB	6	200	(4)5671	0.013	14	9.45	0.112	1.48	1.44	12.56	8.55	0.096	1.20	0.60	13.16	8.94	0.116	1.53	0.22	12.94	1.30
CD	4	100	(3)4078	0.0408	6	4.6	0.188	1.13	1.44	4.56	3.62	0.147	0.67	0.60	5.16	4.03	0.164	0.84	0.22	4.94	0.70
								2.61					1.87								2.00
BC	4	100	(3)4078	0.0408	4	3.3	0.135	0.54	1.44	5.44	4.21	0.171	0.93	0.60	4.84	3.82	0.156	0.76	0.22	4.62	0.80
AD	8	200	(4)1390	0.0028	28	16.8	0.047	0.79	1.44	29.44	17.5	0.049	1.44	0.60	28.84	17.46	0.049	1.41	0.22	28.62	1.20
							0.482	1.33				0.463	2.37				0.485	2.17			2.00

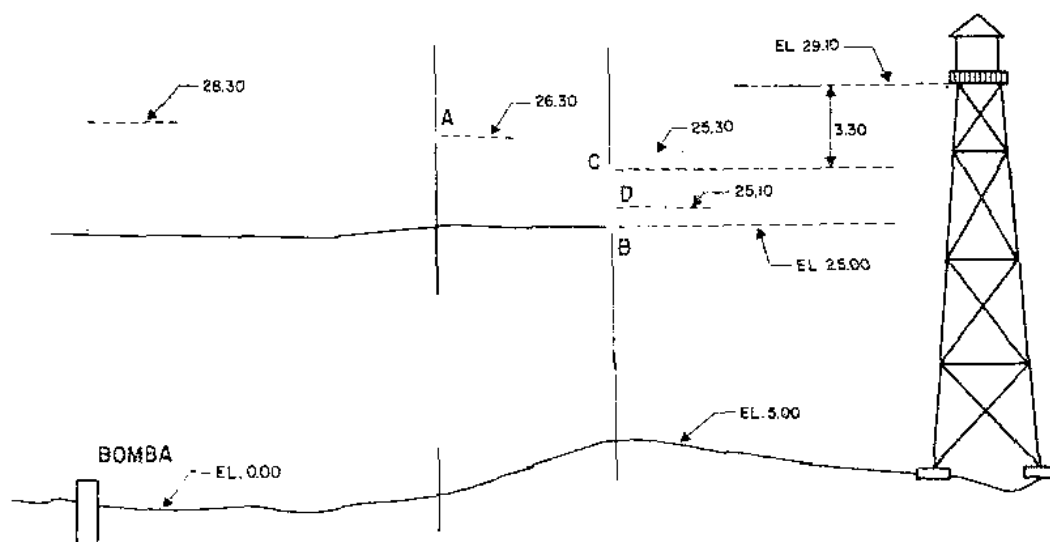


Fig. 63.—Línea Piezométrica en la red, para el caso analizado.

Estando el ramal BCD en la parte más elevada, lógicamente será en uno de estos puntos donde la presión residual será menor.

La pérdida de carga en el tramo CB es de 0.80 m y en el tramo CD es de 0.70 m. Luego es el punto B el más desfavorable, y en el punto C deberá existir, por tanto, una presión residual de 0.80 m mayor que en B. Del estanque a C, hay 3.30 m de pérdidas; luego la elevación del estanque para garantizar en B, una presión residual mínima de 20 m, será:

$$5 = 20 + 0.80 + 3.30 = 29.10 \text{ m.}$$

La carga dinámica de la bomba, para este caso, será:

$$20 + 5 + 1.30 + 2.0 = 28.30 \text{ m.} \quad \blacklozenge$$



Estanques de almacenamiento

Capacidad requerida. Compensación de Variaciones horarias. Reserva para incendios. Provisión para interrupciones

Importancia y funcionamiento. Componente del sistema. Ubicación

Tipos de estanques. Formas. Dimensionado. Cargas actuantes

Accesorios complementarios. Tubería de llegada, tubería de salida, tubería de limpieza, rebose, ventilación, llaves, medidores, indicadores de nivel, otros accesorios

Los estanques de almacenamiento juegan un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como por su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente.

Un estanque de almacenamiento cumple tres propósitos fundamentales:

Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.

Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia tales como incendios e interrupciones por daños de tuberías de aducción o de estaciones de bombeo.

Al estudiar las redes de distribución vimos como dependiendo de la topografía se hace indispensable separar la zona (alta, media, baja) para mantener las presiones en cada red, dentro de límites admisibles.

Esta separación de redes puede hacerse mediante estanques o mediante válvulas reguladoras de presión, en el caso de los primeros y cuando se trata de

situaciones de bombeo habrá necesidad de contemplar los requerimientos para una situación como esa donde la eficiencia del servicio está sujeta a períodos de bombeo y almacenamiento para suministrarla en horas de descanso de los equipos.

Estas consideraciones nos llevan a determinar los aspectos más importantes para el diseño de los estanques de almacenamiento, como son:

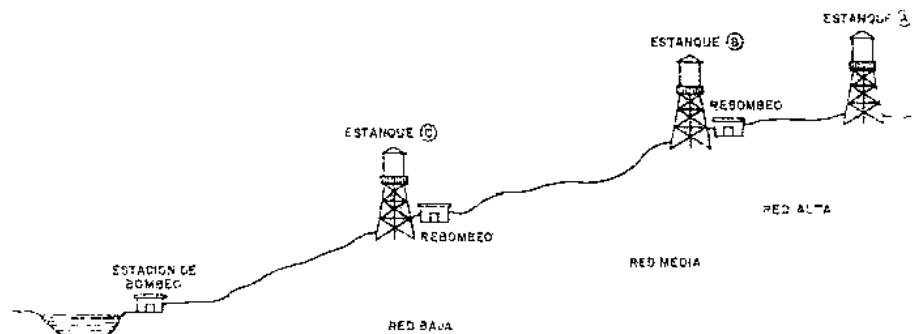
1. Capacidad.
2. Ubicación.
3. Tipos de estanque.

1. CAPACIDAD DEL ESTANQUE

La capacidad del estanque es función de varios factores a considerar:

- a) Compensación de las variaciones horarias.
- b) Emergencias para incendios.
- c) Provisión de reserva para cubrir daños e interrupciones en la aducción o en las bombas.
- d) Funcionamiento como parte del sistema.

Fig. 64 —Esquema de redes de distribución y ubicación de estanques en un sistema de abastecimiento de agua.



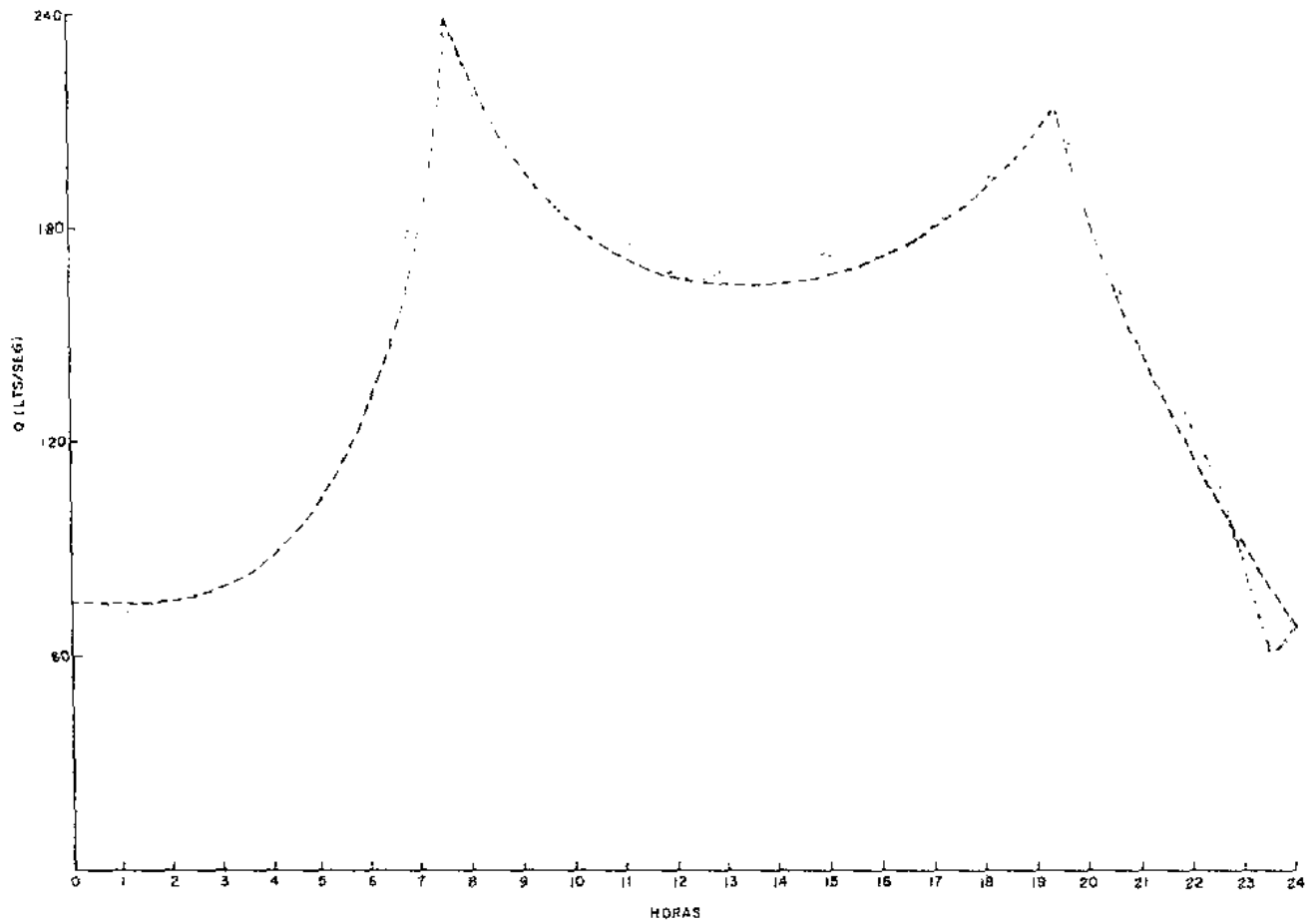


Fig. 65.—Curva de variaciones horarias para un día típico.

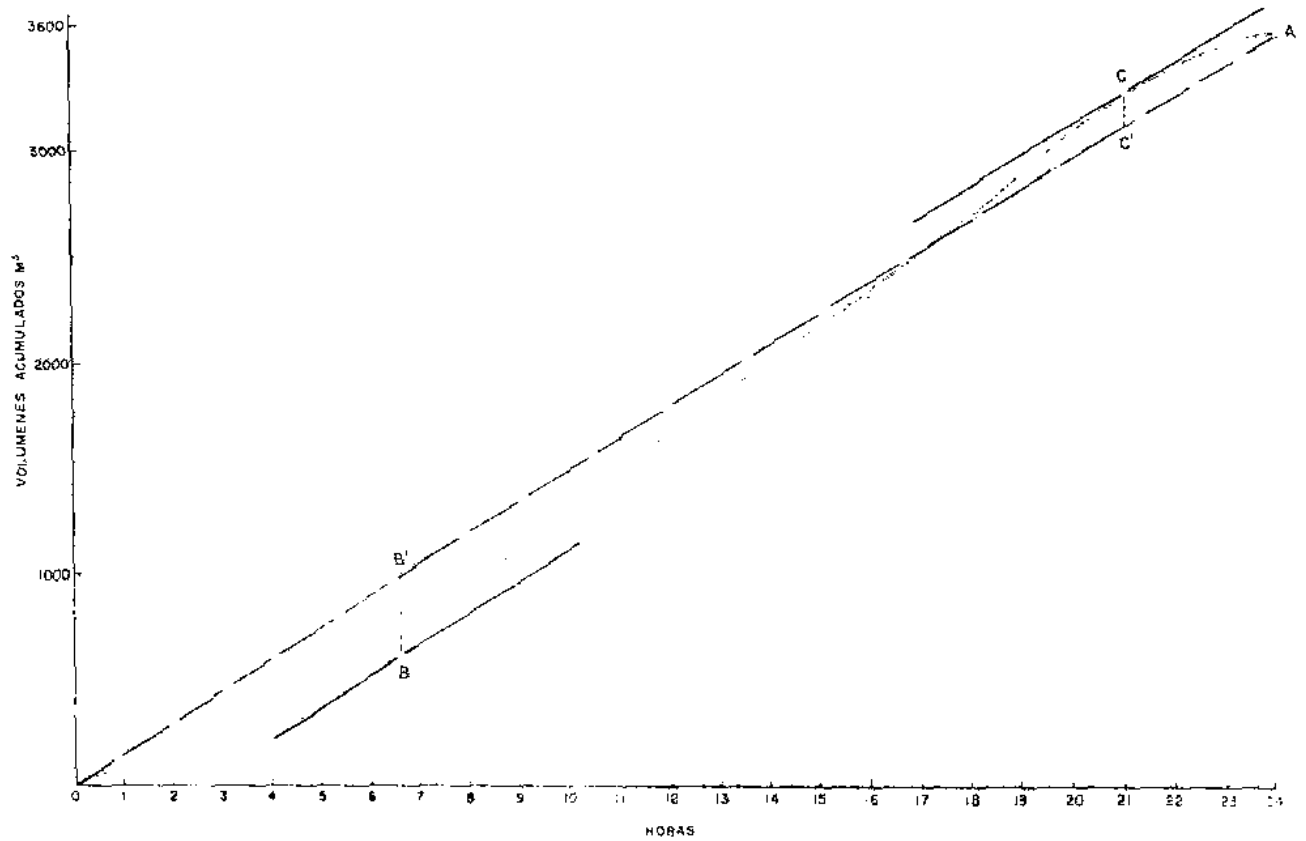


Fig. 66.—Curva de consumos acumulados construida en base a la curva de la figura anterior.

10 Compensación de las variaciones horarias

El estanque, como parte primordial de ese complejo que constituyen los sistemas de abastecimiento de agua, debe permitir que las demandas máximas que se producen en los consumos sean satisfechas a cabalidad, al igual que cualquier variación en los consumos registrados para las 24 horas del día. Por tanto, la capacidad requerida para compensar esas variaciones en los consumos estará basada en la curva representativa de las demandas durante las 24 horas del día y en la condición de conducción de agua al estanque, de forma tal que se produzca un equilibrio entre los caudales de llegada y salida que garanticen un servicio continuo y eficiente.

Considerando el caso más sencillo de un sistema totalmente por gravedad, se tiene la figura 65 que representa la curva de variaciones horarias de un día típico y que nos permitió construir la figura 66 representativa de los consumos acumulados.

Como se dedujo en la Capítulo I, la pendiente de la recta OA representa el promedio de los consumos habidos en ese día o gasto medio de consumo (Q_m), y las tangentes trazadas a la curva paralelas a OA representarán las horas coincidentes con el consumo medio, advirtiéndose por tanto para el resto del día, horas de mayor o menor consumo respecto al gasto medio. Esta situación hace que el estanque reciba estas variaciones y las compense mediante un continuo ascenso y descenso del nivel de aguas, dando como resultado la determinación de una capacidad de almacenamiento necesaria para que tales fluctuaciones se satisfagan.

Si suponemos un sistema por gravedad, la recta OA representará el gasto promedio del día de consumo

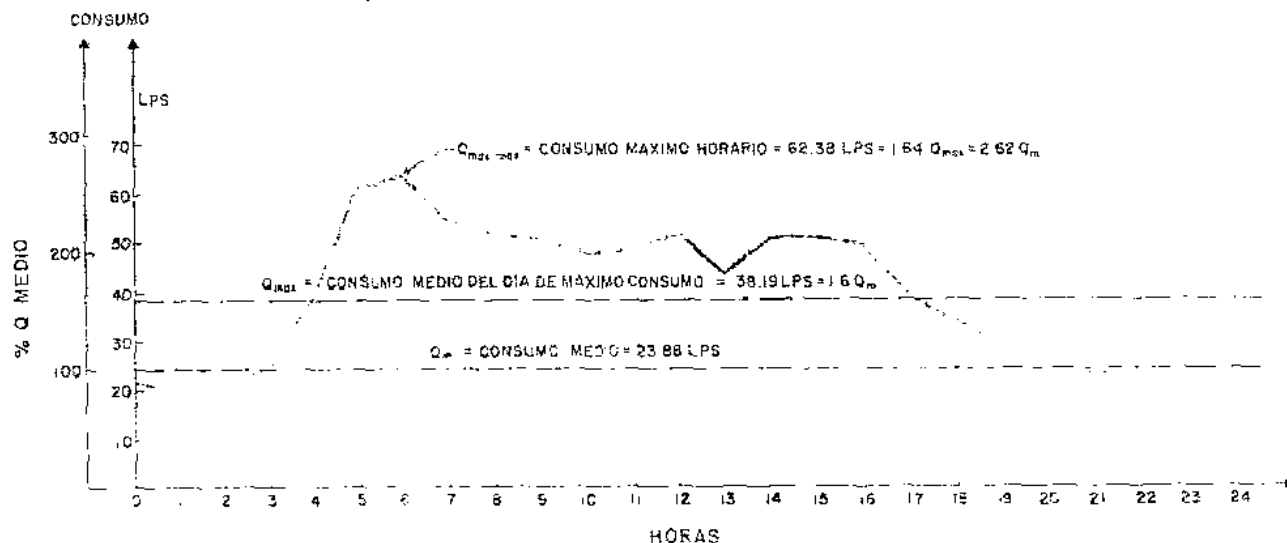


Fig. 67.—Curva de variaciones horarias del día de máximo consumo. San Fernando, Estado Apure, Venezuela.

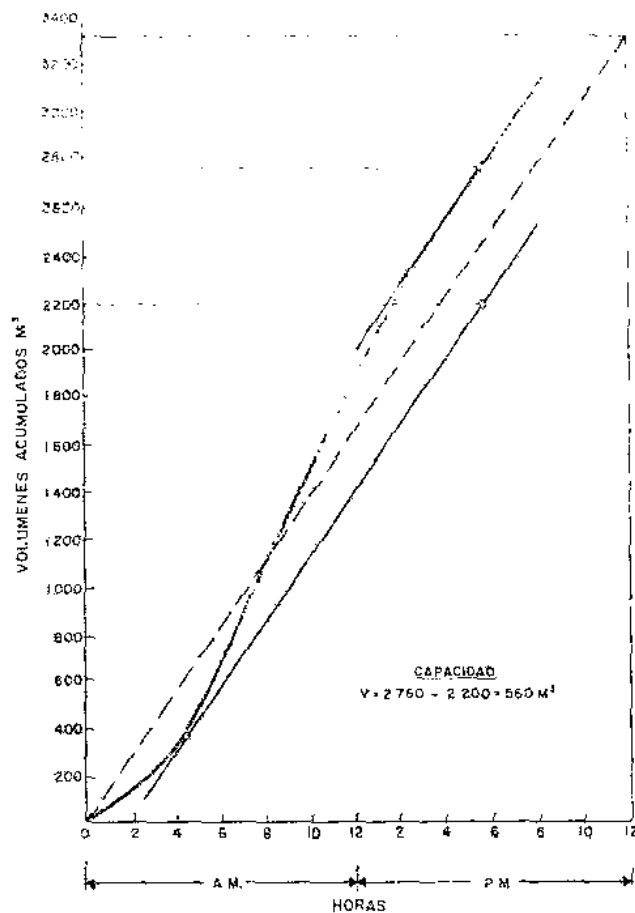


Fig. 68.—Curva de consumos acumulados obtenida de la curva de variaciones horaria del día de máximo consumo. San Fernando, Estado Apure, Venezuela.

máximo diario, y las tangentes a la curva, paralelas a OA, determinarán los puntos de tangencia a cuyas horas el consumo de la población es igual al gasto de llegada al estanque a través de la línea de aducción.

Desde la hora 0 hasta la hora del primer punto de tangencia (B), el agua que llega al estanque en cantidad mayor que la consumida permite que la diferencia se almacene (definiendo una primera ordenada (BB')), o volumen de almacenamiento requerido para satisfacer la demanda hasta la hora definida por el punto B (cuando todo lo almacenado ha sido consumido).

A partir de B, la demanda continúa, ahora a una rata mayor que la rata de suministro, hasta el 2.º punto de tangencia (C) y, por tanto, esa ordenada (CC') constituirá otro volumen que debe haber sido almacenado para poder suplirlo y superar el déficit.

Por tanto, la capacidad requerida del estanque será la suma de las 2 ordenadas: $BB' + CC'$, lo cual compensaría las variaciones del consumo.

Para la determinación de esa capacidad necesaria bastará analizar la curva de consumos acumulados del día de máximo consumo.

◆ Ejemplo:

Sea la curva de variaciones horarias del día de máximo consumo (Fig. 67), tomados de una serie de registros de la localidad de San Fernando de Apure, Venezuela (12).

La figura 68 representa la curva de Consumos acumulados correspondientes a los datos dados anteriormente.

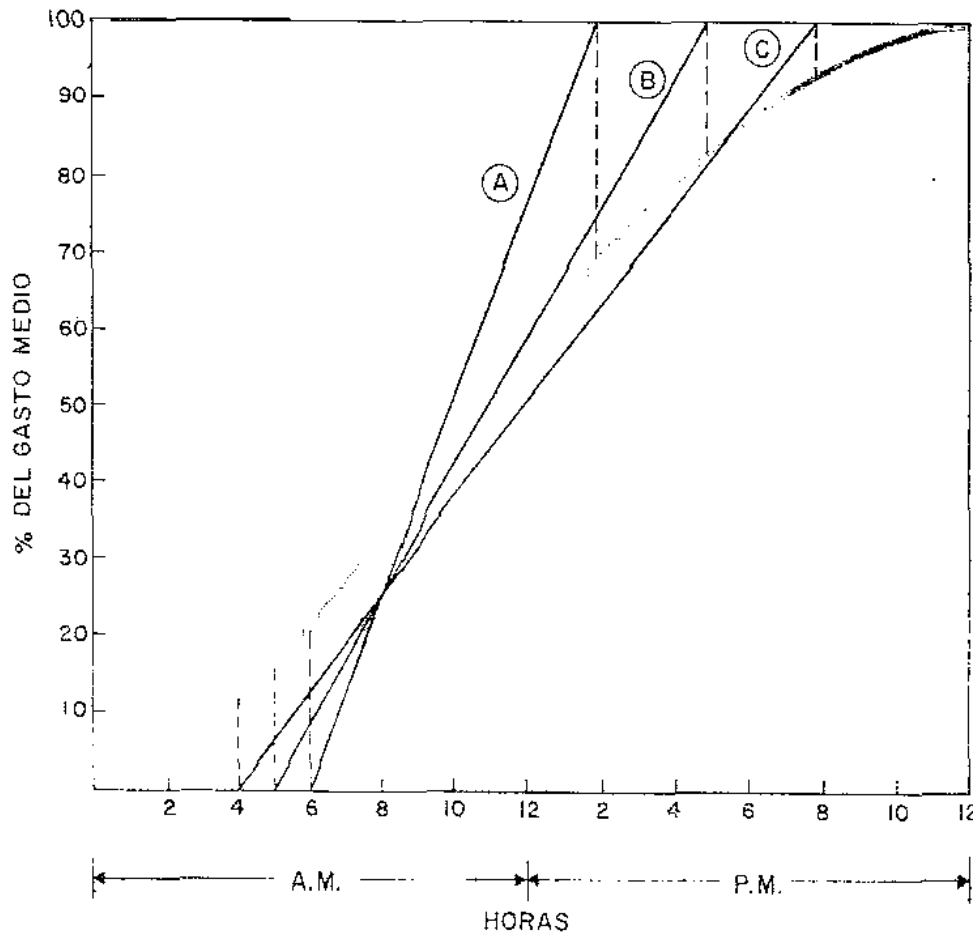


Fig. 69.—Curva de consumos acumulados y ratas de bombeo A, B y C, determinantes de las diferentes capacidades del estanque al variar el tiempo de bombeo.

Este valor, en el caso particular graficado, corresponde a $V = 560 \text{ m}^3$, lo cual representa el 17 por 100 del consumo máximo diario, pero el 27 por 100 del consumo medio, ya que en este caso particular el Q_{max} diario significó el 160 por 100 del consumo medio.

Normalmente, estos valores se mantienen dentro de ese orden, por lo cual podemos considerar que el volumen de almacenamiento para compensar variaciones de consumo representa del 25 al 28 por 100 del Q_m .

Cuando se trata de estanques que son suplidos por líneas de bombeo, la capacidad podrá determinarse en forma similar, sólo que ella estará determinada por el tiempo de bombeo y por el período de bombeo. Es decir, a mayor tiempo de bombeo, menor capacidad de estanque y viceversa, pero también existirán diferencias para un mismo tiempo de bombeo en función del horario o períodos que se seleccionan.

La figura 69 ilustra esta situación.

- A Tiempo de bombeo: 8 horas (6 am-2 pm).
Capacidad = 19,5 por 100 + 32,0 = 51,5 por 100 Q_M .
- B Tiempo de bombeo: 12 horas (5 am-5 pm).
Capacidad = 15 por 100 + 18 por 100 = 33 por 100 Q_M .
- C Tiempo de bombeo: 16 horas (4Am-8pm.).
Capacidad = 11 por 100 + 8 por 100 = 19 por 100 Q_M .

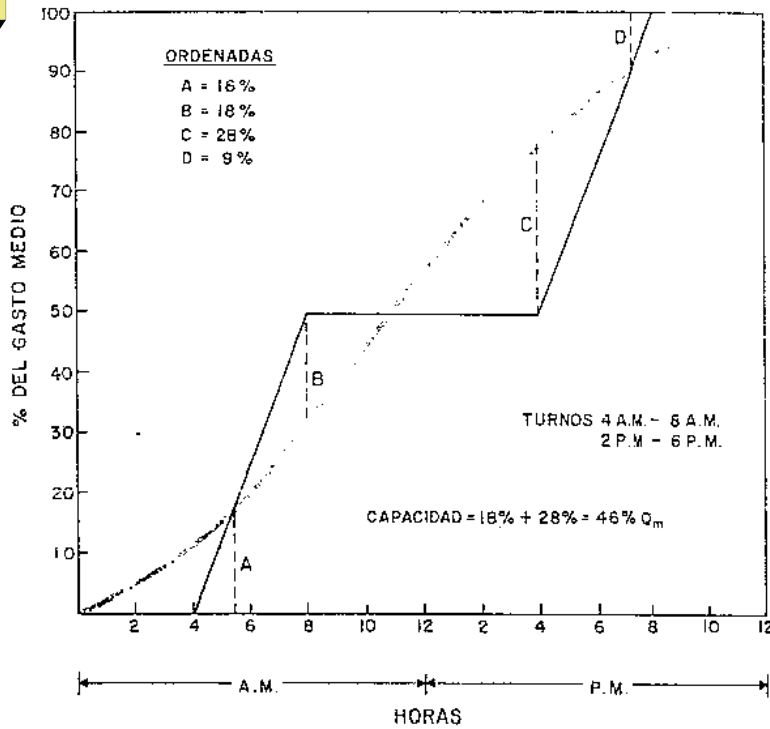


Fig. 70.—Capacidad del estanque para 8 horas de bombeo en 2 turnos 4 a.m.-8 a.m. y 4 p.m.-8 p.m.

En este caso, para un tiempo de bombeo continuo de 8 horas (6 am-2 pm) se requiere una capacidad de estanque equivalente al 51,5 por 100 del gasto medio diario; al aumentar el tiempo de bombeo a 12 horas, la capacidad del estanque se reduciría al 33 por 100 del gasto medio y llevando el período de bombeo a 16 horas, la capacidad necesaria para compensar las variaciones del consumo es de sólo 19 por 100 del gasto medio diario.

Evidentemente que al aumentar los períodos de bombeo aumentan también los costos de operación y mantenimiento, de modo que la solución más conveniente estará definida por razones económicas y de servicio.

También es conveniente estudiar los turnos de bombeo que permitan el mejor servicio y la capacidad más conveniente.

Así, las figuras 70 y 71 reflejan dos situaciones diferentes para turnos de bombeo distintos, siendo iguales los tiempos de bombeo.

En el caso de la figura 70 se han establecido dos turnos de bombeo (4 a.m.-8 a.m. y 4 p.m.-8 p.m.) lo cual determina una capacidad requerida de 46 % Q_m ; en cambio, en el caso de la figura 71 al cambiar los turnos de bombeo (6 a.m.-10 a.m. y 2 p.m.-6 p.m.), la capacidad requerida del almacenamiento es del 35 % Q_m . Esto nos permite concluir acerca de la importancia que tiene la operación del sistema, para garantizar un suministro eficiente de agua, pues pone en evidencia que fallas que aparentemente pueden ser atribuidas a diseños deficientes, más bien son la consecuencia de una desarticulación en el funciona-

miento del sistema de abastecimiento de agua. Es conveniente, por tanto, que el proyectista señale en la memoria descriptiva, los turnos de bombeo aconsejables para la fase de operación.

Evidentemente, debe tenerse presente que la selección en los turnos de bombeo debe ser hecha tomando en cuenta los horarios que menos desajustes provoquen a los horarios normales de trabajo, o al menos, aquéllos que no signifiquen excesivos costos de operación.

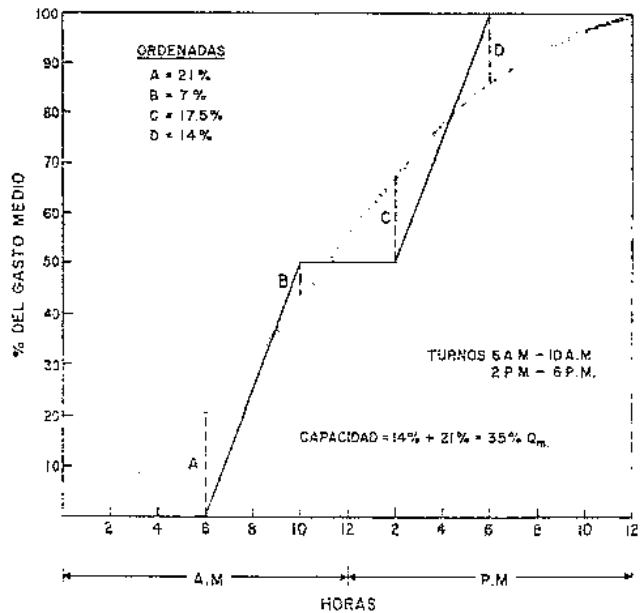


Fig. 71.—Capacidad del estanque de almacenamiento para 8 horas de bombeo, al variar los turnos 6 a.m.-10 a.m. y 2 p.m.-6 p.m.

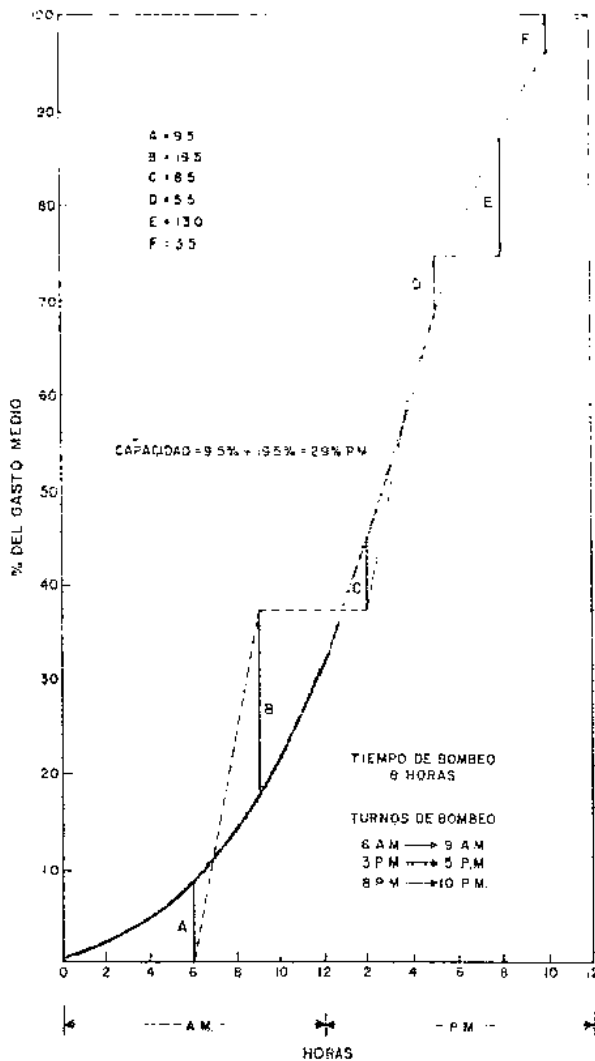


Fig. 72.—Capacidad del estanque considerando 3 turnos de bombeo durante un período igual de 8 horas.

La figura de arriba nos muestra una situación también de 8 horas de bombeo, pero con tres turnos de 6 am a 9 am, de 2 pm a 5 pm y de 8 pm a 10 pm.

La capacidad del estanque para compensar las variaciones de consumo puede determinarse mediante el análisis de la curva de consumos acumulados. ♦

b) Reserva para emergencias por incendios

En redes de distribución se asignaron gastos de incendios de 10, 16 ó 32 lts/seg de acuerdo a la importancia y densidad de la zona a servir.

Dicho gasto se supone puede ser requerido en cualquier instante y, por tanto, debe existir en el estanque de almacenamiento para atender contingencias de incendio durante un determinado lapso.

Las normas generalmente asumen un tiempo de duración del incendio entre 2 y 4 horas, con lo cual se tiene una capacidad adicional requerida. Las Normas del INOS (6) establecen para capacidad por incendio los valores señalados, estimando 4 horas de duración.

con lo cual se tienen una de las siguientes alternativas:

- $10 \times 4 \times 3,600 = 144,000$ lts.
- $16 \times 4 \times 3,600 = 230,400$ lts.
- $32 \times 4 \times 3,600 = 460,800$ lts.

Las Normas para acueductos rurales (4), del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, establecen en su artículo 64: «El volumen adicional para combatir incendios será el que resulte de considerar un incendio de duración de dos horas para gastos en los hidrantes entre 5 y 10 lts/seg, dependiendo de las características de las edificaciones».

«Para poblaciones menores de 2,000 habitantes no se considera necesario hacer provisiones para combatir incendio.»

c) Provisión de reserva para cubrir interrupciones por daños en la aducción o en las bombas

Ante la eventualidad de que en la línea de aducción puedan ocurrir daños que mantendrían una situación de déficit en el suministro de agua mientras se hacen las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que dé oportunidad a restablecer la conducción de agua hasta el estanque. En tal caso, puede estimarse un período de interrupción de 4 horas y el gasto medio de consumo para la determinación de esa capacidad.

Cuando el suministro pueda considerarse eficiente y seguro puede prescindirse de este volumen.

d) Funcionamiento como parte integrante del sistema

En algunas ocasiones los estanques de almacenamiento sirven de almacenamiento parcial y de tanquilla de bombeo o de rebombeo a otras redes más altas, simultáneamente a su condición de servicio para una red baja.

En esas condiciones deben darse consideraciones especiales para la determinación de la capacidad.

Las Normas INOS (6) establecen al efecto:

«Se consideran las siguientes reservas para la capacidad del estanque:

- Para compensación de consumo: 40 por 100 del gasto diario medio anual.
- Para compensación de gastos de bombeo, si se bombea de un estanque de almacenamiento o de la red correspondiente, abastecidos por una fuente continua a otra red o estanque: 25 por 100 del gasto diario medio anual bombeado.
- Para compensación de gastos de rebombeo, si se rebombea de un estanque o de la red correspondiente, abastecidos por bombeo a otra red o estanque: 12.5 por 100 del gasto diario medio anual bombeado.



UDHCONECTA



ata incendio: 4 horas de duración a los gastos indicados en el ordinal 5-3.

- c) Especiales: las impuestas por las fuentes disponibles.»

En términos generales se puede decir que resulta más ventajoso proveer varios estanques ubicados en diferentes zonas de servicio, que un solo estanque con capacidad mayor para atender a todo el sector. Aun cuando el costo de construcción de varios estanques resultará casi invariablemente mayor que uno solo, ello se compensa con redes de menor diámetro y mayores facilidades de mantenimiento y limpieza.

◆ Ejemplo:

La curva de variaciones horarias de una localidad se ha integrado según la curva que muestra la figura.

El acueducto es por bombeo y la rata de bombeo es desde las 4,00 am hasta las 18 horas.

Se pregunta:

1. Cuál debe ser la capacidad del estanque.
2. Qué cantidad de agua hay en el estanque a las horas 0,0; 4,0; 9,0; 11,0; 12,10; 15,50; 18,0, y 24,0.

Solución:

1. Las ordenadas respectivas son:

- a) $40 - 36,50 = 3,50 \times 10^2 \text{ m}^3$
- b) $27,2 - 23,6 = 3,60 \times 10^2 \text{ m}^3$
- c) $14,5 - 11,2 = 3,30 \times 10^2 \text{ m}^3$
- d) $3,20 \times 10^2 \text{ m}^3 = 3,20 \times 10^2 \text{ m}^3$

Luego la capacidad del estanque será:

$$3,50 + 3,60 = 7,10 \times 10^2 \text{ m}^3 = 710 \text{ m}^3.$$

2. A la hora cero, el estanque debe tener almacenado cierto volumen para suplir por lo menos el gasto requerido hasta las 4 am, hora en que comienza el bombeo.

Como el consumo de la hora 0 a las 4 es de 320 m^3 , por lo menos esta cantidad debe estar almacenada.

A las 4 am se comienza el bombeo, a una rata mayor que la rata de consumo, hasta las 9 am, hora en que comienza el consumo a superar el gasto de bombeo, luego desde las 4 a las 9 el estanque estará recibiendo agua. Y a esa habría recibido 650 m^3 .

A las 9 am, hora en que el consumo y la producción son iguales, se tendrá que se han bombeado $1,450 \text{ m}^3$ y se han consumido $1,120$; de los cuales, 320 se tenían en reserva, luego se habrán almacenado $1,450 - 1,120 + 320 = 650 \text{ m}^3$, pero a partir de las 9 hasta las 11 am, se habrá consumido:

$$1,980 - 1,120 = 860 \text{ m}^3$$

y se habrá bombeado:

$$1,980 - 1,450 = 530 \text{ m}^3$$

luego se habrán consumido $860 - 530 = 330 \text{ m}^3$ más de lo que llega, pero como para esa hora el estanque tenía almacenado 650 m^3 , quedarían a las 11 am sólo 320 m^3 , lo cual será insuficiente para suplir la de-

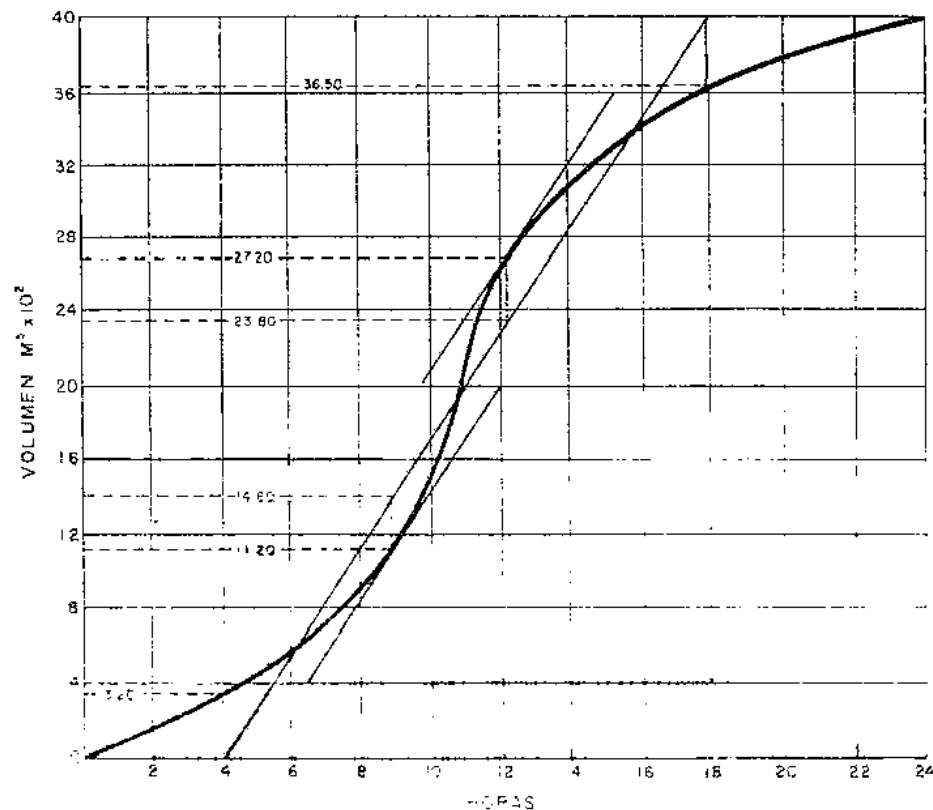


Fig. 73.—Curva de variación horaria de consumo acumulado.

anda desde las 11 hasta las 12.10, a menos que dispongan de mayor reserva a esa hora (40 m^3 de déficit).

Luego, de las 11 a las 12.10 se consumirán 360 m^3 más de lo que llega al estanque y, por tanto, deberán estar almacenados a las 11 am y que evidentemente deberán provenir de todo el ciclo de bombeo.

Así, de las 12.10 a las 15.50 se bombean $3.280 - 2.360 = 920 \text{ m}^3$ y se consumen sólo $3.280 - 2.720 = 560 \text{ m}^3$, lo cual equivale a tener almacenado a las 15.50 la cantidad de $920 - 560 = 360 \text{ m}^3$.

De la hora 15.50 a la hora 18, en que se paran los bombas, se habrán bombeado $4.000 - 3.280 = 720 \text{ m}^3$ y se habrán consumido $3.650 - 3.280 = 370 \text{ m}^3$, o sea, que se han acumulado $720 - 370 + 360 = 710 \text{ m}^3$ a la hora 18, y el estanque estará lleno.

A partir de esa hora, sólo hay un consumo y a las 24 horas quedarían $710 - 350 = 360 \text{ m}^3$.

De las 0 a las 4 am se consumirían 320 m^3 , y sólo quedarían 40 m^3 , que representan la diferencia que debía estar acumulada a la hora 11 am para cubrir la demanda.

De este modo, la situación para las horas solicitadas sería la presentada en la figura.

2. UBICACION DEL ESTANQUE

La ubicación del estanque está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener presiones en la red dentro de los límites de servicio. Estas presiones en la red están limitadas por Normas, dentro de rangos que puedan garantizar para las condiciones más desfavorables una dinámica mínima y una máxima, no superior a un determinado valor que haría impráctica su utilización en las instalaciones domiciliarias. Razones económicas y prácticas han inducido a establecer rangos de presiones diferentes de acuerdo a las características y necesidades de las localidades. En tal sentido, se han fijado valores para sistemas urbanos, cuyo rango generalmente está entre 25 y 70 m y para áreas rurales entre 10 y 40 m.

Las Normas INOS (5), «Normas para el diseño de los abastecimientos de agua», establecen:

«Las presiones mínimas en el sistema de distribución durante las demandas máximas horarias (indicadas en la Sección IV-13-2) y sin gasto de incendio, deben ser las siguientes:

En barrios con ranchos o casas pobres que se surtirán de fuentes públicas 5 m.

En barrios de casas pobres de segunda categoría, es decir, aquellas casas de gente pobre, que se estima no usarán más de una pluma de agua 15 m.

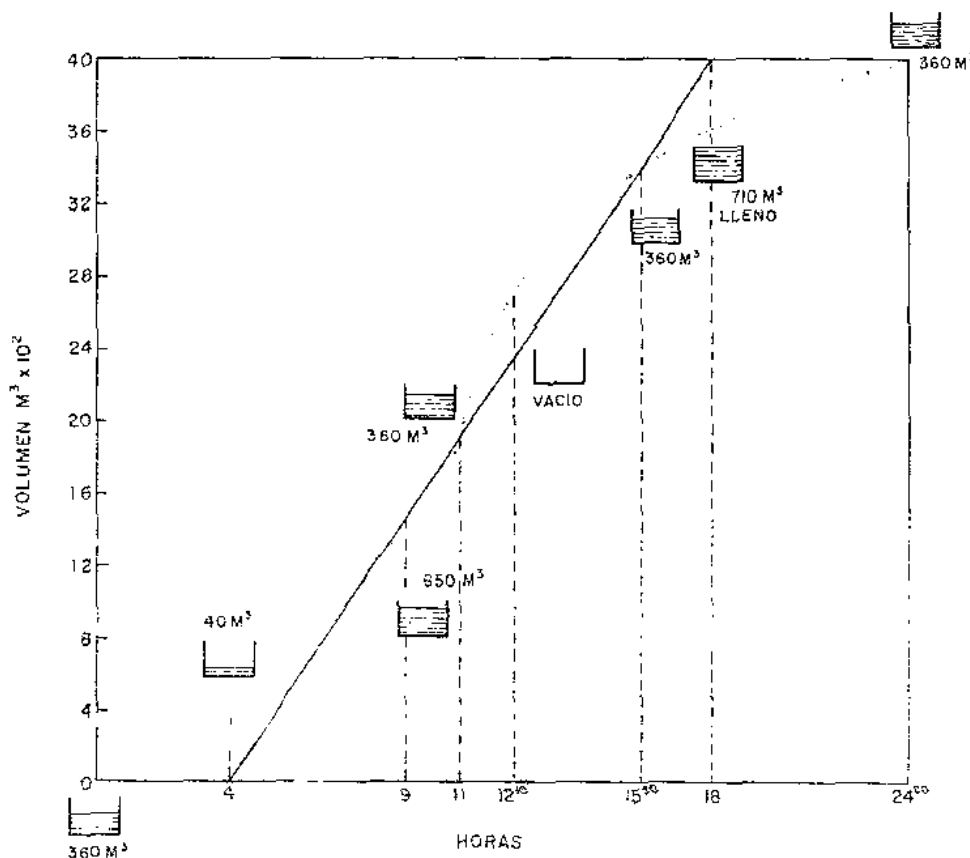


Fig. 74.—Curva de consumos acumulados y condición del estanque de almacenamiento a diferentes horas. ♦

En áreas residenciales con edificios de primera categoría de 3 o menos pisos 25 m.

En áreas residenciales con edificios de 4 a 6 pisos 35 m.

En áreas comerciales e industriales, cuando están situadas en una zona especialmente separada de la zona residencial y destinada exclusivamente a esos fines:

- a) Para ciudades hasta de 15.000 habitantes 25 m
- b) Para ciudades de 15.000 a 50.000 habitantes 35 m
- c) Para ciudades de más de 50.000 habitantes 50 m

La máxima presión estática permisible en los sistemas de distribución es de 70 m. En cualquier caso, la tubería usada en el sistema de distribución será de tal clase que resista sin peligro de falla la presión máxima a la cual estará sujeta.»

Siendo las presiones de servicio requeridas una determinante de la ubicación, ésta necesariamente está influenciada por la Topografía y por las zonas de mayor consumo. De allí, que si consideramos una situación ideal de una zona totalmente plana y con gastos de consumo homogéneos, la ubicación ideal del estanque sería en el centro de la localidad, con lo cual logramos una distribución con menores pérdidas de carga: Zonas de mayor consumo provocarán desplazamiento del centro de gravedad y, por tanto, la mejor y conveniente ubicación del estanque por razones de distribución. Indudablemente que la existencia de colinas y zonas altas en el área a urbanizar será un aspecto de consideración para lograr la mejor ubicación del estanque que satisfaga los rangos de presión pre-establecidos.

Por tratarse de una condición de análisis particular, las normas admiten que estos rangos de presiones

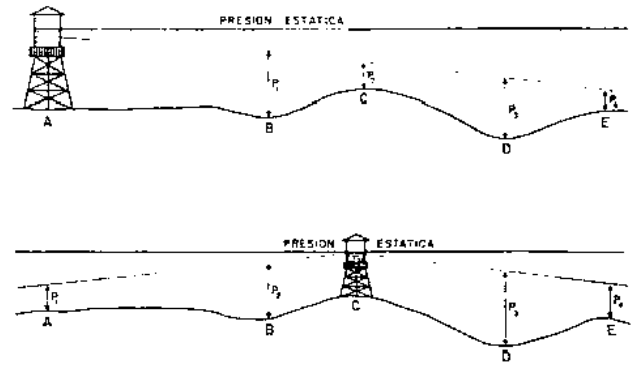


Fig. 75.—Ubicación relativa de un estanque de almacenamiento y líneas de presión.

máximas y mínimas sean satisfechos para el nivel medio del estanque.

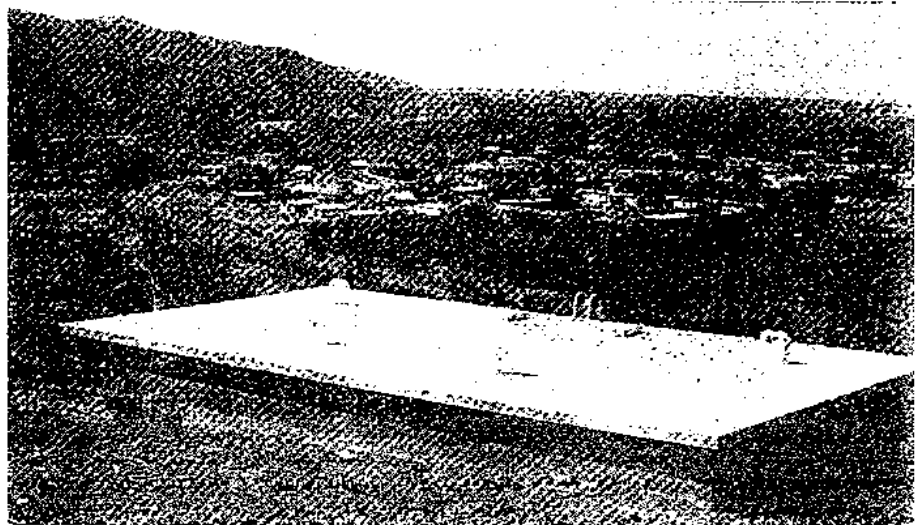
Los esquemas de la figura 75 muestra las líneas de carga estática y dinámica para 2 posibles alternativas de ubicación del estanque.

La ubicación del estanque en C permitirá aprovechar la mayor elevación del terreno para lograr con menor elevación de torre y/o menores diámetros iguales presiones residuales.

3. TIPOS DE ESTANQUES

Los estanques de almacenamiento pueden ser construidos directamente sobre la superficie del suelo o sobre torre cuando por razones de servicio se requiera elevarlos. En el primer caso, los estanques son generalmente de concreto armado, de forma rectangular y dividido en varias celdas para facilitar su limpieza: o de forma cilíndrica.

Foto 3.—Estanque de almacenamiento rectangular de concreto armado. Bocon de Uchire, Estado Anzoátegui, Venezuela.



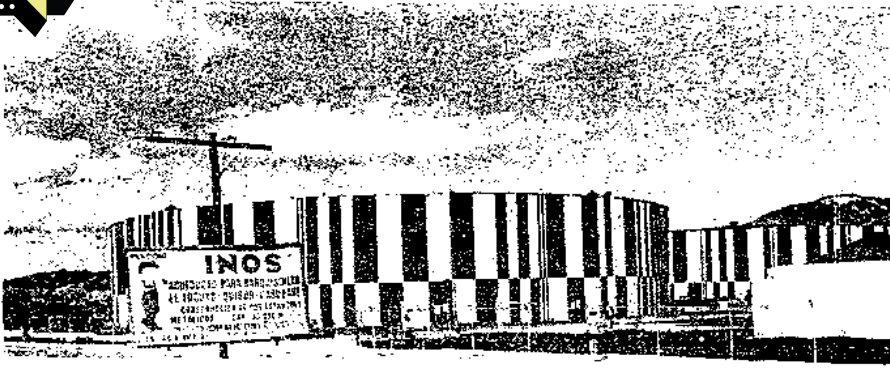


Foto 5.—Estanque de almacenamiento de forma cilíndrica. Barquisimeto. Estado Lara. Venezuela.

ESTANQUES ELEVADOS

Los estanques elevados se construyen metálicos o de concreto y sus diseños en muchos casos atienden a razones ornamentales, pudiendo constituir junto con otros elementos del acueducto un atractivo sitio recreacional. Las fotos muestran diversas formas de éstos.

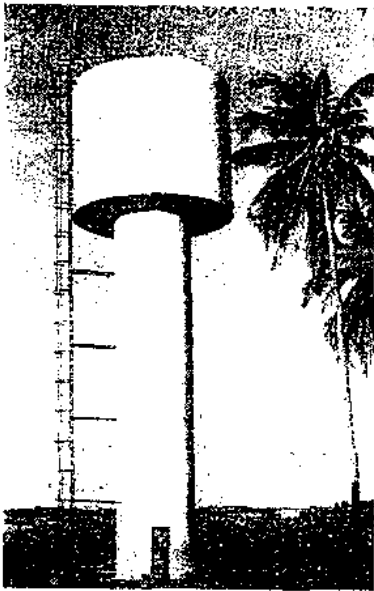


Foto 6.—Estanque elevado de concreto. Sinamaica, Estado Zulia. Venezuela.

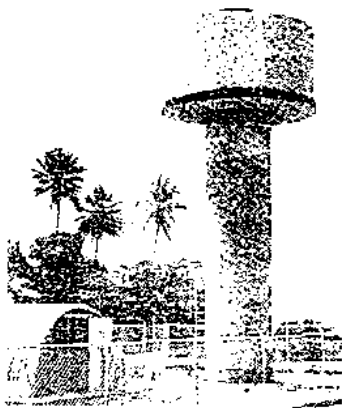


Foto 7.—Estanque elevado de concreto armado. Boscán, Estado Zulia. Venezuela.

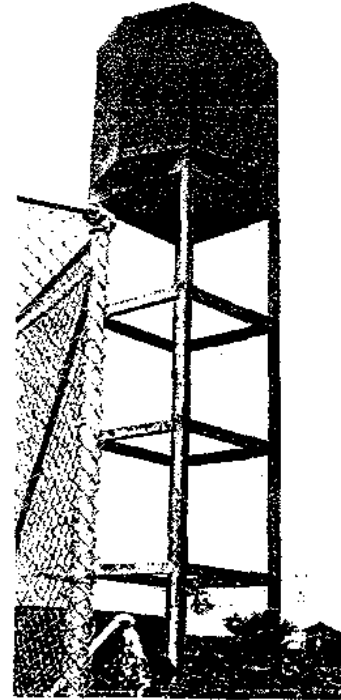


Foto 8.—Estanque elevado de concreto armado de forma exagonal. Taguaya, Estado Monagas. Venezuela.

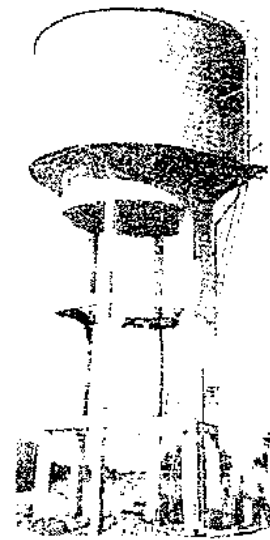


Foto 9.—Estanque elevado de concreto armado de forma cilindrocónica. Potrerito, Estado Zulia. Venezuela.

ando se trate de estanques elevados. En zonas de economía y de ornamentación se consideran para seleccionar forma, dimensiones y material de construcción más convenientes.

En el diseño de estanques elevados debemos considerar dos aspectos: El depósito y la torre de soporte.

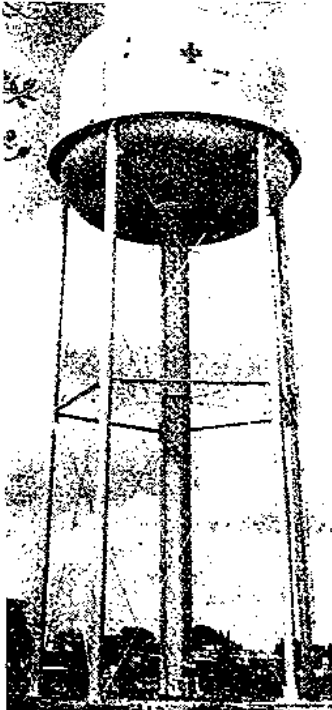


Foto 10.—Estanque metálico elevado de 1.000.000 de capacidad. Barrancas, Estado Monagas, Venezuela.

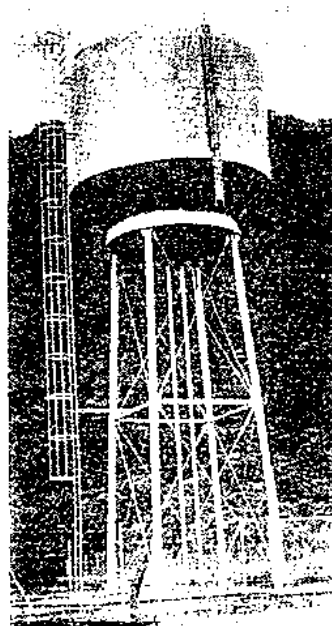


Foto 11.—Estanque metálico elevado L. El Valle, Estado Bolívar, Venezuela.



Foto 12.—Estanque metálico elevado. Los Cerros, Estado Miranda, Venezuela.

Cuerpo del estanque

Formas: No es una determinante importante del diseño, sin embargo, razones ornamentales y en ocasiones económicas pueden incidir para realizar estudios analíticos tendientes a lograr formas que determinen el mejor aprovechamiento de los materiales y la máxima economía.

a) *Esférica:*

Presenta la menor cantidad de área de paredes para un volumen determinado y tiene la ventaja de que toda ella está sometida a esfuerzos de compresión y tensión simples, lo cual se refleja en menores espesores. Su mayor desventaja estriba en aspectos de construcción, lo cual para el caso de estanques de concreto armado obliga a encofrados de costos elevados.

b) *Cilíndrica:*

En el estanque de forma cilíndrica, las paredes, sometidas a esfuerzos de tensión simple, representan ventajas estructurales, pero también con la desventaja de encofrado para el caso de estanque de concreto armado.

Las losas de fondo y tapa, las cuales pueden ser planas o en forma de cúpula, se articulan a las paredes.



Foto 13.—Estanque metálico elevado. Santa María de Ipire, Estado Guárico, Venezuela.

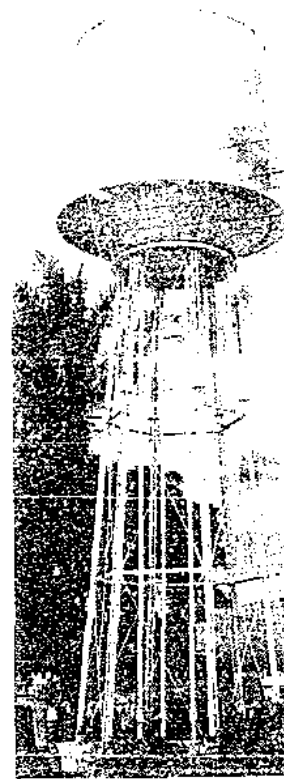


Foto 14.—Estanque metálico elevado. Santa Bárbara, Estado Barinas, Venezuela.

c) Paralelepípedo:

Debido a sus formas rectas producen momentos que obligan a espesores mayores y refuerzos también mayores. Sin embargo, reduce grandemente los costos por encofrados.

Otras formas de paralelepípedos que reducen los momentos por empuje de agua son aquéllas que tienden a la forma cilíndrica, como los exágonos, octógonos, etc.

Dimensiones:

Dependiendo de la capacidad requerida, el estanque puede dividirse en compartimientos o celdas, aunque generalmente los estanques elevados se construyen de una sola celda y su dimensionado persigue la mayor economía.

Determinada la capacidad, se selecciona la altura del cuerpo del estanque, tomando en cuenta la mejor relación h/L o h/D , considerando que alturas exageradas exigirán mayores espesores por razones de empuje de agua y posiblemente costos también mayores.

Materiales de Construcción:

Los estanques elevados pueden construirse de concreto armado o metálicos, y dependerá de las condiciones locales, mantenimiento, agresividad por corrosión, etc., la conveniencia para seleccionar uno u otro tipo.

Estanques de Concreto:

Por razones de corrosividad, sobre todo en zonas cercanas a la costa, puede resultar aconsejable la utilización de estructuras de concreto, cuya resistencia y comportamiento ante tales agresividades, les hace a largo plazo más económico por requerirse un mantenimiento menos oneroso.

Para el cálculo estructural del estanque mismo, se han desarrollado diversos métodos, lo cual debe ser objeto de estudios separados, sólo por referir al estudiante hacia la importancia de estos aspectos, se menciona someramente el método de la Portland Cement Association, que determina momentos y fuerzas cortantes como resultado de experiencias sobre modelos de estanques basados en la teoría de Plates and Shells de Timoshenko. Para ello, se consideran las paredes empotradas entre sí, quedando a criterio del proyectista la selección de una de las tres condiciones siguientes, de acuerdo a las condiciones de borde que se fije:

- a) Tapa articulada-Fondo articulado.
- b) Tapa libre-Fondo articulado.
- c) Tapa libre-Fondo empotrado.

Las paredes deben calcularse como marco rígido en un sentido (eje x) y como voladizo en el otro (eje y).

A continuación se copia un resumen de las tablas de coeficientes para estanques cuadrados, las cuales son aplicables también a estanques exagonales (18).

COEFICIENTES K PARA EL CALCULO DE MOMENTOS Y FUERZAS CONTRACTAS SOBRE LAS PAREDES DE ESTANQUES RECTANGULARES

L/H	X/H	TAPA ART.-FONDO ART.				TAPA LIBRE-FONDO EMP.				TAPA LIBRE-FONDO ART.			
		y = 0		y = 1, 2		y = 0		y = 1, 2		y = 0		y = 1, 2	
		M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y
2.00	0					0	-0.027	0	-0.060	0	-0.045	0	-0.091
	1/2	+0.042	-0.020	-0.012	-0.059	-0.015	-0.016	-0.010	-0.049	-0.033	-0.036	-0.018	-0.089
	1					-0.086	-0.017	0	0				
1.75	0					0	-0.025	0	-0.050	0	-0.036	0	-0.071
	1/2	-0.036	-0.020	-0.011	-0.057	+0.016	-0.016	-0.009	-0.046	+0.028	-0.032	-0.015	-0.076
	1					0.074	-0.015	0	0				
1.50	0					0	+0.021	0	-0.040	0	+0.027	0	-0.052
	1/2	+0.028	+0.021	-0.010	-0.052	+0.016	+0.016	-0.008	-0.042	+0.022	+0.027	-0.013	-0.063
	1					-0.060	-0.012	0	0				
1.25	0					0	+0.015	0	-0.029	0	+0.017	0	-0.034
	1/2	+0.019	+0.019	-0.009	-0.045	+0.014	+0.015	-0.007	-0.037	+0.017	+0.023	-0.010	-0.049
	1					-0.047	-0.009	0	0				
1.00	0					0	+0.009	0	-0.018	0	+0.010	0	-0.019
	1/2	+0.005	+0.011	-0.004	-0.022	+0.009	+0.013	-0.006	-0.029	+0.010	+0.017	-0.007	-0.036
	1					-0.035	-0.007	0	0				

$M = K \times \omega \times H^3$
 siendo K = coeficiente

Para estanques cuadrados la fuerza normal
 $N = V$.

de igual manera que para el cálculo de momentos se presentan las figuras 76 y 77 que permiten calcular la fuerza cortante a lo largo de la pared, para las distintas relaciones L/H (19).

Para estanques exagonales $N = V \times \cos 30^\circ$.

a) Estanque de Base Poligonal (cuadrado, exágono, octógono, etc.).

$V = K' \times \omega H^2$

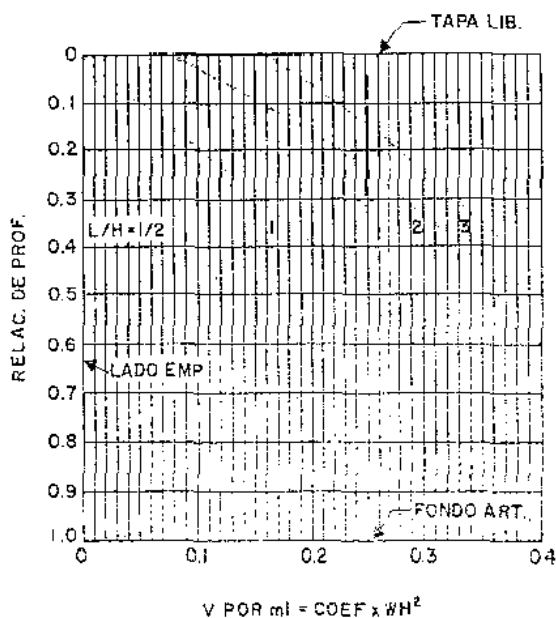


Fig. 76.—Distribución de fuerzas cortantes en las paredes en función de la relación L/H Método Portland-Tapa libre.

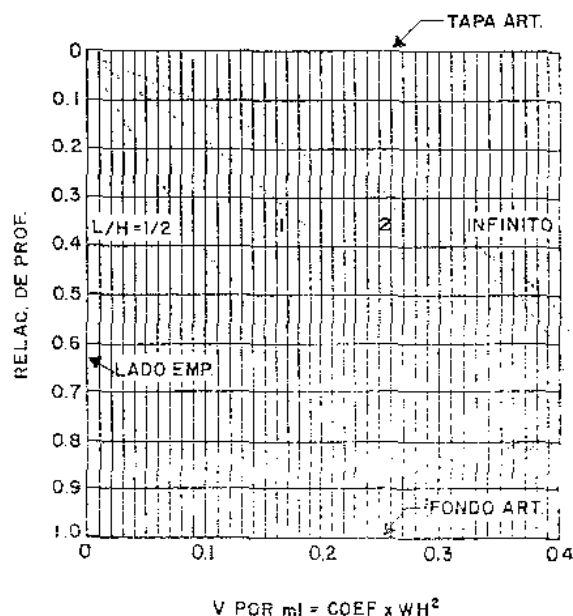


Fig. 77.—En distribución de fuerzas cortantes en las paredes en función de la relación L/H Método Portland-Tapa articulada.

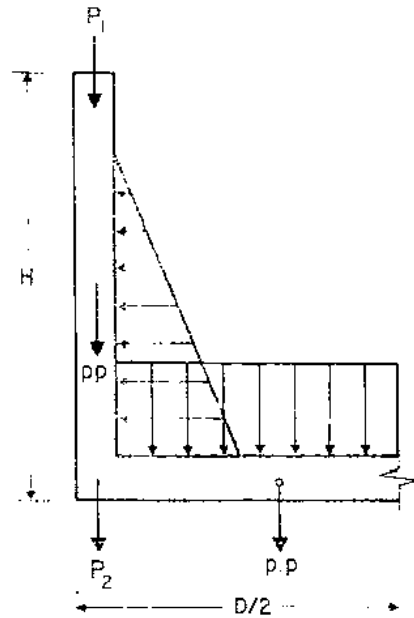
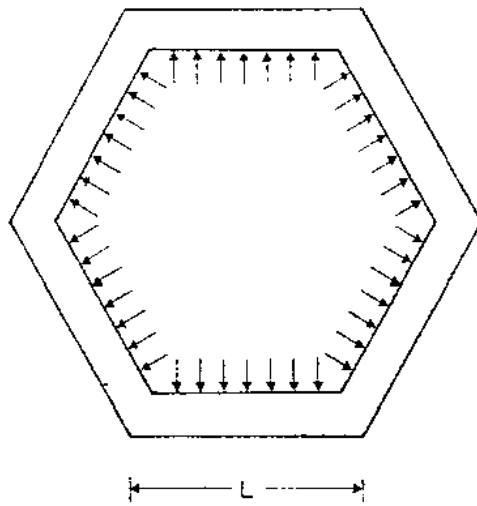


Fig. 78.—Fuerzas actuantes en las paredes y fondo en estanque exagonal.

Cargas Actuantes

Paredes. Empuje del agua. Se considera empuje de agua para el caso de estanques superficiales con el estanque totalmente lleno. En caso de estanques enterrados, se considerarán los dos casos, estanque lleno y estanque vacío, con empuje de agua y tierra (esta condición no es válida para estanques superficiales).

Losa de Fondo.

1. Empuje del agua: Se considera el estanque completamente lleno.
2. Momentos en los extremos: Producidos por el empotramiento entre la pared y la losa de fondo.
3. Peso propio de la losa.
4. Peso propio de la pared y reacción de la losa de tapa.

Tapa

Peso propio y carga viva estimada.

Estanques metálicos

La ductilidad del material permite el aprovechamiento de la forma circular, con lo cual se logra la mejor absorción de esfuerzos por el material.

Conocida la capacidad y dimensionado del estanque, diámetro y altura, se procede a la determinación de espesores del cuerpo cilíndrico, fondo circular y tapa.

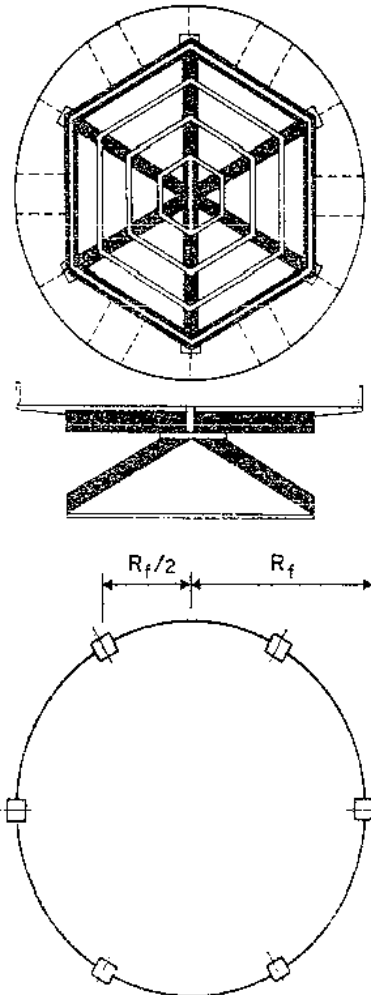


Fig. 79.—Estructura metálica para soporte de estanque elevado.

continuación se presenta una de las soluciones sugeridas en el trabajo: «Proyecto de Normas y especificaciones para la construcción de estanques metálicos elevados» (18).

CUADRO 26

ESPESOR DE LAMINA Y PESO DE ESTANQUES METALICOS

V (ts)	Espesor lámina (pulg)			q (kg)
	techo	fondo	cilindro	
25.000	3/16	5/16	5/16	2.560
50.000	3/16	5/16	5/16	4.330
100.000	3/16	5/16	5/16	7.080
150.000	3/16	3/8	3/16	8.670
200.000	3/16	3/8	5/16	14.890
400.000	3/16	3/8	1/4	27.290
500.000	3/16	3/8	1/4	36.500

CUADRO 27

DIAMETROS Y ALTURAS DE ESTANQUES METALICOS

V (ts)	DC (m)	h _c (m)	Perim. (m)
25.000	3,30	3,00	10,36
50.000	4,45	3,00	13,81
100.000	5,72	4,00	17,39
150.000	6,50	4,50	20,41
200.000	7,63	5,00	22,41
400.000	10,17	5,00	31,71
500.000	11,45	5,00	35,41

Se consideraron láminas comerciales de metros: 1 × 2 y 2 × 2

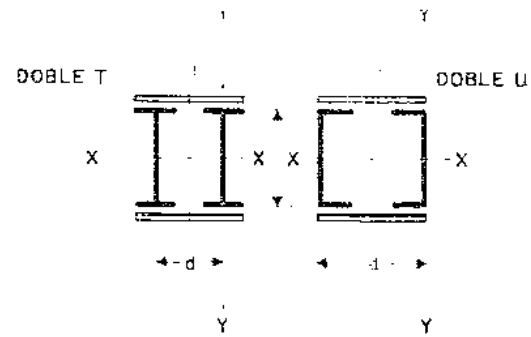


Fig. 81.—Columna para torre de estanque, formada por 2 perfiles normales.

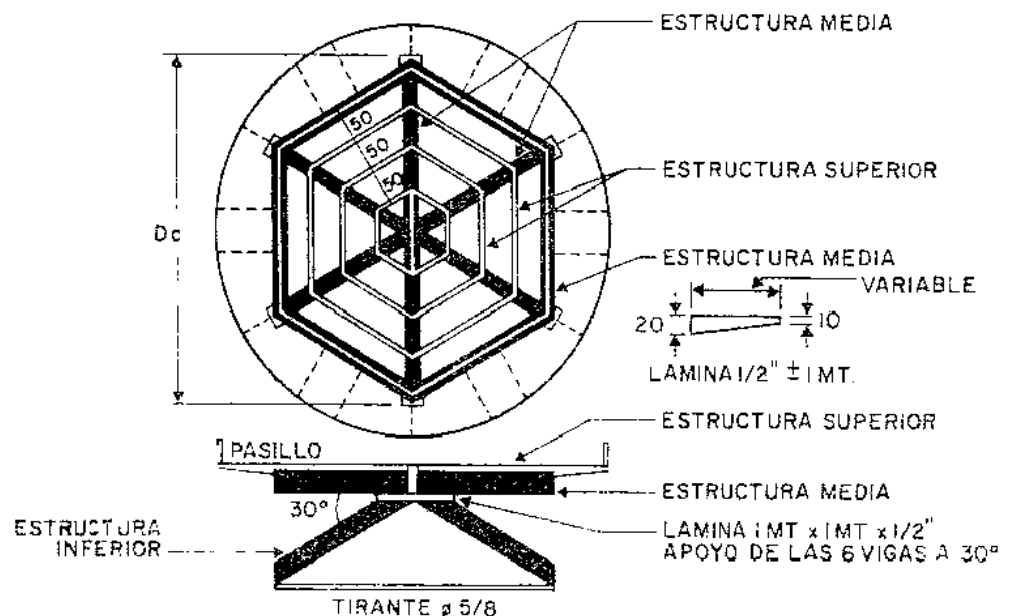
CUADRO 28 COLUMNAS COMPUESTAS FORMADAS POR DOS PERFILES NORMALES

(A) DOBLE T

(B) EN U

PN #	d	75R _y	R _x = R _i	PN #	d	75R _y	R _x = R _y
10	7,8	0,80	4,01	10	10,4	1,102	3,91
12	9,4	0,2	4,81	12	11,9	1,191	4,62
14	10,8	1,05	5,61	14	13,8	1,312	5,45
16	12,4	1,16	6,40	16	15,5	1,148	6,21
18	14,0	1,28	7,20	18	17,2	1,515	6,95
20	15,8	1,40	8,00	20	18,8	1,605	7,70
22	17,0	1,51	8,80	22	20,6	1,695	8,48
24	18,8	1,65	9,50	24	22,3	1,815	9,22
26	20,2	1,74	10,38	26	24,1	1,920	9,88
28	21,8	1,84	11,14	28	26,1	2,055	10,85
30	23,4	1,92	11,91	30	28,1	27,15	11,69

Fig. 80.—Diseño de emparillado de soporte para 6 columnas.



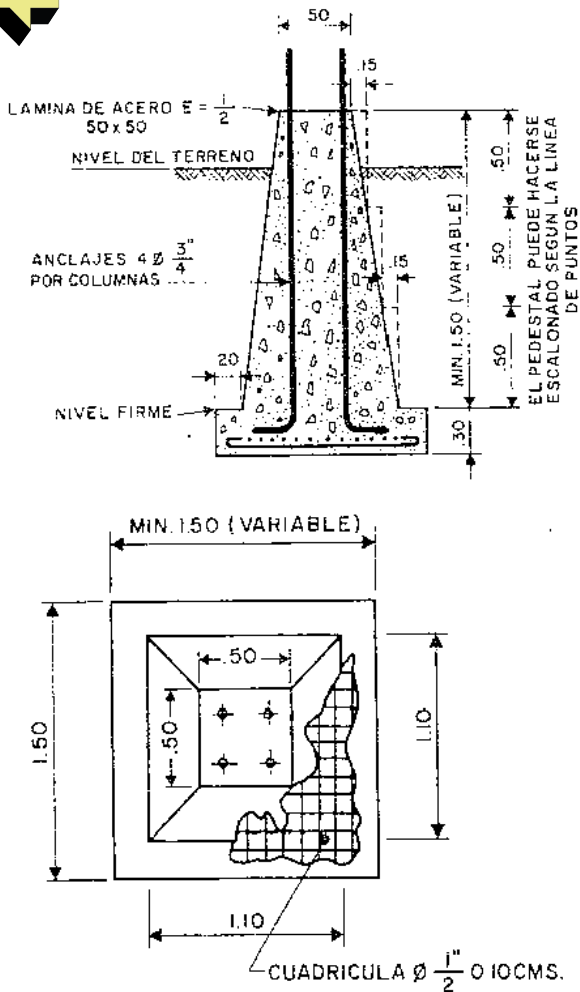


Fig. 82.—Fundación típica para columna del estanque. Dimensiones y acero variables.

◆ Ejemplo:

Diseño de un estanque metálico elevado para abastecimiento de un parcelamiento puramente residencial de la ciudad de Caracas, cuyas dotaciones se indican a continuación:

PARCELAS	Dotación (en lts/día)
a) 1 parcela, núm. 1, con dotación de 4.300 lts/día	4.300
b) 11 parcelas, núms. 2 al 12, ambas inclusive, a razón de 2.000 lts/parcela/día	22.000
c) 5 parcelas, núms. 13 al 17, ambas inclusive, a razón de 2.300 lts/parcela/día	11.500
d) 5 parcelas, núms. 18 al 22, ambas inclusive, a razón de 2.000 lts/parcela/día	10.000
Total	47.800

$$\text{Gasto medio} = \frac{47.800}{86.400} = 0,5532 \text{ lts/seg.}$$

El sistema es por bombeo y se considera un tiempo de 8 horas de bombeo.

Se tomó como curva de variaciones horarias la curva típica de las Normas del INOS (6), cuya gráfica se representa en la figura 83, a partir de la cual se preparó la curva de consumos acumulados, figura 84.

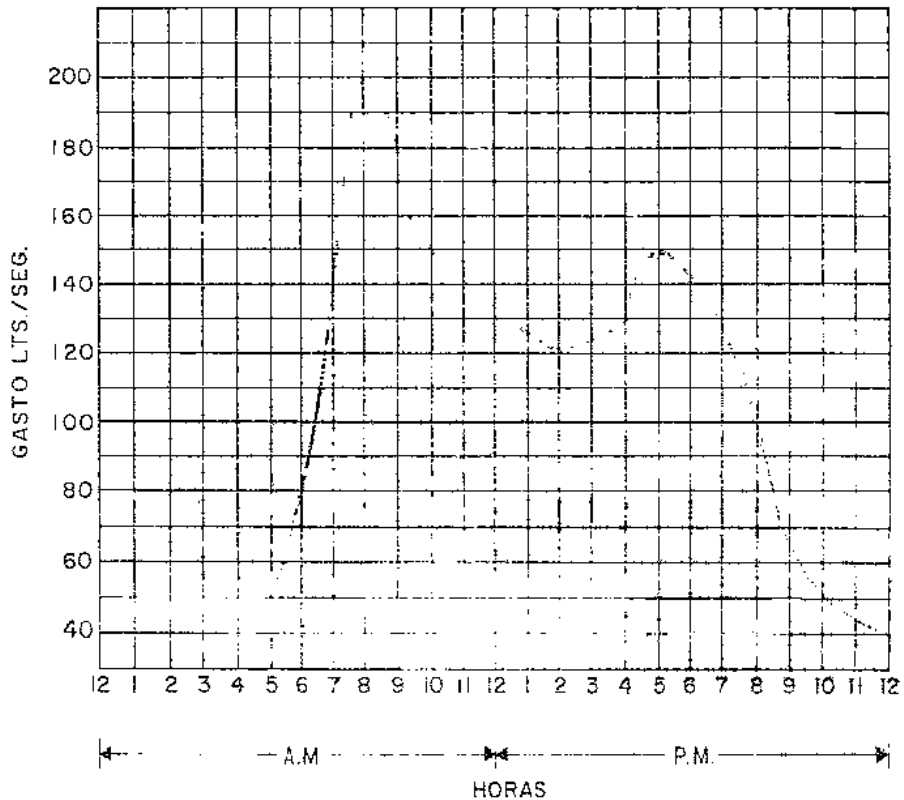


Fig. 83.—Curva típica de variaciones horaria. Normas INOS (6).

- $Y_1 = 5.570$ lts
- $Y_2 = 5.000$ lts
- $Y_3 = 5.300$ lts
- $Y_4 = 7.800$ lts

Se ha establecido un periodo de bombeo de 8 horas, en 2 turnos de 4 horas cada uno.

- a) De 6 am a 10 am
- b) De 2 pm a 6 pm

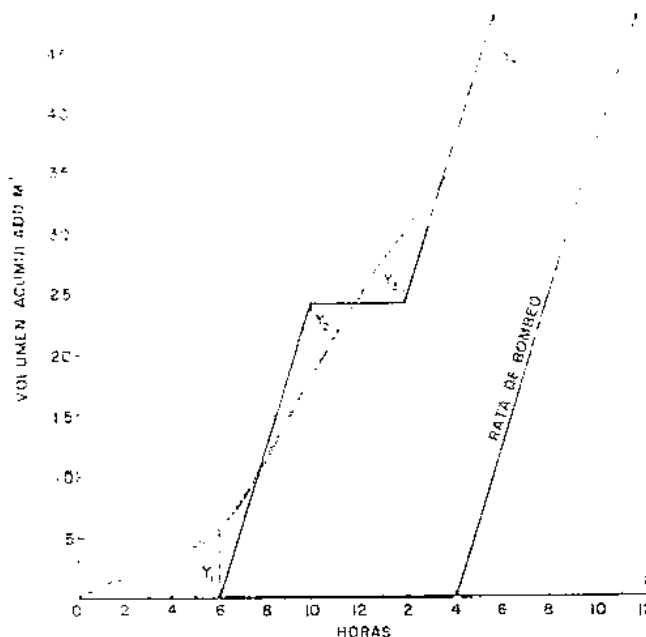


Fig. 84.—Curva de consumos acumulados de la figura anterior.

Se establecieron dos turnos de bombeo: 6 am-10 am y 2 pm a 6 pm.

Gasto de bombeo se usó la expresión

$$Q_b = Q_m \frac{24}{N} = 0,5532 \times \frac{24}{8} = 1,67 \text{ lts/seg.}$$

En base a la curva de consumos acumulados se obtienen las ordenadas:

- $Y_1 = 5.570$ lts.
- $Y_2 = 5.000$ lts.
- $Y_3 = 5.300$ lts.
- $Y_4 = 7.800$ lts.

a) Capacidad para compensar las variaciones horarias y período de bombeo:

$$V_1 = 7.800 + 5.570 = 13.370 \text{ lts.}$$

b) Capacidad para provisión de interrupciones:

$$V_2 = 4 \times 1,67 \times 3.600 = 13.048 \text{ lts.}$$

c) Provisión para incendio:

$$V_3 = 5.000 \text{ lts.}$$

Se ha tomado para provisión de incendio 5.000 lts. ya que considerar el volumen equivalente a 10 lts/seg y 4 horas de duración es poco más de 10 veces el volumen necesario para satisfacer las variaciones del consumo, cuyo gasto medio (Q_m) es de 0.5 lts/seg.

$$\begin{aligned} \text{Capacidad requerida} &= 13.370 + 13.048 + 5.000 = \\ &= 31.418 \text{ lts.} \end{aligned}$$

Dimensiones del estanque

Altura del cuerpo del estanque: $H = 3,70$ m

Forma: Cilíndrica.

Diámetro $D = 3,30$ m.

$$\begin{aligned} \text{Capacidad} &= 0,785 \times (3,3)^2 \times 3,70 = 31,7 \text{ m}^3 \\ &= 31,4. \end{aligned}$$

1. Cuerpo del estanque

Será de forma cilíndrica, de 3.3 m de diámetro y 3.70 m de altura, fabricado con chapa de acero de 4.8 mm de espesor.

- a) *Aducción*: El diámetro de la tubería de llegada al estanque será de $\phi 4''$ H. G.
- b) *Distribución*: La tubería de salida hacia la distribución será de $\phi = 4''$ H. G.
- c) *Rebose*: La tubería de rebose se conectará a la limpieza, y su diámetro para un borde libre de 20 cm será:

$$A = \frac{1,67}{0,6 \sqrt{196 \times 2}} = 0,14 \text{ dm.}^2$$

Usaremos $\phi 4''$ H. G.

- d) *Limpieza*: La tubería de limpieza será de $\phi 4''$ y dispondrá de llave de igual diámetro.

Pasarela de circulación

La pasarela de circulación tendrá ancho de 0.60 m mínimo y la baranda estará formada por ángulos soldados a la viga.

Escaleras

- a) *Escalera exterior*. Se construirá con pletinas de 38×48 mm y peldaños de cabillas de $\phi 1/2''$. A esta escalera se proveerá de protección circular con cabillas de $\phi 1/2''$ en circunferencias de 60 cm.
- b) *Escalera interior*. Construida con pletinas de 38×48 mm y peldaños de $\phi 1/2''$.

Se proveerá de boca de visita en la parte superior, de forma circular y 0.60 m de diámetro, con puerta de bisagra y cerradura para candado.

Ventilación

Se dispondrá de tubo de ventilación y malla metálica en el extremo.

2. Torre

El estanque estará ubicado a la cota de terreno 132.00. A fin de mantener las presiones dentro de los límites permisibles y garantizar el servicio de agua, en los puntos más elevados de la red, se erigirá torre de 9 m de altura.

Cota de reboso: $132.0 + 9.0 + 3.70 = 144.70$ m.

Nivel medio en el estanque = 1.85 m.

Cota nivel medio = 142.85 m.

Presión máxima en la red = 46.12 m.

Presión mínima en la red = 10.85 m.

a) Características de la torre

De 9.0 m de altura, formada por 4 columnas compuestas de perfiles normales doble «T», núm. 12, con arriostramientos horizontales consistentes de perfiles normales doble «U», núm. 5 y arriostramientos diagonales de cabilla redonda de ϕ 5/8" con tensores y elementos de unión consistentes de chapas y ángulos soldados.

Peso propio = 2.560 kg.

Peso estanque + parrilla = 4.000 kg.

Fuerzas sísmicas: Adoptando Normas MOP(*) con coeficiente sísmico $C = 0.25$ $F = 9.000$ kg.

Carga total sobre cada columna

El cuerpo del estanque descansará sobre un entramado de vigas, al cual va soldada la plancha de fondo del estanque. El entramado superior formado por perfiles normales doble «T», núm. 10, el entramado inferior, por perfiles normales doble «T», núm. 30, el cual se apoya sobre las 4 columnas.

Momento de volcamiento producido por sismo

$$M = 8.340 (9 - 1.85) - \frac{34.560}{4 \times 0.9} \times 0.45 = 94.620 \text{ kg-m}$$

$$\text{Peso por columna} = \frac{Q}{n} = f_{\max} = 24.000 \text{ kg.}$$

Usamos 2 perfiles normales doble «T», núm. 12, arriostrados a 4.50 m con perfiles normales doble «U», núm. 5 y diagonalmente cabillas ϕ 5/8".

$$d = 9.4 \quad R_1 = R_2 = 4.81.$$

$$\text{Inclinación de las columnas } \operatorname{tg} \alpha = \frac{0.85}{8.70}$$

Fundaciones

Las fundaciones serán de concreto armado de sección cuadrada, armada en los dos sentidos, dimensionadas para una resistencia del suelo de 1.5 kg/cm^2 .

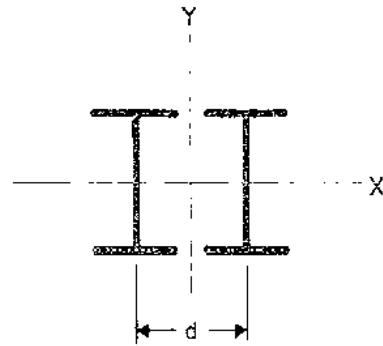


Fig. 85.—Sección de la columna formada por 2 PN. Doble «T».

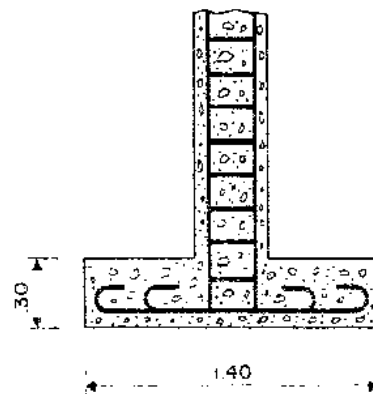
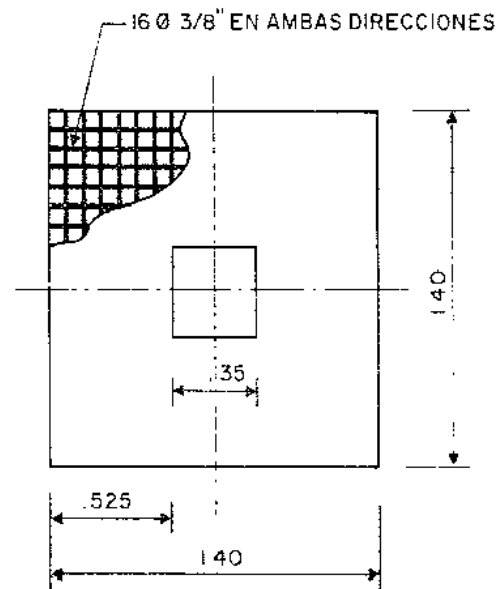


Fig. 86.—Fundación para la columna de la torre.

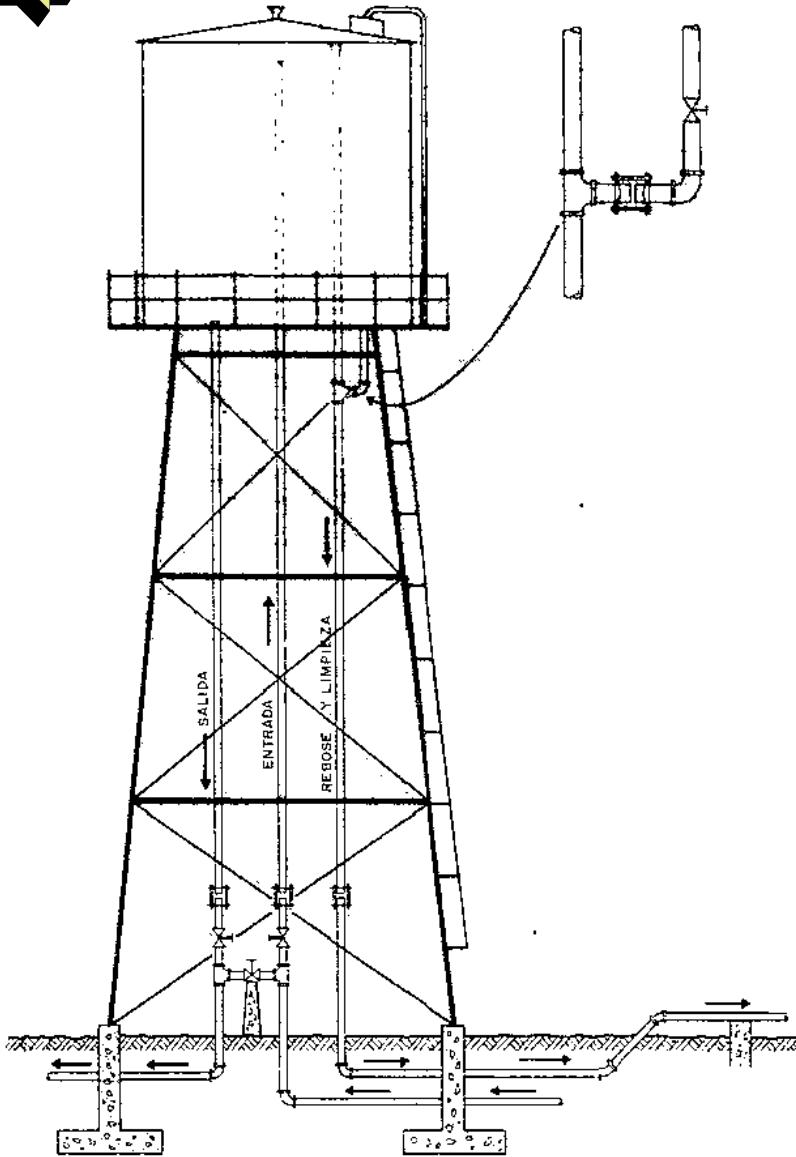


Fig. 87.—Accesorios complementarios del estanque elevado. ♦

ACCESORIOS		
N.º	Descripción	Dimensiones
1	Tee H. G.	
2	Tee H. G.	
3	Tee H. G.	
4	Codo 90° H. G.	
5	Codo 90° H. F.	
6	Codo 90° H. F.	
7	Codo 90° H. F.	
8	Codo 45° H. F.	
9	Codo 45° H. G.	
10	Llave paso H. N.	
11	Llave paso H. N.	
12	Llave paso H. N.	
13	Llave paso H. N.	
14	Dresser H. N.	ϕ-CORTO
15	Dresser H. N.	CORTO
16	Dresser H. N.	CORTO
17	Dresser H. N.	CORTO

ESTANQUES SUPERFICIALES

Estanques de base cuadrada o rectangular

Para capacidades medianas y pequeñas generalmente resulta preferible, por económica, la construcción de estanques de forma de paralelepípedo. En cambio, si se trata de grandes capacidades, los elevados esfuerzos de tensión hacen que se logren soluciones más prácticas y económicas a base de estanques de forma cilíndrica.

Los estanques de concreto armado se construyen preferiblemente de dos o más celdas, pudiendo ser de una sola celda cuando se trate de capacidades pequeñas.

Puede hacerse el prediseño, seleccionando una relación h:L = 0,50 a 0,75, siendo h la altura y L el lado del cuadrado. En caso de diseñarse más de una celda, la capacidad total del estanque será dividida en celdas de capacidades iguales.

♦ Ejemplo:

Dimensionado de un estanque con capacidad de 250 m³.

Capacidad del estanque: 250.000 lts = 250 m³.

Supongamos una altura de agua de 3 m

$$\frac{250}{3} = 83,33 \text{ m}^2.$$

Suponiendo un estanque de dos celdas iguales de 42 m² de capacidad cada una.

Dimensiones de la base: 6,50 × 6,50 = 42,25 m².

Asumiendo el espesor de muro de 0,20 m y una columna central de 0,20 m, la superficie efectiva será:

$$42,25 - 2 \times 0,20 - 0,20 \times 0,20 = 42,25 - 0,49 = 41,76$$

Altura de agua:

$$H = \frac{125}{41,76} = 2,99 \text{ m} < 3,00.$$

Asumiendo un borde libre o cámara de aire de 0,25 m.

Cálculo de las paredes: Esta losa está sometida a compresión por el peso del techo, a flexión producida por el empuje del agua y en sentido contrario por el empuje de tierra.

Consideraremos la pared sometida al empuje de tierra, caso más desfavorable cuando el estanque esté vacío.

Empuje de tierra

$$m = 1.500 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\delta = 0^\circ$$

$$\rho = c \cos \alpha$$

$$C = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0.271$$

$$p = 1.500 \times 0.271 \cdot x = 406,5 \cdot x$$

$$E_t = \frac{1}{2} (406,5x) x = 204x^2$$

El momento resistente disminuye más rápidamente que el de flexión, por tanto, la sección más crítica es abajo, para $x = 3,25$ m.

$$E_t = 204 \times (3,25)^2 = 2.155 \text{ kg.}$$

Empuje del agua

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 = 500 h^2 = 500 \times (3,0)^2 = 4.000 \text{ kg.}$$

Momento de flexión

a) Por el empuje del agua

$$3,25 \times R_u = 1,0 \times E_a$$

$$R_u = \frac{4.000}{3,25} = 1.385 \text{ kg}$$

$$R_b = 4.000 - 1.385 = 3.115 \text{ kg.}$$

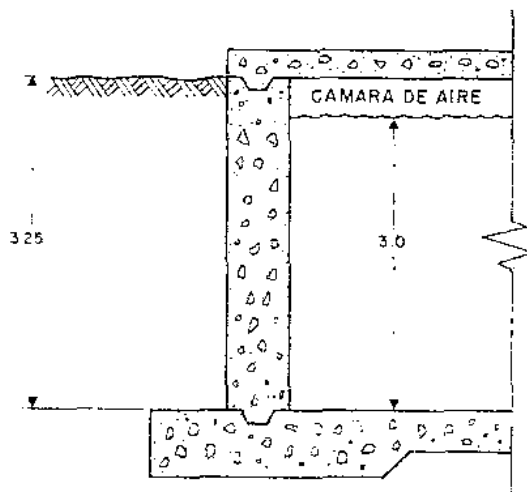


Fig. 88.—Corte esquemático de estanque de concreto, articulación entre paredes, techo y piso.

En la sección de momento máximo, que suponemos $M-M'$, el esfuerzo cortante tiene valor cero, luego

$$R_u = x = \frac{1}{2} \gamma h^2 = 500x^2$$

$$x^2 = \frac{1.385}{500} = 2,77 \quad x = \sqrt{2,77} = 1,66 \text{ m.}$$

El momento máximo será:

$$M_u = \left(0,25 + \frac{2}{3} \times 1,66 \right) 1.385 = 1.884 \text{ kg-m.}$$

b) Por empuje de tierra

$$R'_u = \frac{1}{3} E_t = \frac{1}{3} \times 2.155 = 718 \text{ kg}$$

$$R'_b = 2.155 - 718 = 1.437 \text{ kg.}$$

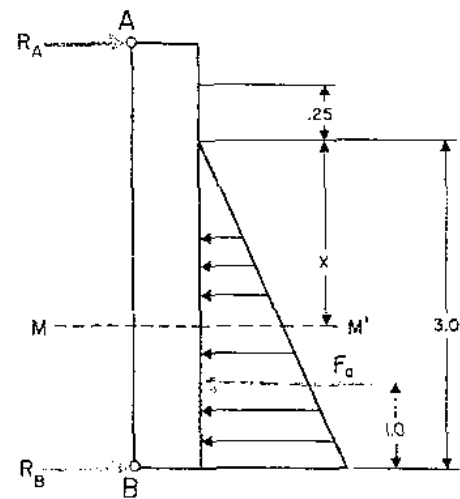


Fig. 89.—Fuerzas actuantes en pared del estanque por el empuje de tierra.

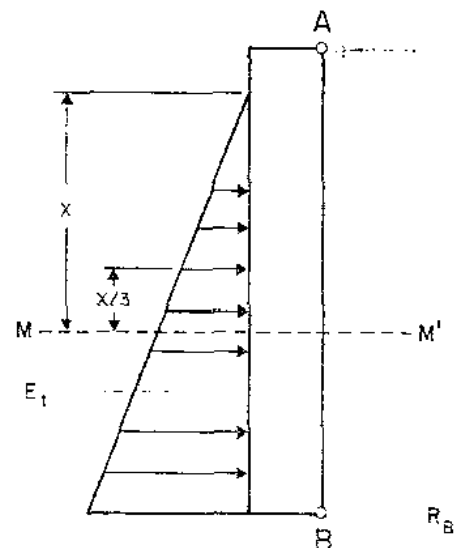


Fig. 90.—Fuerzas actuantes por empuje de agua sobre las paredes del estanque.

Sección de máximo momento estriba a R_1^2 .

$$x = \sqrt{\frac{718}{204}} = 1.82 \text{ m}$$

$$\text{Brazo } \frac{2}{3} x = \frac{2}{3} \cdot 1.82 = 1.21 \text{ m}$$

$$M_c = 718 \cdot 1.21 = 869 \text{ kg-m.}$$

Verificamos luego el espesor, por cizallamiento, tracción diagonal y por flexión; calculándose luego el área de acero necesaria. ♦

A continuación se presentan detalles de un modelo de estanque superficial de concreto armado (capacidad 300.000 lts), según diseño de la División de Acueductos Rurales del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (20).

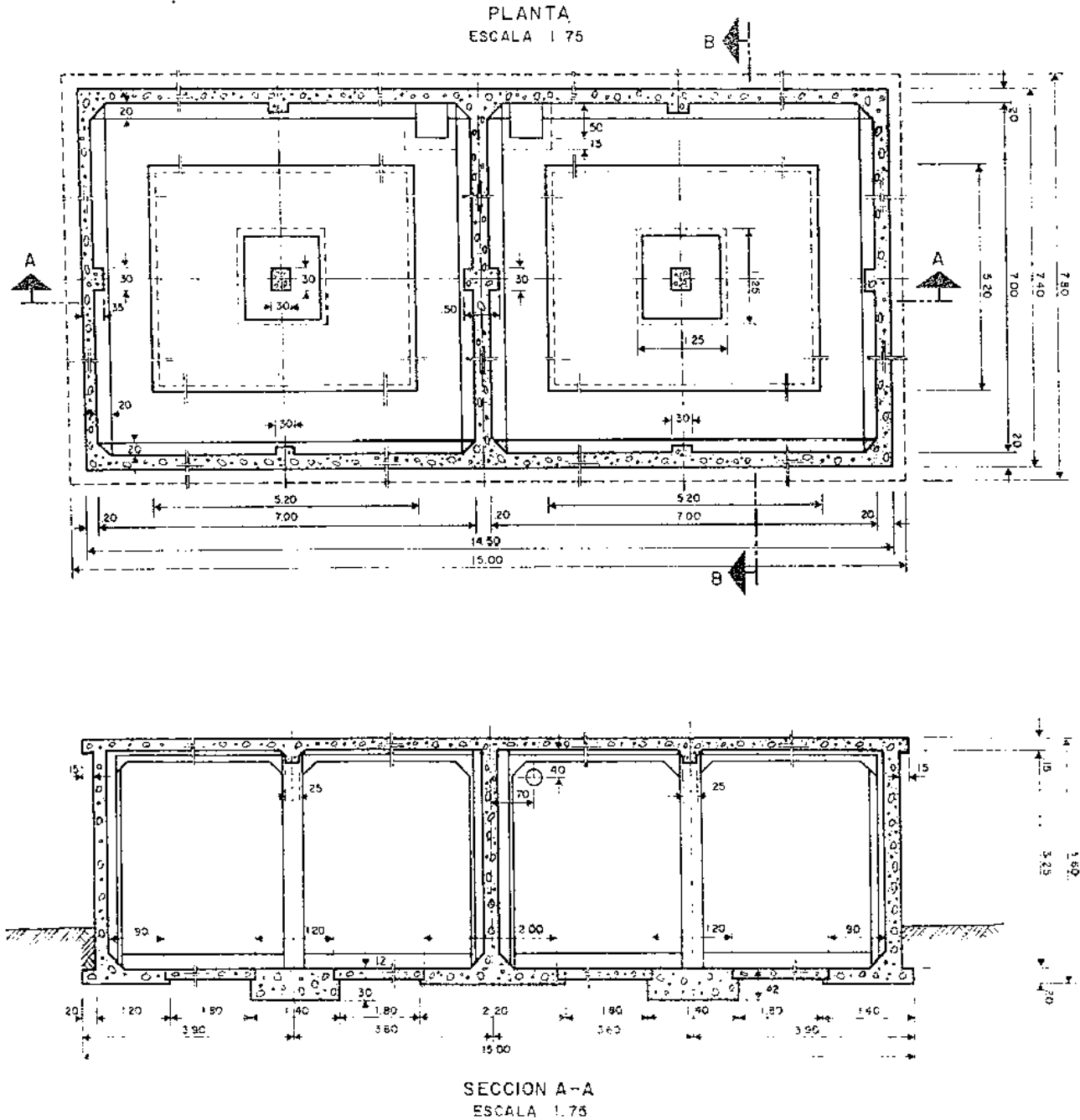
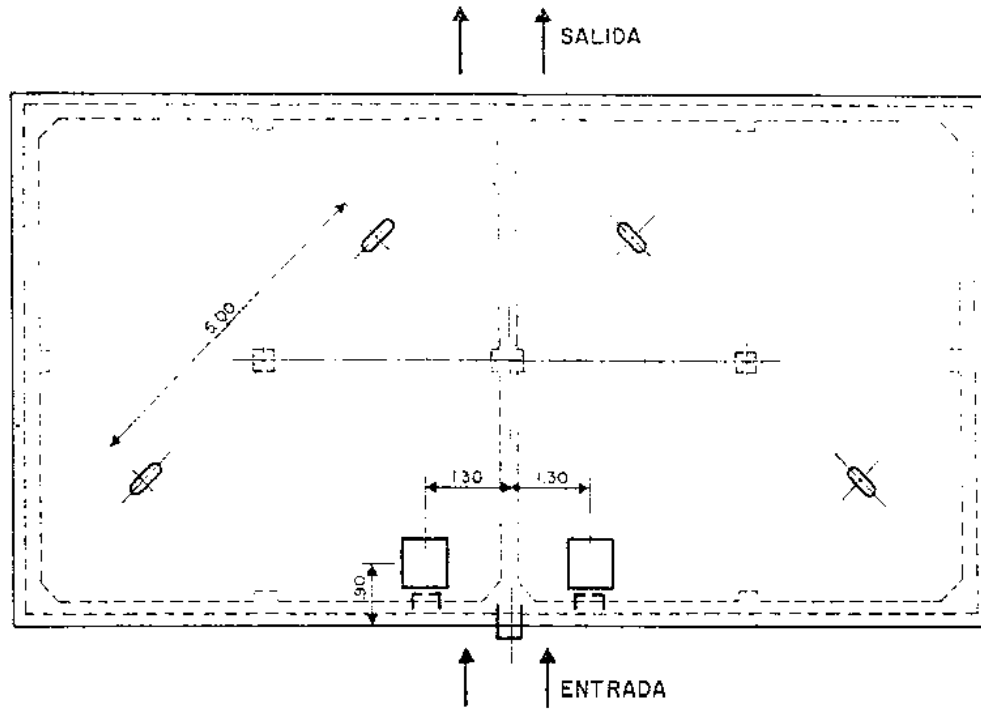
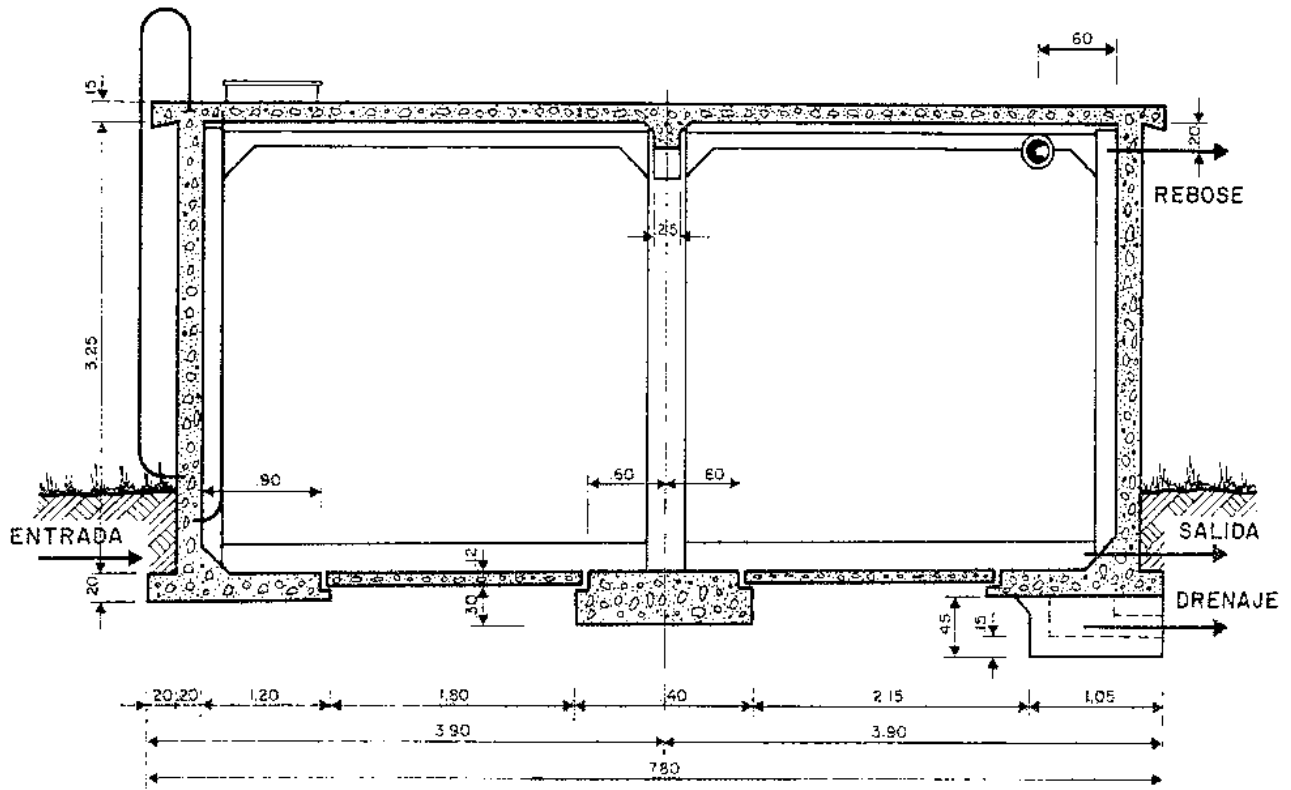


Fig. 91. Planta y corte del estanque de concreto armado de 300.000 l. de capacidad. Modelo de la división de Acueductos Rurales del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, Venezuela.



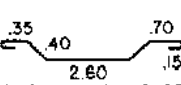
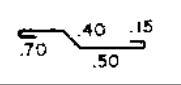
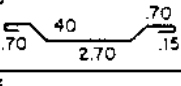
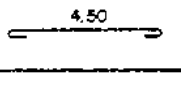
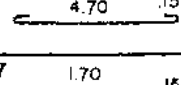
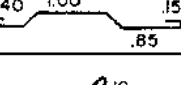
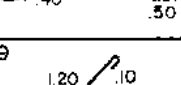
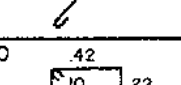
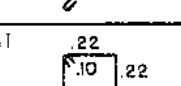
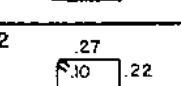
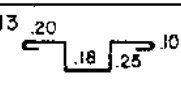
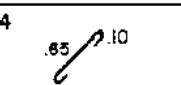
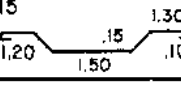
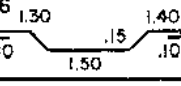
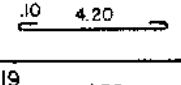
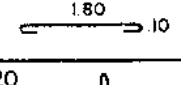
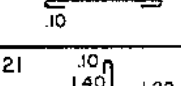
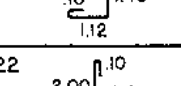
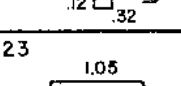
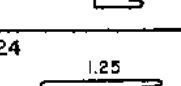
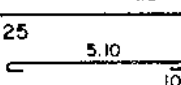
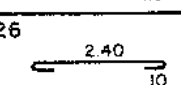
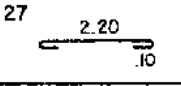
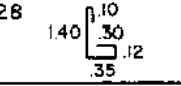
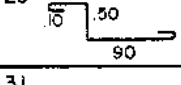
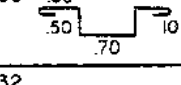
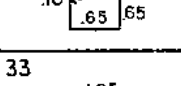
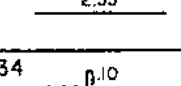
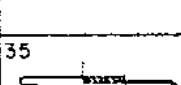






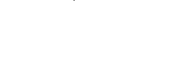
UBICACION DE ESCALERA
BOCA DE VISITA - VENTILACION
ESCALA 1:100

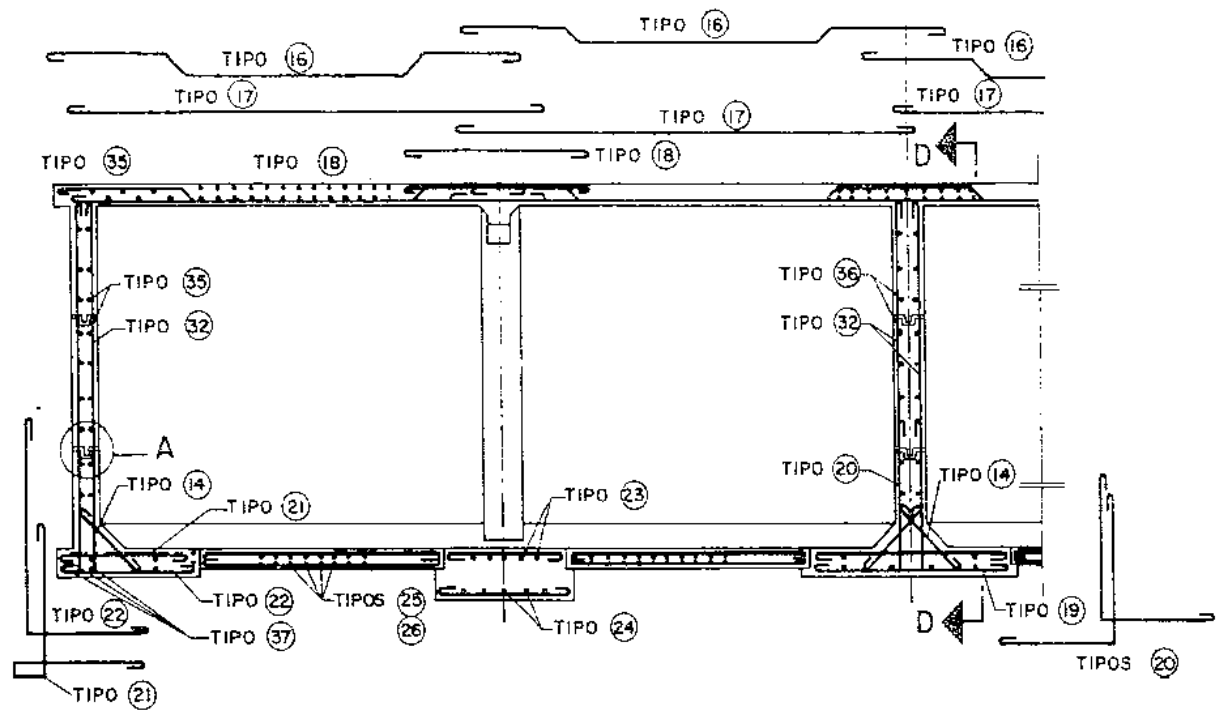


SECCION B-B
ESCALA 1:50

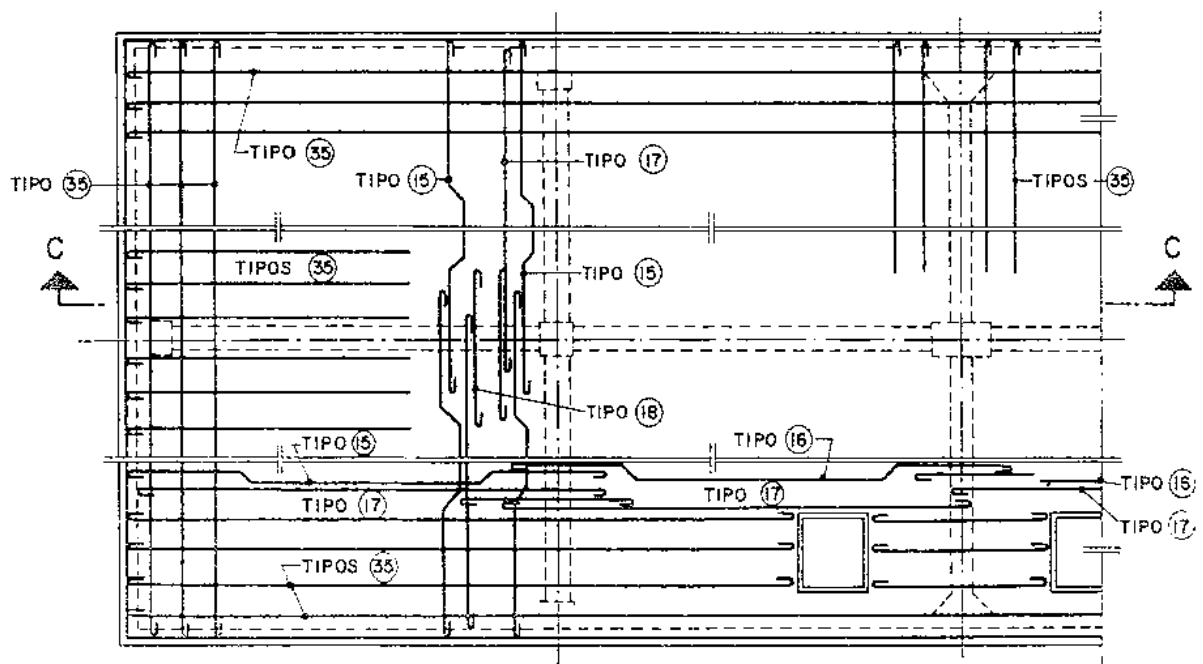
Fig. 92.—Ubicación de escalera, boca de visita, ventilación de estanque de concreto armado. Modelo de M.S.A.S., Venezuela.

LISTA DE MATERIALES

Nº	Ø	ESP.	CAN.	LONGITUD		PESO	SITIO	FORMA	
				UNID.	TOTAL				
1	3/4"	—	6	4.75	29	64	VIGAS		
2	"	—	6	1.90	11	24	VIGAS PAR SEP.		
3	"	—	2	5.20	10	22	VIGAS		
4	"	0.09	18	4.80	86	190	"		
5	"	"	6	5.00	30	66	"		
6	"	—	5	3.80	19	42	"		
7	"	—	5	3.30	15	36	"		
8	1/2"	0.18	28	1.20	34	34	COL. CEN. Y LATE.		
9	"	"	4	1.40	6	6	COL. PA. SEPAR.		
10	3/8"	0.30	14	1.48	21	12	"		
11	"	0.25	28	1.08	30	17	COLUM. CENTR.		
12	"	0.30	72	1.18	85	47	COLUM. LATER.		
13	"	0.25	112	1.28	143	79	VIGAS		
14	"	0.30	275	0.85	233	128	PARED.		
15	"	"	145	5.78	838	460	LOSA		
16	"	"	50	4.70	238	130	"		
17	"	"	190	4.40	836	460	"		
18	"	"	95	2.00	190	103	"		
19	1/2"	0.15	48	2.10	101	101	FONDO MU. SEP.		
20	"	0.11	130	2.72	353	353	RSEPAR.		
21	"	"	385	3.26	1,255	1,255	REXTER.		
22	3/8"	0.14	300	3.30	990	545	"		
23	1/2"	17a/d	28	1.25	35	35	BASE COL. C.		
24	3/4"	20a/d	28	1.55	43	95	"		
25	1/4"	15a/d	200	5.30	1,060	320	FONDO		
26	"	"	70	2.60	182	45	"		
27	3/8"	0.15	10	2.40	24	13	CAJA LIMPIE.		
28	1/2"	0.11	10	2.34	23	23	MURO (ESPEC.)		
29	1/2"	0.15	10	2.15	21	11	CAJA LIMPIE.		
30	"	"	10	2.40	24	13	"		
31	1/2"	"	4	2.80	11	11	"		
32	3/8"	0.22	260	2.55	663	365	PAR. LAT. Y SEPA.		
33	"	0.14	300	1.85	585	322	PARED. EXTER.		
34	1/2"	IND.	46	4.50	207	207	COLUM.		
35	3/8"	0.30	IND.	INDICA	450	243	R. LOSA		
36	"	"	"	"	200	660	R. PARE.		
37	"	IND.	"	"	650	365	FONDO		

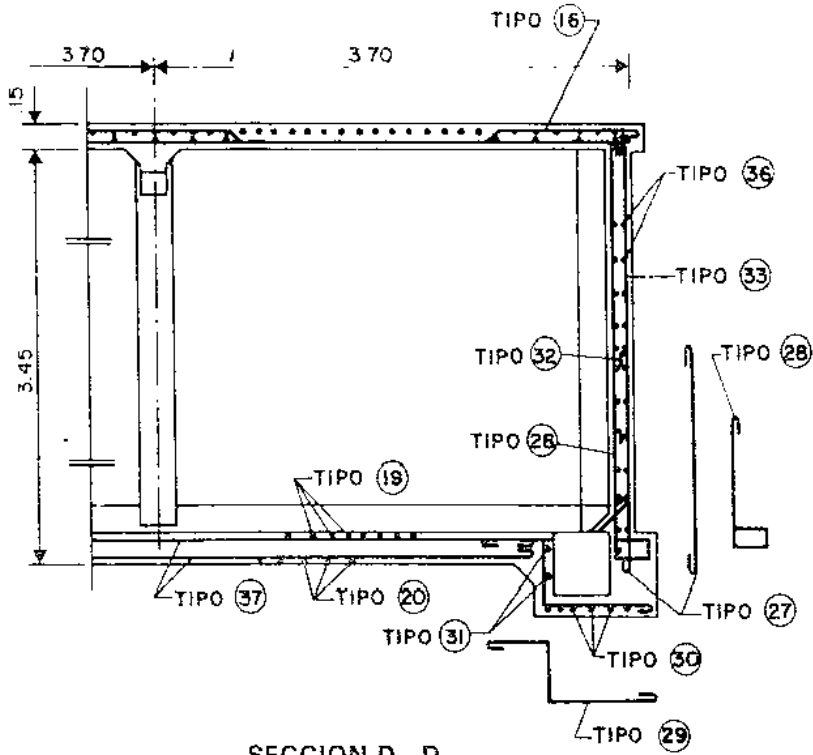


SECCION C-C
ESCALA 1:75

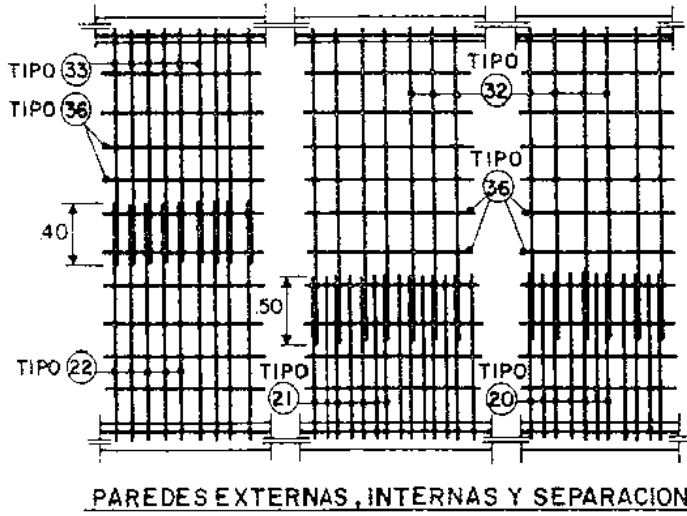


PLANTA
ESCALA 1:75

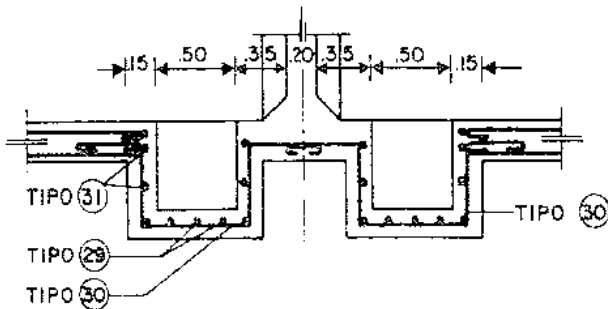
Fig. 93. — (Ver págs. 100 y 101). Refuerzos de acero para estanque de concreto de 300,000 l. de capacidad. Modelo de Acueductos Rurales del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, Venezuela.



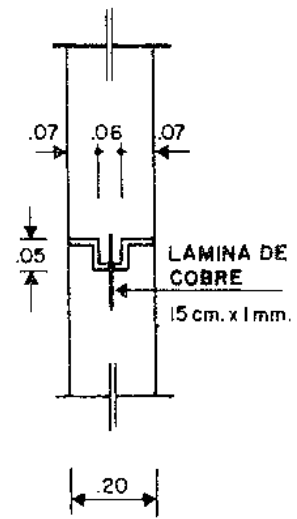
SECCION D - D
ESCALA 1:75



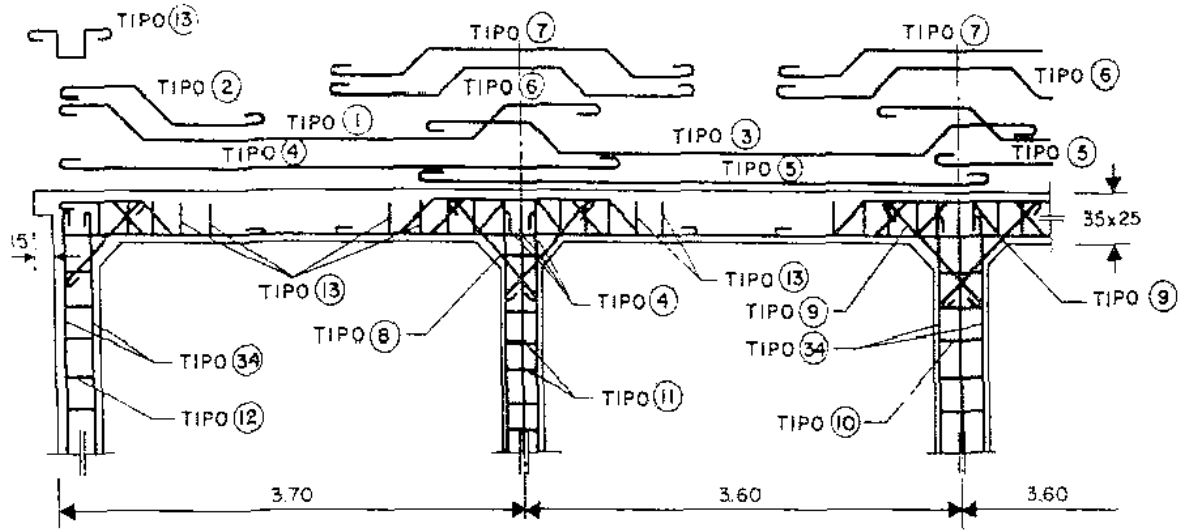
PAREDES EXTERNAS, INTERNAS Y SEPARACION



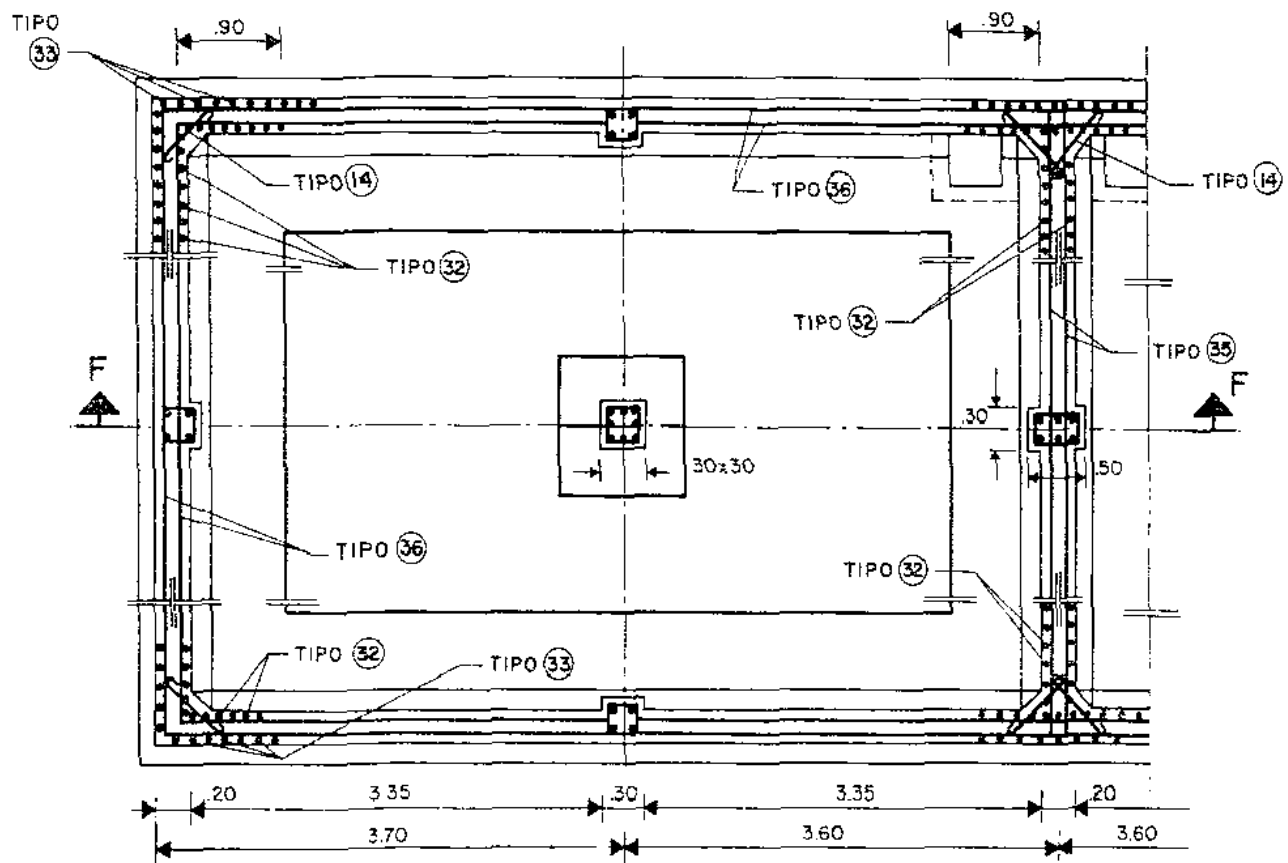
CORTE E - E
ESCALA 1:50



DETALLE A
ESCALA 1:20



SECCION F - F



PLANTA

Fig. 94.—Refineros de estanque de concreto armado. Modelo Acueductos Rurales del M.S.A.S., Venezuela.

1. Tubería de llegada

El diámetro está definido por la línea de aducción, y deberá estar provisto de llave de igual diámetro antes de la entrada al estanque y proveerse de By-pass para atender situaciones de emergencia. Cuando se trate de estanque de dos celdas, la bifurcación se hará manteniendo el diámetro para ambas derivaciones y proveyendo llaves a cada una.

2. Tubería de salida

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la matriz de distribución, debiendo estar provisto de llave. Similarmente cuando existen dos celdas, el diámetro de cada una de ellas será el correspondiente a la matriz de distribución y se proveerá de llaves antes de la unión hacia una sola línea de distribución.

La ubicación de la salida respecto a la entrada debe reducir al mínimo las posibilidades de cortocircuito.

3. Tubería de limpieza

La tubería de limpieza deberá ser de un diámetro tal que se facilite el vaciado del estanque en un período no mayor de 2 horas. La limpieza estará provista de llave y el fondo del estanque con una pendiente no menor del 1 por 100 hacia la salida. No es aconsejable que las tuberías de limpieza descarguen directamente en colectores cloacales, por lo cual deben tomarse las previsiones para evitar cualquier riesgo de contaminación posible.

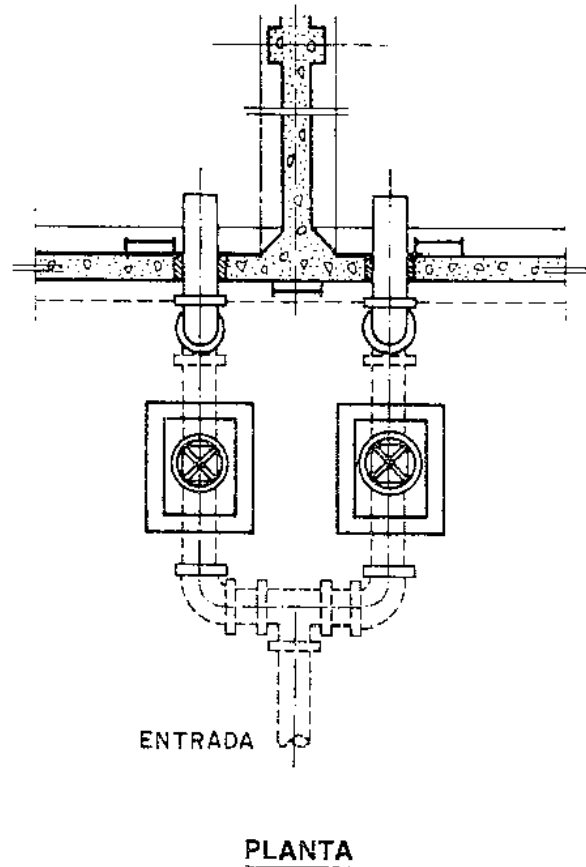
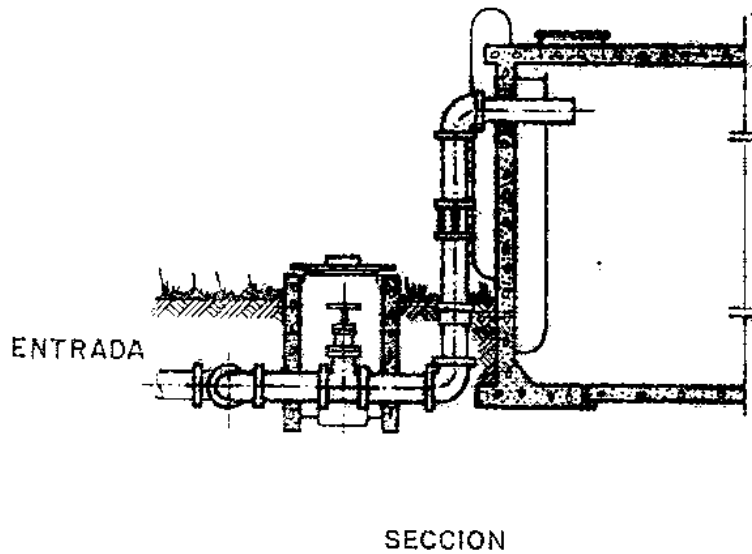


Fig. 95.—Tubería de llegada al estanque de almacenamiento (corte y planta).



Tubería de rebose

La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza y no se proveerá de llave, permitiendo la descarga en cualquier momento. El diámetro de la tubería de rebose estará determinado por la altura de la cámara de aire en el estanque, o permitiendo un gasto igual al gasto de llegada al estanque y evitando presión sobre la tapa. En todo caso, es aconsejable que el diámetro de la tubería de rebose no sea menor que el de llegada.

5. Ventilación

Los estanques deben proveerse de un sistema de ventilación, con protección adecuada para impedir la penetración de insectos y de otros animales. Para ello es aconsejable la utilización de tubos en «U» invertida, protegidos a la entrada con rejillas o telas metálicas y separadas del techo del estanque a no menos de 30 cm.

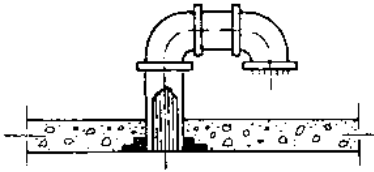
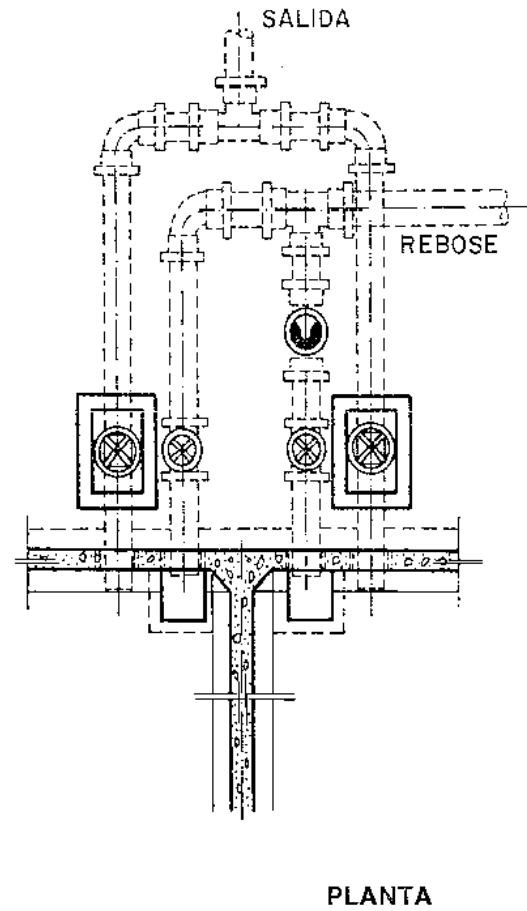
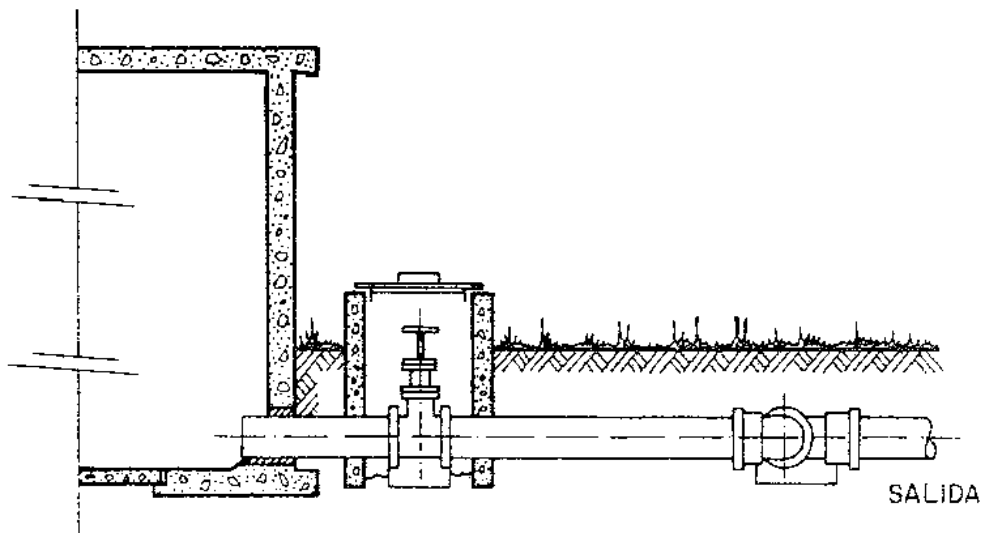


Fig. 96.—Tubería de ventilación del estanque de almacenamiento.



PLANTA

Fig. 97.—(a), (b) tubería de salida del estanque. Matriz de distribución. Corte y planta.



SECCION

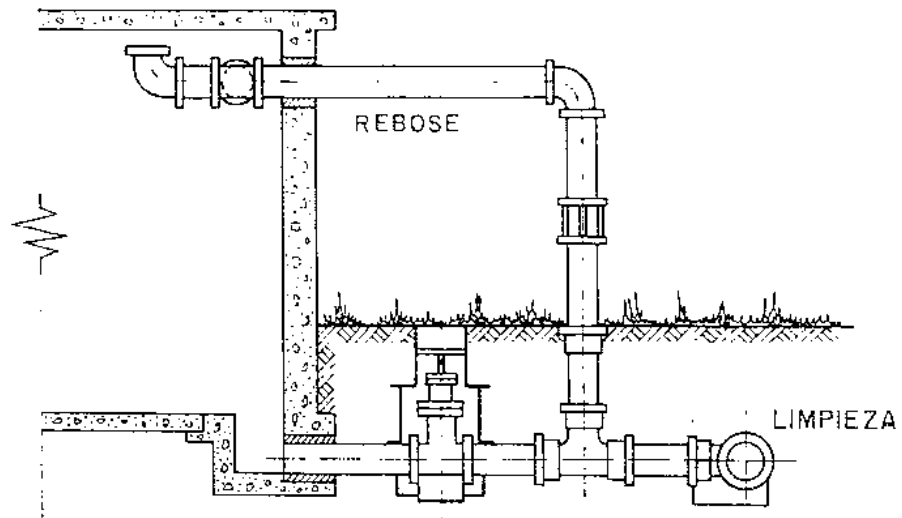


Fig. 98.—Tubería de limpieza y de rebose del estanque de almacenamiento.

6. Medidor principal

Es aconsejable colocar un medidor registrador a la salida del estanque, que permita determinar los volúmenes de agua entregados en forma diaria, así como las variaciones del gasto. Ello permitirá durante la fase de operación determinar fallas del servicio, desperdicios y usos no controlados, pudiendo tomarse medidas correctivas para el mejor funcionamiento del sistema.

7. Otros accesorios

Debe proveerse al estanque de control de niveles flotantes, bocas de visita y escaleras de acceso interior y exterior.

A continuación se indican algunos detalles de importancia que deben ser considerados en el diseño de los estanques de almacenamiento:

1. Ubicación del estanque. Plano de situación y plano acotado de la zona servida.
2. Cota de fondo y cota de rebose.
3. Forma. Dimensiones. Espesor de paredes. Detalles de refuerzo.
4. Capacidad.
5. División del estanque en celdas que permitan la limpieza independiente de cada una.
6. Fuente de agua utilizada para el lavado. Cantidad.
7. Conexiones y tuberías de lavado. Ubicación y materiales de que serán fabricadas. Llaves, tipo y número de llaves.
8. Drenaje del agua proveniente del lavado de los filtros. Sitio de disposición de dichas aguas. Diagrama de conexiones e instalación

9. Colocación y diagrama de las tuberías de rebose. Diámetros y materiales. Disposición de las aguas de rebose. Conexiones.
10. Tipo de ventilación escogido. Diámetros. Situación de los tubos de ventilación. Conexiones.
11. Protección con tela metálica de los orificios de ventilación y de las tuberías de rebose.
12. Método de protección contra los rayos solares (temperatura del agua y control de algas).
13. Material y forma de la cubierta. Pendiente de la cubierta.
14. Detalles de la boca o bocas de visita del estanque (celdas). Tapas. Detalles.
15. Detalles de las escaleras de acceso exteriores e interiores (individuales para cada celda).
16. Detalles de la barandilla para protección del operador.
17. Detalles de la tanquilla de llaves que incluirá las llaves de distribución, las llaves de lavado y conexiones.
18. Detalles de las conexiones de las tuberías del estanque con la tubería de distribución y con las tuberías de lavado.
19. Los estanques estarán convenientemente protegidos con cercas con el fin de evitar el acceso al público.
20. Indicador del nivel de agua (exterior).
21. Deberá contemplarse la construcción de una vía de acceso para vehículos y peatones con fines de transporte de materiales, piezas, etc. y reparaciones.
22. Deberá reservarse una zona verde cercada alrededor del estanque.

Capítulo IV

Líneas de aducción por gravedad

Componentes

**Criterios para el diseño. Carga disponible.
Gasto de diseño. Clases de tuberías. Diámetros**

**Estructuras complementarias. Ventosas.
Limpiezas. Tanquillas rompecarga. Válvulas
reductoras y reguladoras de presión**

Desarenadores. Características de diseño

**Análisis económico de aducciones
por gravedad**

Líneas de aducción por gravedad

De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como de la topografía de la región, las líneas de aducción pueden considerarse de dos tipos: Líneas de aducción por gravedad, cuyo estudio se presenta en este capítulo, y líneas de aducción por bombeo, contempladas en el capítulo siguiente. En tales actuaciones, se requerirá de los análisis económicos que permitan evaluar ambas alternativas.

COMPONENTES

Una línea de aducción está constituida por la tubería que conduce agua desde la obra de captación hasta el estanque de almacenamiento, así como de las estructuras, accesorios, dispositivos y válvulas integradas a ella.

Para lograr el mejor funcionamiento del sistema a lo largo de una línea de aducción pueden requerirse: tanquillas desarenadoras, tanquillas rompecargas, válvulas reductoras de presión, chimeneas de equilibrio, válvulas de expulsión de aire o ventosas, válvulas de limpieza, llaves de paso, reducciones, codos, anclajes, etc. Cada uno de estos elementos precisa de un diseño acorde a las condiciones y características particulares.

Caso de existir ambas posibilidades, una consideración de gran importancia, sobre la cual no debe existir duda alguna, es la relativa al tipo de abastecimiento que se pretenda: por gravedad o por bombeo. Ante estas alternativas, no cabe duda que a costos iniciales iguales, resultará más conveniente a largo plazo la solución por gravedad. Más aún, podrá considerarse que en muchos casos aun admitiendo un costo inicial mayor podrá ser también preferible soluciones a base de sistemas por gravedad.

En algunos casos conviene estimar hasta qué tanto por ciento del costo haría preferible una solución por gravedad a una solución por bombeo. Ello debe ser motivo de análisis, teniendo presente las ventajas económicas y funcionales a largo plazo y su costo total capitalizado.

CRITERIOS PARA EL DISEÑO

Partiendo de la base de que todo diseño debe estar sustentado sobre criterios técnicos y económicos, una línea de aducción por gravedad debe aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo cual en la mayoría de los casos nos conducirá a la selección del diámetro mínimo que satisfaciendo razones técnicas (capacidad) permita presiones iguales o menores que las que la resistencia física del material soportaría.

Para el diseño de una línea de aducción por gravedad deben tenerse en cuenta, por tanto, los siguientes criterios:

1. Carga disponible o diferencia de elevación.
2. Capacidad para transportar el gasto máximo diario.
3. La clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
4. La clase de tubería, en función del material (HF, HG, ACP, HFD), que la naturaleza del terreno exige; necesidad de excavaciones para colocar tubería enterrada o por el contrario, dificultades o excavaciones antieconómicas que impongan el uso de tubería sobre soportes.
5. Diámetros.

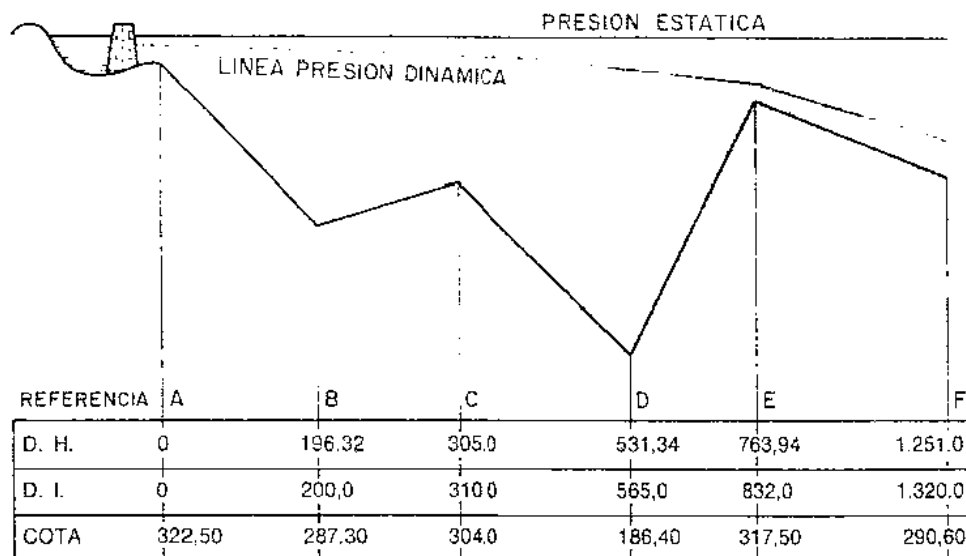


Fig. 99.—Perfil de línea de aducción.

6. Estructuras complementarias que se precisen para el buen funcionamiento. tales como desarenadores, tanquillas rompecargas, etc.

◆ Ejemplo:

La figura 99, que muestra el perfil de una línea de aducción por gravedad, nos permite valorar los criterios antes indicados.

1. Carga disponible

Generalmente, la carga disponible viene representada por la diferencia de elevación entre la obra de captación (nivel mínimo de aguas en la captación) y el estanque de almacenamiento (nivel máximo de aguas en el estanque). Sin embargo, en ocasiones pueden presentarse puntos altos intermedios, que no satisfarían el flujo por gravedad para un diseño adoptado bajo esa consideración, por lo cual esta verificación debe hacerse.

En el caso presentado en la figura 99 se dispone de una carga de $325.5 - 290.60 = 34.90$ m en una longitud de 1.320 m.

Un diseño ajustado a esta diferencia de carga, lograría aprovechar la energía con una combinación de diámetros (ϕ_1 y ϕ_2) cuya suma de pérdidas de carga fuese equivalente a 34.90 m, lográndose así el diseño más económico.

La existencia de un punto alto (E), el cual puede considerarse como punto crítico de este diseño, obliga a verificar analíticamente o mediante el trazado de la línea piezométrica las presiones en estos puntos críticos del diseño.

2. Gastos de diseño

Se estima el gasto medio futuro de la población para el periodo de diseño seleccionado, y se toma el factor K_1 del día de máximo consumo. Siendo el gasto de diseño el correspondiente al Q_{max} diario $= K_1 \times Q_m$.

Especial atención debe prestarse a los periodos de diseño, dependiendo la selección del período conveniente, de la magnitud, importancia y dificultades de construcción. (Ver criterios de diseño, Cap. I).

3. Clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas

Las clases de tubería a seleccionar estarán definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea, lo cual estará representado por la línea de carga estática. Siendo los costos función del espesor, se procura utilizar la clase de tubería ajustada a los rangos de servicio que las condiciones de presión hidrostática le impongan.

En el ejemplo de la figura, la carga máxima ocurre en el punto D, cuya presión hidrostática será la diferencia entre el nivel máximo en la obra de captación y la elevación de la tubería en el punto D: $325.5 - 186.4 = 139.1$ m.

De acuerdo a las clases de tubería señaladas en el capítulo I, podremos utilizar tuberías desde clase 100 hasta clase 200. La mejor solución consistirá en determinar las longitudes correspondientes a cada clase de forma de aprovechar al máximo la de menor costo hasta su límite de aceptación.

Considerando que la más económica es la tubería clase 100, buscamos su límite de aplicación, determinando el punto C_1 , de progresiva 398,31 y cota 255.5. Así sucesivamente, se determinan los puntos que definen las cotas y progresivas, límites de aplicación de la tubería clase 100.

Por debajo de estos puntos y hasta los puntos de cota 220.5, utilizamos la tubería clase 150, e igual procedimiento haríamos para la fijación de la tubería que le sigue en resistencia (clase 200), con lo cual obtenemos una solución satisfactoria.

En nuestro ejemplo tendremos:

Tubería clase 100 ($325.5 - 70 = 255.5$ m.)

Se usará tubería clase 100 en todos los tramos con cota inferior a 325,25 y superior a 255.5.

Ello ocurre en los puntos C_1 y D_2 , cuyas progresivas son:

Distancia horizontal:

Punto C_1

$$\frac{X}{226,34} = \frac{304 - 255,5}{117,60} \quad X = \frac{48,5}{117,60} \times 226,34 = 93,31.$$

Distancia inclinada:

$$\frac{Y}{255} = \frac{48,5}{117,60} \quad Y = \frac{48,5}{117,60} \times 255 = 105,16.$$

Progresiva:

$$DH = 305 + 93,31 = 398,31 \quad 398,31$$

$$DI = 310 + 105,16 = 415,16.$$

Punto D_2

$$317,50 - 255,5 = 62,0.$$

Distancia horizontal:

$$\frac{X}{763,94 - 531,34} = \frac{62}{317,50 - 186,40}$$

$$X = \frac{62}{131,1} \times 236,60 = 111,89.$$

Distancia inclinada:

$$\frac{Y}{832 - 565} = \frac{62}{131,1}$$

$$Y = \frac{62}{131,1} \times 267 = 126,26.$$

Progresiva:

$$\text{Distancia horizontal } D_2 = 763,94 - 111,89 = 652,05.$$

$$\text{Distancia inclinada } D_2 = 832 - 126,26 = 705,74.$$

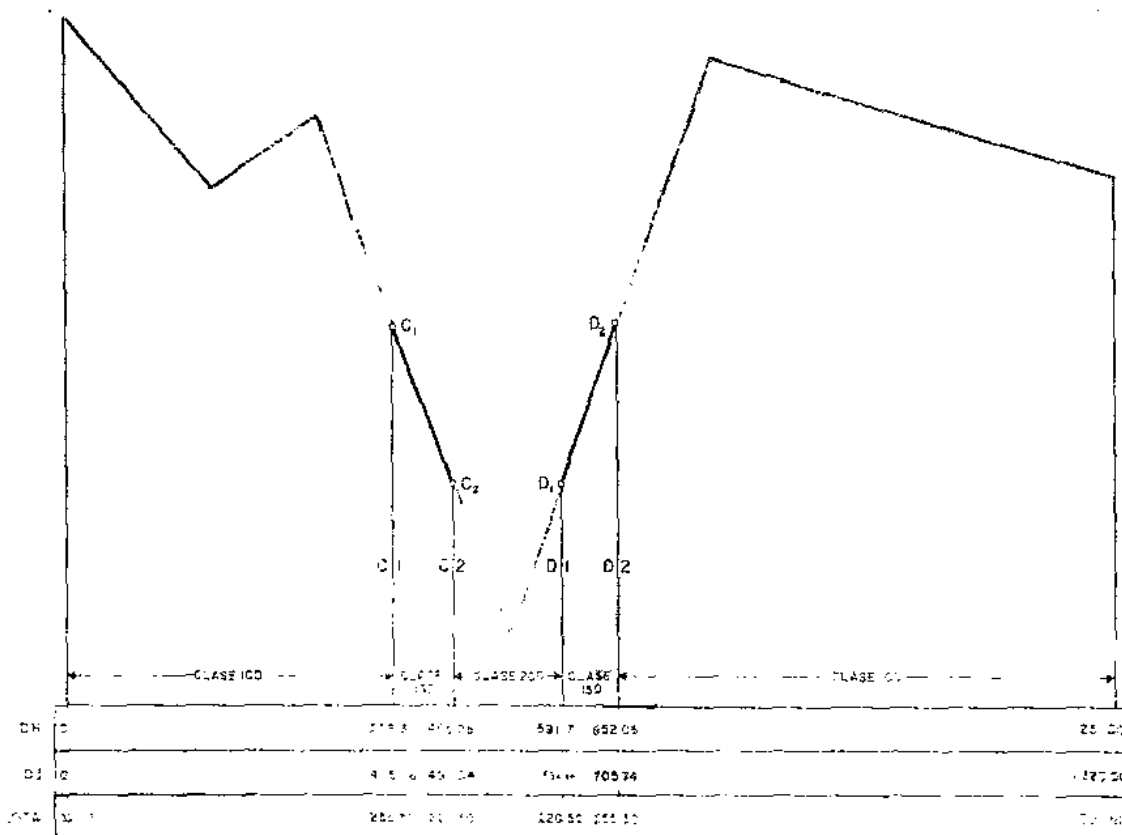


Fig. 100.—Perfil de línea de aducción por gravedad. Clases de tubería en función de la presión

Tubería clase 150: Se usará tubería clase 150 en los tramos comprendidos entre las cotas 255.5 y las 220.5, es decir, entre los puntos C1 y C2 y entre los puntos D1 y D2.

Determinación de C2:

Distancia horizontal:

$$\frac{X}{226,26} = \frac{220,5 - 186,40}{304,0 - 186,40} \quad X = \frac{34,10}{117,60} \times 226,26 = 65,59.$$

$$\frac{Y}{255,00} = \frac{34,10}{117,60} \quad Y = \frac{34,10}{117,60} \times 255,0 = 73,92.$$

Progresiva:

$$\begin{aligned} DH &= 531,34 - 65,59 = 465,75, \\ DI &= 565,00 - 73,92 = 491,08. \end{aligned}$$

Punto D1

Distancia horizontal:

$$\frac{X}{763,94 - 531,34} = \frac{220,5 - 186,40}{317,50 - 186,4}$$

$$X = \frac{34,10}{131,10} \times 232,6 = 60,45.$$

$$\frac{Y}{267} = \frac{34,1}{131,1} \quad Y = \frac{34,1}{131,1} \times 267 = 69,45$$

Progresiva:

$$\begin{aligned} DH &= 531,34 + 60,45 = 591,79, \\ DI &= 565,0 + 69,45 = 634,45. \end{aligned}$$

Definida la clase de tubería en función de la presión de trabajo (figura 100), pasamos a determinar las clases de tuberías en función del material. ♦

4. Clase de tubería en función del material requerido por la naturaleza del terreno, condiciones topográficas o de utilización

Como resultado de los estudios de campo, levantamiento topográfico e inspección del sitio, se dispondrán de los planos de planta y de perfil del trazado. También información adicional acerca de la naturaleza del terreno permitirá determinar la clase de tubería (HF, HG, ACP, HFD, PVC) más conveniente.

En el caso de que la naturaleza del terreno, haga antieconómica la excavación, se seleccionará una de las clases de tubería que por su resistencia a impactos puede instalarse sobre soportes (HG, HFD).

Caso de existir zonas donde se haga necesario enterrar la tubería por razón de ser vía de tránsito o de cultivo, o cualquier otra condición que no permita su instalación sobre la superficie, deberá seleccionarse un material que soporte la agresividad del suelo (ACP, HF, HFD, PVC), no recomendándose en estos casos la utilización de tuberías de HG, a menos que se dé una protección especial.

♦ **Ejemplo:**

En la misma figura anterior, hemos supuesto un tramo de zona rocosa donde se utiliza tubería de HG, y a partir del punto E1 se ha colocado tubería de ACP

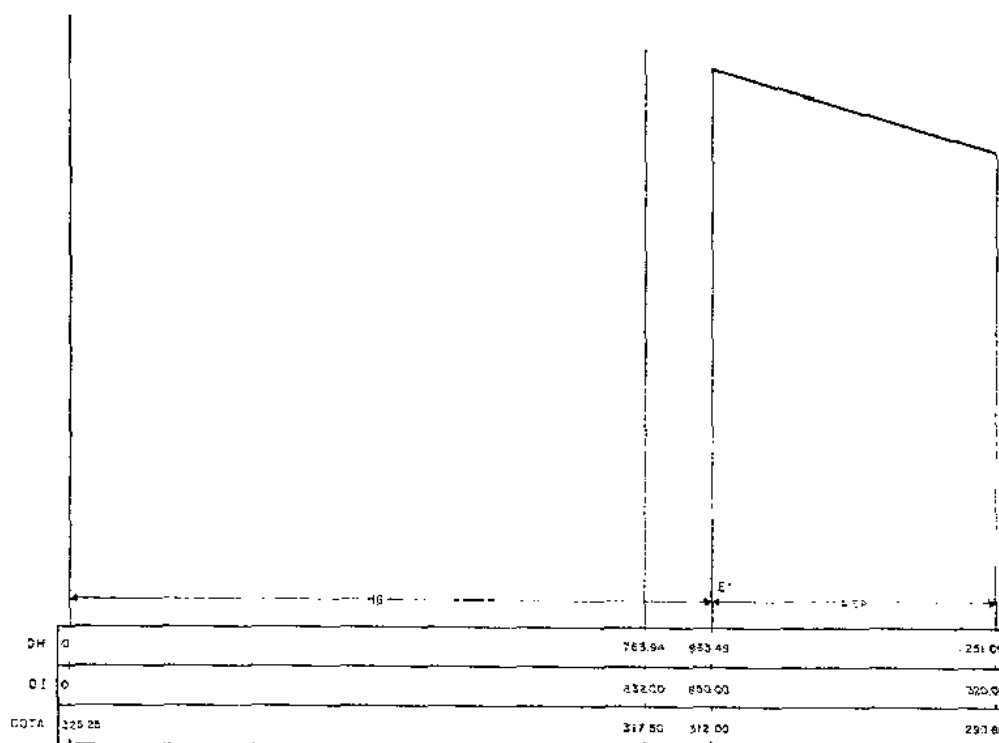


Fig. 101.—Perfil de la aducción. Clases de tubería en función del material requerido.

enterrada. La cota y progresiva de este punto se determinan:

Punto E1

$$\begin{aligned} DI &= 850 - 832 = 18,00 \\ DH &= 317,5 - 312 = 5,50 \\ 1,25 \cdot 1,0 - 763,94 &= 487,06 \\ 317,5 - 290,6 &= 26,90 \end{aligned}$$

$$\frac{X}{5,50} = \frac{487,06}{26,90} \quad X = \frac{487,06}{26,90} \times 5,5 = 99,55 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota E1} &= 312,00 \\ DH &= 850,00 \\ DI &= 763,94 + 99,55 = 863,49 \end{aligned}$$

5. Diámetros

Para la determinación de los diámetros habrá que tomar en cuenta las diferentes posibles soluciones, estudiando diversas alternativas bajo el punto de vista económico. Definidas las clases de tubería y sus límites de utilización por razones de presiones estáticas, pueden presentarse situaciones que obliguen a la utilización de tanquillas rompecarga, estableciéndose a lo largo de la línea tramos para efectos de diseño en función de la línea de carga estática o mediante la utilización de tuberías de alta presión.

En todo caso, sea en toda la longitud de la línea de aducción o en tramos, la selección de diámetros más convenientes resultará para aquella combinación que aproveche al máximo ese desnivel, es decir, haciendo $J = \Delta H$.

La aplicación de la ecuación de Williams y Hazen $J = \alpha L Q^n$, permitirá obtener la combinación de diámetros expresándolo en la forma siguiente:

$$J = \Delta H = \alpha_1 X Q^n + \alpha_2 (L' - X) Q^n$$

Siendo α_1 el coeficiente correspondiente a ϕ_1 ,
 α_2 el coeficiente correspondiente a ϕ_2 ,
 X = Distancia correspondiente al diámetro ϕ_1 ,
 Q = Gasto de diseño.
 ΔH = Diferencia de elevación entre los 2 puntos.
 J = Pérdida de carga en m.
 L' = Longitud afectada en un 5 por 100 para estimar pérdidas por turbulencia.

De esta forma obtendríamos una longitud L_1 de un diámetro ϕ_1 y una longitud L_2 de un diámetro ϕ_2 , cuya suma de pérdidas de carga sea igual a ΔH .

$$\Delta H = \alpha_1 X Q^n + \alpha_2 (L' - X) Q^n$$

$$\Delta H = \alpha_1 X Q^n + \alpha_2 L' Q^n - \alpha_2 X Q^n$$

$$\Delta H = X Q^n (\alpha_1 - \alpha_2) + \alpha_2 L' Q^n$$

$$X = \frac{\Delta H - \alpha_2 L' Q^n}{Q^n (\alpha_1 - \alpha_2)}$$

◆ Ejemplo:

Para el caso presentado tendremos:

$$\begin{aligned} Q_d &= 40 \text{ lts/seg} \\ \alpha &= \frac{\Delta H}{L Q^n} = \frac{34,90}{1,320 \times 40^2} = 0^4,1652 \end{aligned}$$

Usaremos $C = 100$, con lo cual obtendremos un coeficiente de seguridad, ya que parte de la tubería es de ACP ($C = 120$).

$$\begin{aligned} \alpha &= 0^4,1652 \text{ está comprendido entre} \\ \alpha_1 &= 0^5,8547 \quad \phi = 8'' \\ \alpha_2 &= 0^4,3782 \quad \phi = 6'' \end{aligned}$$

$$X = \frac{\Delta H - \alpha_2 L' Q^n}{Q^n (\alpha_1 - \alpha_2)}$$

$$\begin{aligned} X &= \frac{34,90 - 0^4,3782 (1,05 \times 1,320) \times 40^2}{40^2 (0^5,8547 - 0^4,3782)} = \\ &= \frac{34,90 - 83,87}{1,600 (-0,0000293)} \\ &= \frac{-48,97}{-0,0468} = 1,046,4 \end{aligned}$$

Antes de determinar la cota y progresiva de este punto, conviene chequear los puntos críticos, en este caso particular el punto E.

$$\Delta H_{AE} = 325,5 - 317,50 = 8,00$$

$$J_{AE} = 0^5,8547 \times 832 \times 1,600 = 11,38 > 8,$$

luego no podemos adoptar esta solución y rediseñamos con $\Delta H = 8,0$ m.

$$\alpha = \frac{8,0}{832 \times 40^2} = 0,0000060$$

$$\alpha_1 = 0^5,2645 \quad \phi_1 = 10''$$

$$\alpha_2 = 0^5,8547 \quad \phi_2 = 8''$$

$$X = \frac{\Delta H - \alpha_2 L' Q^n}{Q^n (\alpha_1 - \alpha_2)}$$

$$\begin{aligned} X &= \frac{8 - 0^5,8547 \times (1,05 \times 832) \cdot 40^2}{40^2 (0^5,2645 - 0^5,8547)} = \frac{8,0 - 11,85}{-(0,000005902) \cdot 40^2} = \\ &= \frac{3,85}{0,00944} = 407,84 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L - X = 832 - 407,84 = 424,16 \text{ m}$$

$$\phi = 10'' \quad L = 407,84 \text{ m}$$

$$\phi = 8'' \quad L = 424,16 \text{ m.}$$

Determinemos el punto de cambio de diámetro

$$407,84 - 310 = 97,84$$

$$565,0 - 310,0 = 255,0$$

$$304,0 - 186,40 = 117,6$$

$$531,34 - 305,08 = 226,26$$

$$\frac{X}{226,26} = \frac{97,84}{255} \quad X = \frac{97,84}{255} \times 226,26 = 86,79$$

Progresiva del punto C'1

$$DH = 305.08 + 86.79 = 391.87$$

$$DI = 310 + 97.84 = 407.84$$

$$\text{Cota } 304.0 - 45.11 = 258.89.$$

Chequeando el excedente de carga en E para absorber pérdidas menores.

$$J_{AE} = J_1 + J_2 = (0.52645 \times 407.84 \times 1.600) + (0.8547 \times 424.16 \times 1.600) = 1.73 + 5.80 = 7.53$$

$$\text{Excedente de carga} = 8.00 - 7.53 = 0.45 \text{ m.}$$

A partir del punto E, rediseñamos con la carga disponible

$$\Delta H = 317.50 - 290.60 = 26.90 \quad L = 488 \text{ m.}$$

Asumiendo pérdidas menores equivalentes a 0.90 m

$$\alpha = \frac{26.0}{488 \times 40^2} = 0.0000332.$$

Usaremos tubería ACP $C = 120$

$$\alpha_1 = 0.2697$$

$$\alpha_2 = 0.2178$$

$$X = \frac{26.0 - 0.2178 \times 488 \times 1.600}{1.600 (0.2697 - 0.2178)} = \frac{26 - 170.06}{-1.600 (0.0001908)}$$

$$X = \frac{-144.06}{-0.30528} = 471.9 \text{ m } \phi 6''$$

$$L - X = 488 - 471.9 = 16.1 \text{ m } \phi 4''.$$

Preferible usar en todo el tramo, tubería $\phi 6''$

$$J_{EF} = 0.2697 \times 488 \times 1.600 = 21.06.$$

Asimismo, debe determinarse la cota y progresiva del punto donde se producirá el cambio de diámetro. ♦

Para la presentación de los cálculos respectivos se sugiere planilla como la que se muestra a continuación.

CUADRO 30
 MODELO DE PRESENTACION DE CALCULOS DE LINEA DE ADUCCION

Tramo	Progresivas	Longitud (en m)	φ	Clase	Gasto (en lts/seg)	J (m)	ΣJ (m)	Elevación (en m)	Presión Estática (m)	Presión Dinámica (m)	Observación
AB	0 / 200	200.0	10"	100 HG	40	0.85	0.85	325.50 / 287.00	38.20	37.35	
BC	310.0	110.0	10"	100 HG	40	0.47	1.32	304.0	21.50	20.18	
CC' ₁	407.84	97.84	10"	100 HG	40	0.42	1.74	258.89	66.61	64.87	
C' ₁ C' ₂	415.16	7.32	8"	100 HG	40	0.10	1.84	255.50	70.0	68.16	
C' ₂ C ₂	491.08	75.92	8"	150 HG	40	1.04	2.88	230.50	105.0	102.12	
C ₂ D	565.00	73.92	8"	200 HG	40	1.01	3.89	186.40	139.10	135.21	
DD ₁	671.45	106.45	8"	200 HG	40	1.46	5.35	220.50	105.0	99.65	
D ₁ D ₂	705.74	34.29	8"	150 HG	40	0.47	5.82	255.50	70.0	64.18	
D ₂ E	832.0	126.26	8"	100 HG	40	1.73	7.55	317.50	8.0	0.45	
EE ₁	850.0	18.00	6"	100 HG	40	1.09	8.64	312.0	13.50	4.86	
EE ₁ F	1.320.0	470.00	6"	100 ACP	40	20.28	28.92	290.60	34.90	5.98	

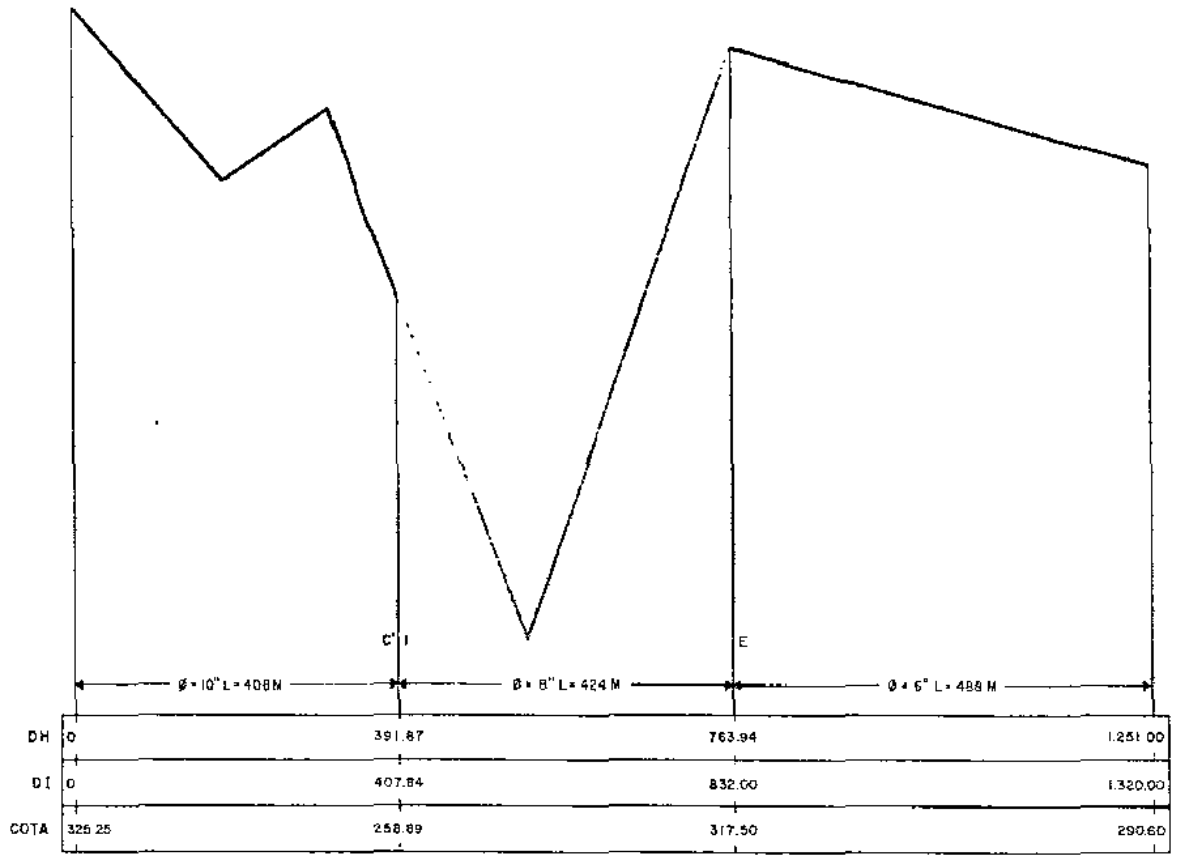


Fig. 102.—Perfil de la aducción: Selección de diámetros y longitudes correspondientes.

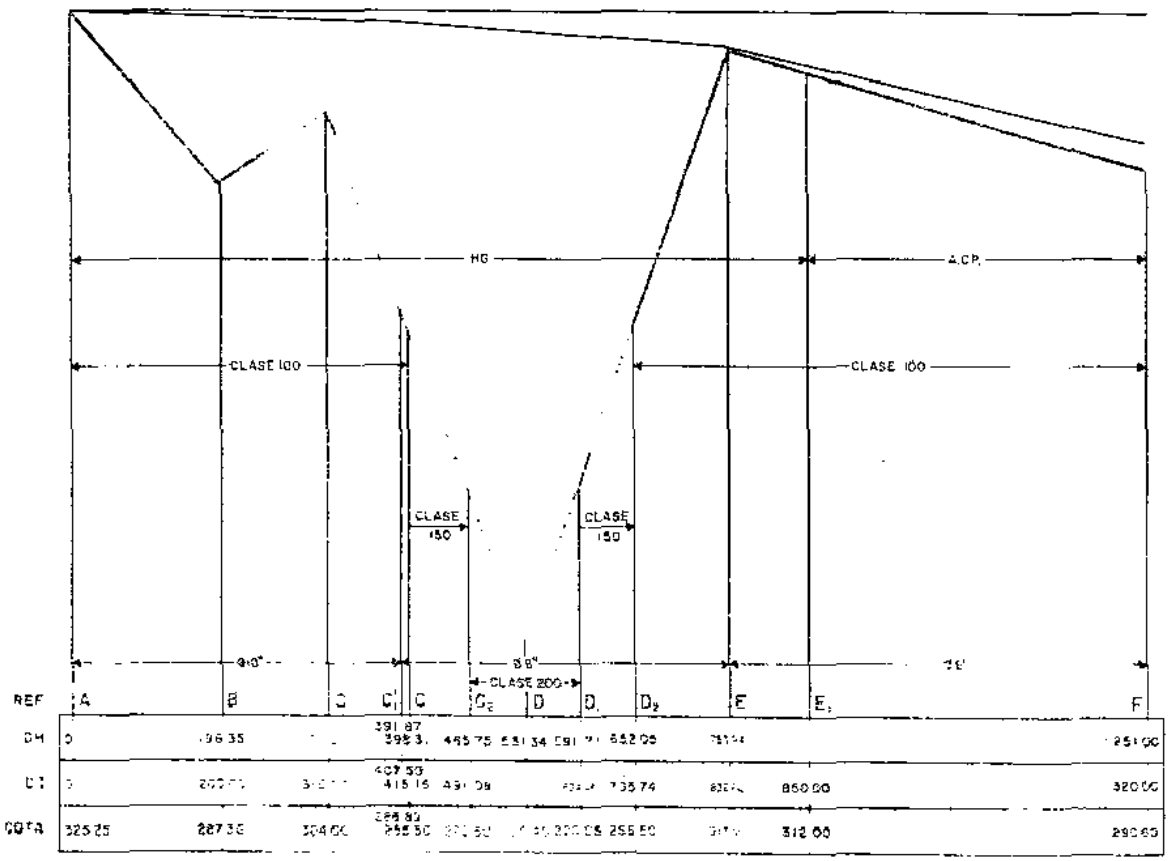


Fig. 103.—Perfil de la aducción: Diseño incluyendo todas las características señaladas.

6. Estructuras complementarias de la línea de aducción de agua

a) Ventosas o válvulas de expulsión de aire

Las líneas por gravedad tienen la tendencia a acumular aire en los puntos altos. Cuando se tienen presiones altas, el aire tiende a disolverse y continúa en la tubería hasta que es expulsado, pero en los puntos altos, de relativa baja presión, el aire no se disuelve creando bolsas que reducen el área útil de la tubería.

La acumulación de aire en los puntos altos provoca una reducción del área de flujo del agua, y consecuentemente se produce un aumento de las pérdidas y una disminución del gasto.

La acumulación de aire puede ser ocasionalmente desplazada a lo largo de la tubería y provocar golpes repentinos e intermitentes similares a los de golpes de ariete.

A fin de prevenir contra este fenómeno deben utilizarse válvulas automáticas que ubicadas en todos los puntos altos permitan la expulsión del aire acumulado y la circulación del gasto deseado. La colocación de ventosas o válvulas de expulsión de aire en tales puntos constituirá un factor de seguridad que garantizará la sección útil para la circulación del gasto deseado. El aspecto de la ventosa es variado, pero, en general, consta de un cuerpo vacío que contiene un flotador esférico y su funcionamiento consiste en que este flotador asciende cuando existe presión de agua, el cual cierra automáticamente el orificio hacia el exterior. En cambio, si en la tubería de presión hay aire, este no es capaz de levantar el flotador, pero permite el escape de aire, que es expulsado al exterior.

Puntos altos se consideran todos aquellos puntos donde existiendo una curva vertical se pasa de una pendiente positiva a una pendiente negativa y donde conviene la instalación de la ventosa.

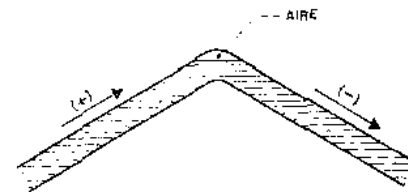


Fig. 105.—Puntos altos de una aducción favorecen la acumulación de aires.

Debe procurarse una pendiente que facilite la expulsión de aire, aun en aquellos casos donde el terreno es horizontal, tratando de favorecer la concentración de aire en algún punto que permita su expulsión. Ello puede lograrse creando artificialmente puntos altos y bajos, para lo cual se recomienda usar pendientes mínimas de 6 por 1.000 en los descensos y 3 por 1.000 en los ascensos, como lo muestra la figura 104.

La forma de conexión de la ventosa es de rosca, la cual puede ser conectada directamente a la tubería, como si fuera una llave maestra, o interponiendo una llave de paso del mismo diámetro, a fin de poder repararlo. Es de notar, que su instalación debe ser vertical, directamente sobre la tubería o conectada a la misma por medio de una tubería auxiliar con trazado ascendente.

Las Normas INOS (6) indican los diámetros de ventosas en función del diámetro de la tubería.

CUADRO 31
 DIAMETRO DE VENTOSAS EN FUNCION DE DIAMETRO DE TUBERIA

φ Tubería	φ Ventosa manual	φ Ventosa automática
12"	4"	3/4"
14"	4"	3/4"
16"	6"	1"
18"	6"	1"
20"	6"	2"
24"	8"	2"
30"	8"	2"

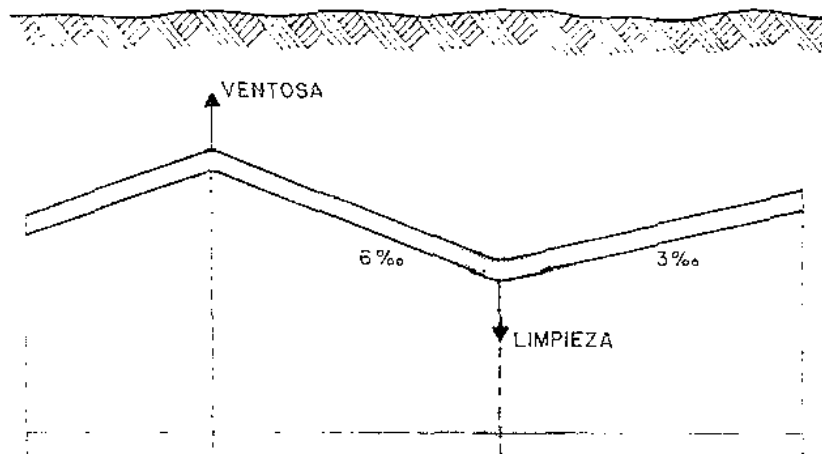


Fig. 104.—Trazado de una aducción con pendientes mínimas aconsejables.

Para diámetros menores de 12" pueden usarse ventosas automáticas de 1/2" de diámetro.

En el caso de redes de distribución generalmente no se utilizan ventosas, ya que el aire es expulsado a través de las conexiones domiciliarias.

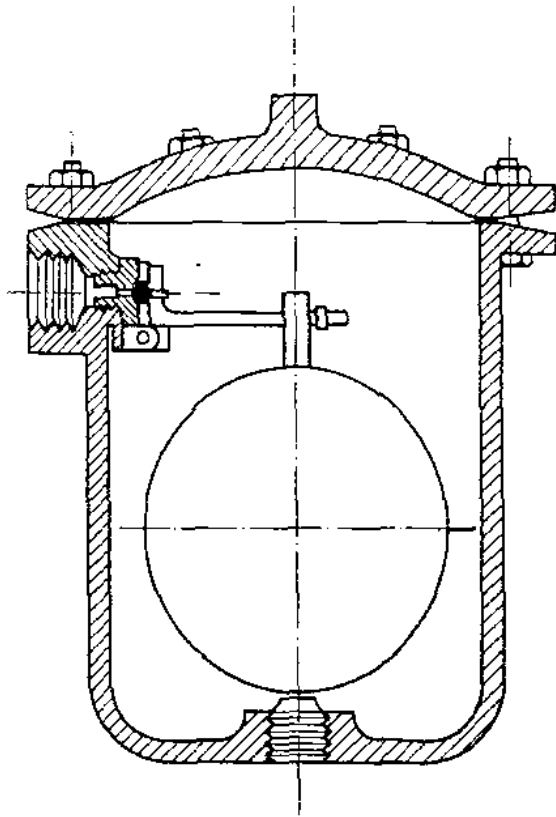


Fig. 106.—Corte esquemático de ventosa.

b) Purgas o válvulas de limpieza

En líneas de aducción con topografía accidentada, existirá la tendencia a la acumulación de sedimentos en los puntos bajos, por lo cual resulta conveniente colocar dispositivos que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías.

La limpieza consiste en una derivación de la tubería, provista de llave de paso.

Una instalación típica de una válvula de purga o de limpieza se muestra en la figura 107. La misma referencia, «Manual de Procedimiento de Acueductos Rurales» (20), establece algunos diámetros de limpieza en función del diámetro de la tubería, así:

CUADRO 32

DIÁMETROS DE LIMPIEZA EN FUNCION DEL DIÁMETRO DE TUBERÍA (2)

φ Tubería	φ Limpieza
2	2"
2 1/2	2"
3	2"
4	2"
6	4"
8	4 ó 6"
10	6"

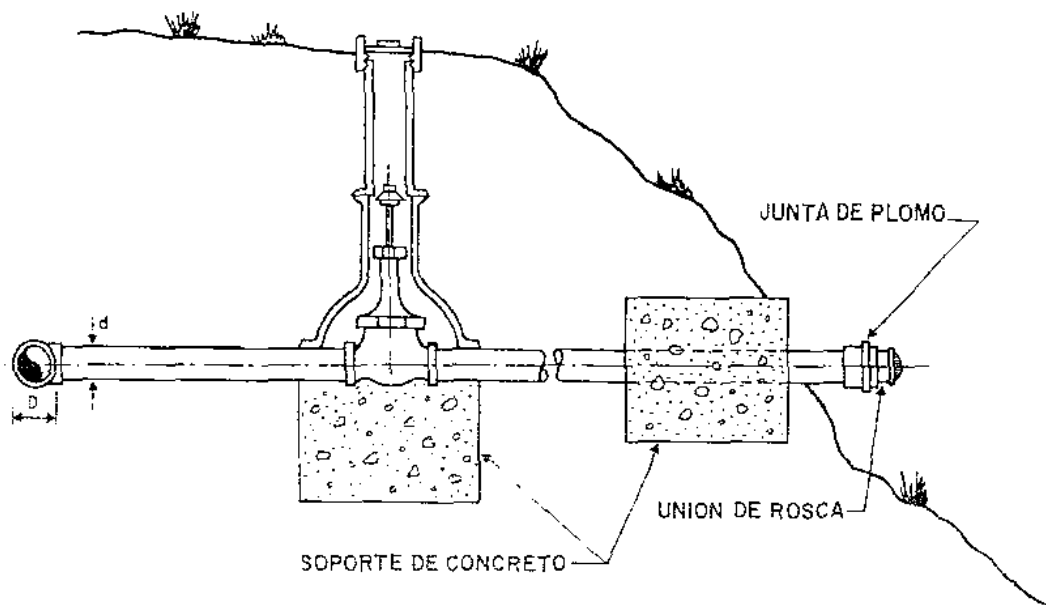


Fig. 107 --Esquema de instalación de limpieza.

Por su parte, el INOS, en sus «Normas de Proyecto y Especificaciones para los sistemas de abastecimientos de Agua» (6), establece:

CUADRO 33
 DIAMETRO DE LIMPIEZA EN FUNCION
 DEL DIAMETRO DE TUBERIA (1)

Díametro tubería	Díametro purga
12"	6"
14"	6"
16"	6"
18"	6"
20"	8"
24"	8"
30"	10"

c) Tanquillas rompecargas

En líneas de aducción por gravedad la carga estática originada por el desnivel existente entre el sitio de captación y algunos puntos a lo largo de la línea de aducción, puede crear presiones superiores a la presión máxima que soportaría una determinada clase de tubería. Ello obliga a disipar esa energía antes de que tal situación pueda provocar daños a la misma. Para evitar tales daños se recurre a la utilización de válvulas reguladoras de presión o tanquillas rompecargas.

Las tanquillas rompecargas son estructuras destinadas a reducir la presión relativa a cero (presión



Foto 15.—Vista interior de tanquilla rompe-carga.

atmosférica), mediante la transformación de la energía disponible en altura de velocidad. El diseño de la tanquilla se basa en la transformación de carga estática en energía de velocidad y lograr su disipación por efecto de roce contra las paredes y tabiques, así como por la amortiguación de un colchón de agua.

Generalmente son tanquillas rectangulares divididas en dos cámaras, mediante un tabique a media altura sobre el cual se desborda el gasto de entrada.

Las cámaras, de acuerdo a la función que desempeñan, son de turbulencia o disipación y de salida.

La cámara de turbulencia, donde se logra disipar la energía mediante un colchón de agua, que sirve de amortiguador del chorro de agua fluyendo a gran velocidad.

Cámara de salida o zona tranquila que evita la excesiva entrada de aire al sistema y cuya función principal es la de crear la altura de agua suficiente para mantener el flujo del gasto requerido. La tanquilla está provista de accesorios de entrada, salida, limpieza y rebose.

De acuerdo a la investigación sobre un modelo, hecho como trabajo especial de grado (21) para conocer el funcionamiento de una tanquilla rompecarga, se recomienda:

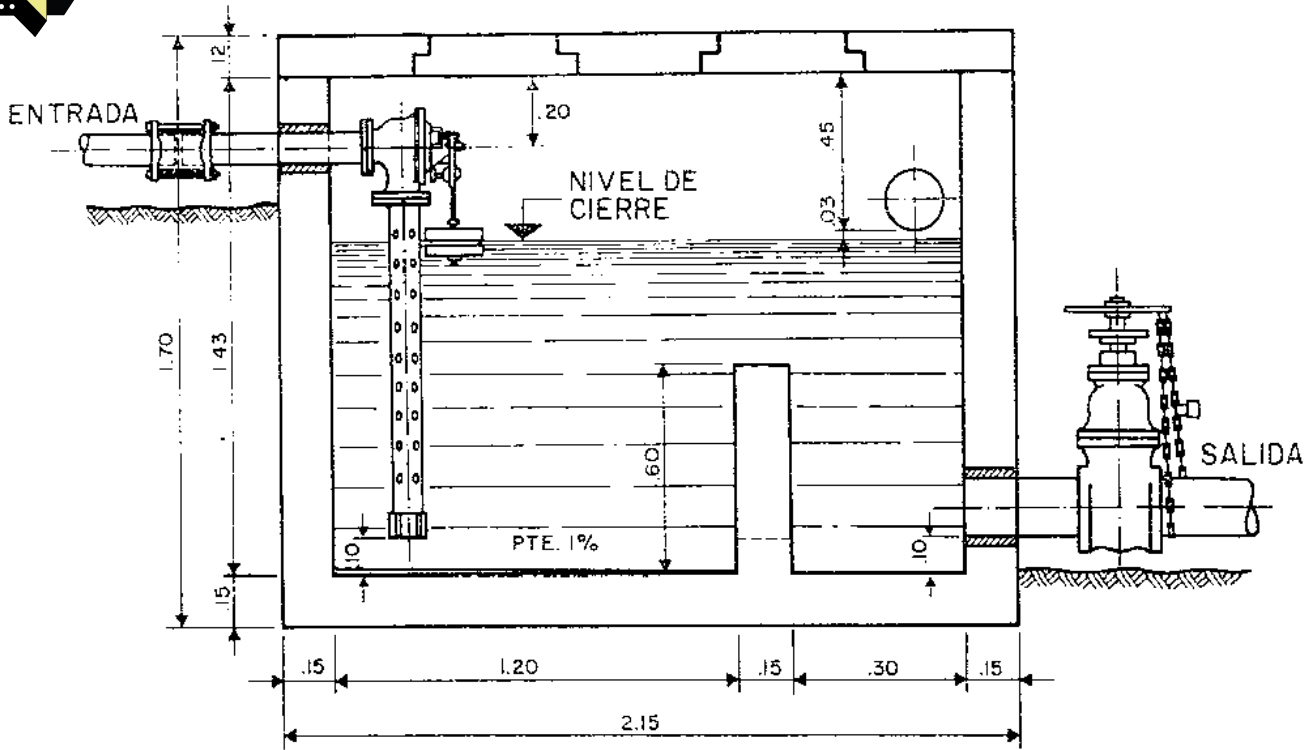
Mantener la condición de sumergencia del chorro en el dispositivo de entrada. Esto se logra prolongando el niple de entrada y con orificios a lo largo del mismo.

A fin de evitar la formación de burbujas en la cámara de salida, se recomienda que el tabique de separación de ambas cámaras trabaje como vertedero sumergido.

No se recomienda la utilización de perforaciones de diámetros pequeños en el dispositivo de entrada. Los diámetros mínimos aconsejables son 1/2" ó 3/4", a fin de evitar condiciones de flujo objetables.

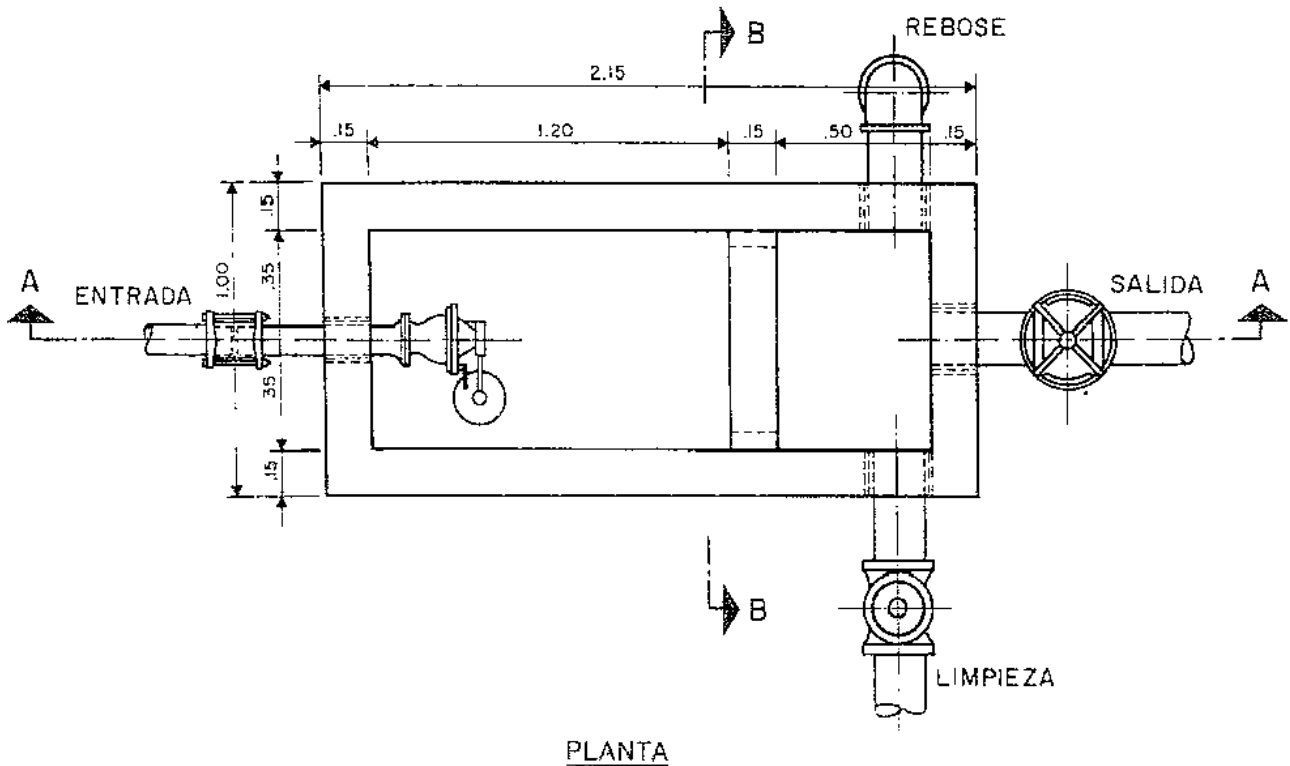
En el cálculo hidráulico de una tanquilla rompecarga intervienen una serie de factores de difícil determinación, por lo cual a veces resulta conveniente un estudio sobre modelos; sin embargo, de una manera aproximada su cálculo estaría basado en el gasto, presión de entrada y pérdida de carga en los accesorios de entrada y salida asegurando una altura h a la salida que permita la circulación del gasto de diseño de la línea de aducción.

El Manual de Procedimiento de la División de Acueductos Rurales (20), ha elaborado algunos modelos, uno de los cuales se presenta en las figuras que aparecen en la siguiente página.



SECCION A-A

Fig. 108.—(a) y (b). Corte y planta de tanquilla rompecarga.



PLANTA

(c) Válvulas reductoras de presión y válvulas reguladoras de presión

En el diseño de los abastecimientos de agua, válvulas automáticas de alivio, tienen la función de proteger a las tuberías de sobrepresiones.

Estas válvulas pueden ser de dos tipos:

Válvulas reductoras de presión, que producen en su interior una pérdida de carga constante, cualquiera que sea la presión de entrada y el gasto.

Las válvulas reductoras de presión pueden ser instaladas sin mayores inconvenientes en líneas de aducción, ya que el régimen hidráulico puede considerarse permanente, no hay requerimientos de mantener presiones limitadas por razones de servicio, como lo sería en tuberías de distribución.

La fotografía muestra una vista exterior de una válvula reductora de presión.

La graduación de la válvula debe ser hecha experimentalmente, actuando sobre el tornillo de graduación y valiéndose de la lectura directa de manómetros. Es de notar, que la reducción de la presión representa una pérdida de energía, que es absorbida por la turbulencia ocasionada por el estrangulamiento entre el disco y su asiento (22).

Válvulas reguladoras de presión. Se usan para mantener una presión constante en la descarga, aunque en la entrada varíe el flujo o la presión.

En general, el funcionamiento de una válvula reguladora de presión, de acuerdo a la figura 109, es como sigue:

En el tubo B existe una presión P_e de entrada; en el tubo C, la P_s de salida; y en el tubo A, la presión P_d , que se ejerce sobre el diafragma. Si la válvula piloto está cerrada, tendremos $P_e = P_d$, por lo cual el disco, por su propio peso y la fuerza del resorte auxiliar, permanecerá cerrado. Si la válvula piloto está abierta, se establece una corriente de agua entre B y C y debido a la estrangulación se producirá en A un

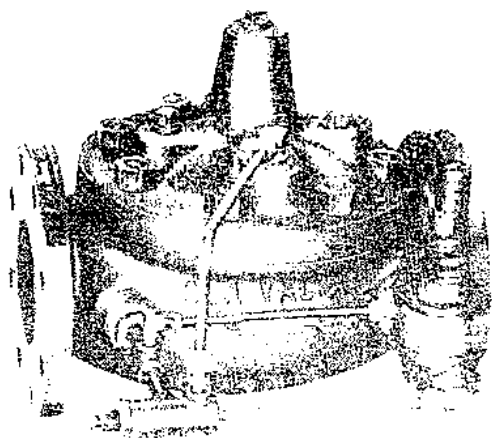


Foto 16.—Válvula reductora de presión.

VALVULA REGULADORA DE PRESION

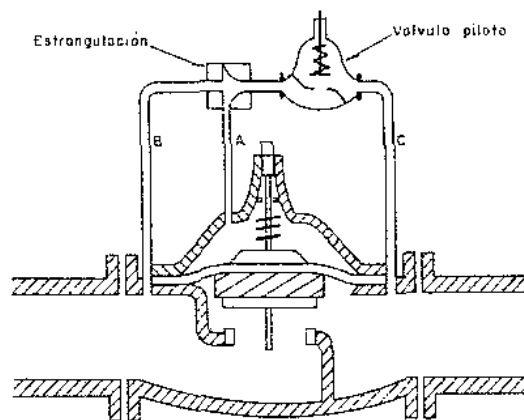


Fig. 109.—Esquema de funcionamiento de una válvula reguladora.

P_d menor que P_e , por lo cual la válvula permanecerá abierta. El hecho de que la válvula piloto esté abierta, cerrada o estrangulada, depende de la diferencia de presión entre P_e y P_s , por lo cual deberá cumplir una función reguladora sobre el flujo entre B y C, y consecuentemente, por medio de la estrangulación sobre la presión de la cara del diafragma (22).

Válvulas reguladoras de presión son más útiles en redes de distribución que en líneas de aducción.

e) Desarenadores

En líneas de aducción por gravedad puede considerarse una estructura casi obligada, el diseño de una tanquilla desarenadora, ya que generalmente la captación de una fuente superficial permite el paso de material de cierto tamaño, sobre todo en época lluviosa, lo cual arruinaría el sistema o provocaría desajustes por obstrucción en muy corto tiempo.

Un desarenador es un dispositivo que permite la retención del agua, de tal modo que partículas de arena puedan decantar como resultado de las fuerzas de gravedad y de otras fuerzas. Ello será, por tanto, función de tamaño, peso, forma de las partículas y de la viscosidad del líquido (temperatura del agua).

Los desarenadores generalmente son tanquillas de flujo horizontal, manteniendo el caudal de salida igual al caudal de entrada, es decir, de flujo continuo. Por razones de costo y simplificación del tratamiento posterior, los tamaños de las partículas de arena ($S = 2.65$) se toman dentro de ciertos límites.

De acuerdo a la teoría de sedimentación, Stokes estableció inicialmente el valor de la velocidad de asentamiento con predominancia de las fuerzas de viscosidad (régimen laminar), para lo cual estableció las fuerzas que provocan un asentamiento a velocidad uniforme.

F_i = Fuerza de impulsión.

F_d = Fuerza de resistencia friccional.

- Peso específico de partícula (gr/cm^3).
- Peso específico del líquido (gr/cm^3).
- V = Volumen de partícula (cm^3).
- g = Aceleración de gravedad (cm/seg^2).
- A = Área transversal de las partículas (cm^2).
- S = Gravedad específica.
- C_D = Coeficiente de fricción.
- ν = Viscosidad cinemática (cm^2/seg).

De acuerdo a la teoría de sedimentación, una partícula cayendo libremente en un líquido, lo hará de acuerdo con una fuerza igual a la diferencia entre la fuerza gravitacional y la del volumen de agua desplazado.

$$F_i = \rho_s \times g \times V - \rho \times g \times V = (\rho_s - \rho) g V$$

a la cual se opondría la fuerza friccional, cuyo valor es dependiente, entre otros factores, del volumen y área de las partículas.

$$F_d = C_D A \times \rho \times \frac{v_s^2}{2}$$

Para partículas esféricas

$$V = \frac{1}{6} \pi d^3$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

La velocidad de asentamiento se hace constante cuando

$$F_i = (\rho_s - \rho) g \times V = C_D A \times \rho \times \frac{v_s^2}{2}$$

$$v_s = \sqrt{\frac{2(\rho_s - \rho) g \times V}{C_D A \rho}}$$

pero

$$\frac{\rho_s - \rho}{\rho} = S - 1 \quad \frac{\rho_s}{\rho} = S \text{ (gravedad específica)}$$

$$\frac{V}{A} = \frac{\pi d^3/6}{\pi d^2/4} = \frac{2}{3} d$$

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{g}{C_D} (S - 1) d} \quad (2)$$

Para flujo laminar ($R < 1$)

$$C_D = \frac{24}{R} \quad R = \frac{v_s \cdot d}{\nu} \quad \nu = \text{Viscosidad cinemática.}$$

Sustituyendo en (2)

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{g \cdot \frac{24}{24} (S - 1) d}{24}} = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{g \cdot \nu \cdot d}{24\nu} (S - 1) d}$$

$$v_s^2 = \frac{v_s \cdot d^2 \cdot g (S - 1)}{18\nu}$$

$$v_s = \frac{(S - 1) g d^2}{18\nu}$$

Para régimen de transición

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} = 0.34$$

lo cual dificulta la determinación de la velocidad de sedimentación de la expresión

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{g}{C_D} (S - 1) d}$$

Fair y Geyer (23), presentan una solución gráfica simplificando las expresiones, así: llamando K_2 al término de la velocidad

$$\frac{v_s}{[g(S - 1)\nu]^{1/3}} = \frac{v_s}{K_2}$$

y K_1 al término del diámetro

$$\left[\frac{g(S - 1)}{\nu^2} \right]^{1/3} d = K_1 d$$

Para régimen turbulento $C_D = 0.4$ y la expresión se convierte en $V_s = \sqrt{3.33 g (S - 1) d}$.

La figura 110, nos presenta el ábaco que permite calcular los valores K_1 y K_2 (24).

Para la ecuación

$$v_s = \frac{(S - 1) g d^2}{18\nu}$$

conocida como Ley de Stokes, en la cual la velocidad de asentamiento es función del cuadrado del diámetro de partículas; experiencias realizadas por diversos autores han puesto de manifiesto la aplicabilidad de esta ley para valores de número de Reynolds muy bajos ($R < 1.0$), lo cual limita su aplicación a regímenes laminares (generalmente la decantación en desarenadores se hace en un régimen de transición).

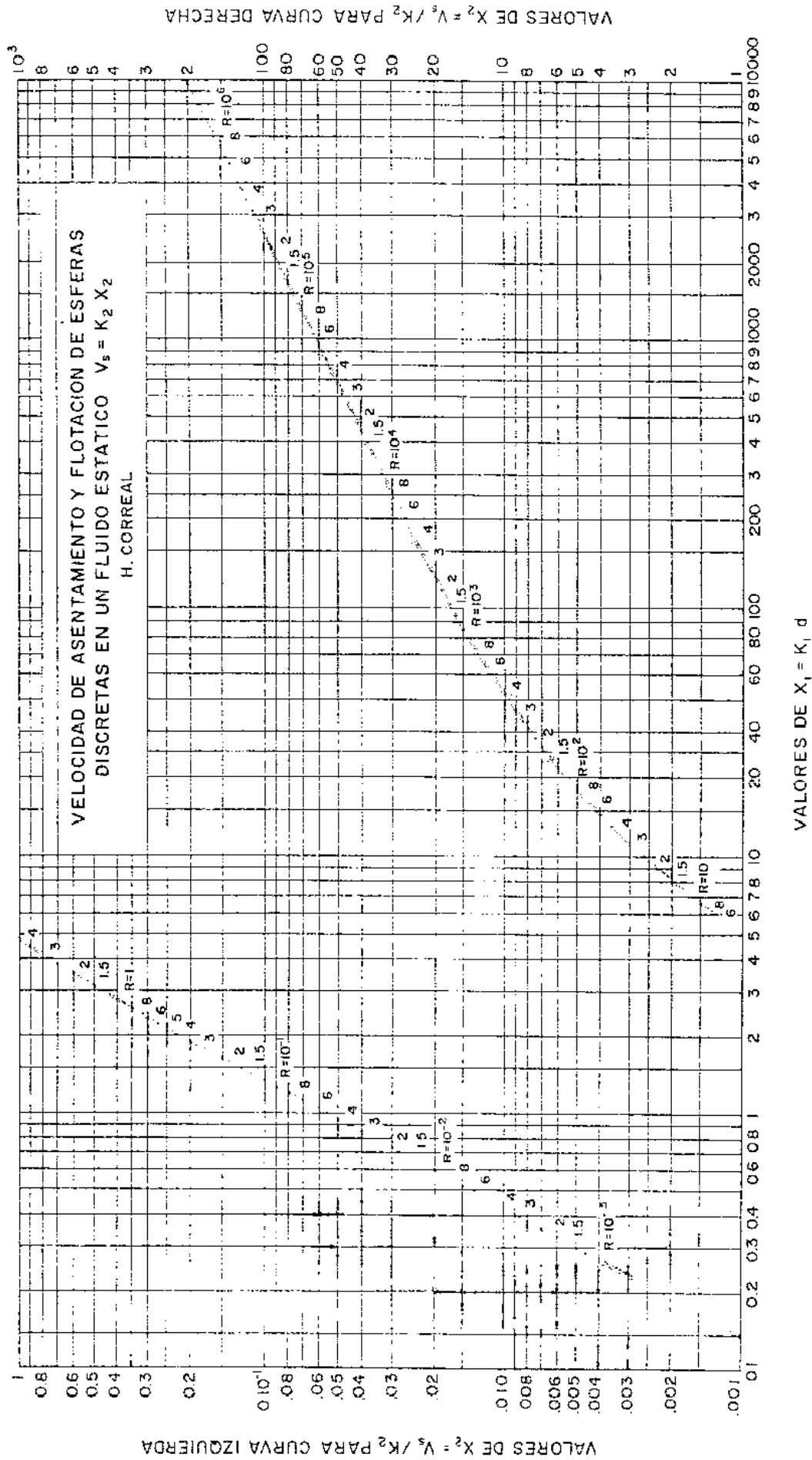
La expresión

$$v_s = \frac{(S - 1) g d^2}{18\nu}$$

no siendo aplicable a partículas sedimentando en régimen de transición o turbulento, la hace sólo o aplicable para partículas inferiores a 0.085 mm (25). En tales casos las expresiones de Allen y Newton son aplicables.

De acuerdo a estas deducciones, se ha establecido que la velocidad de asentamiento de arenas en agua, varía de acuerdo a la raíz cuadrada de las partículas (Ley de Newton) para tamaño de 1 mm y mayores, y de acuerdo a la función lineal del diámetro (Ley de Allen) para partículas comprendidas entre 0.1 y 1 mm de diámetro (26) y (27).

De acuerdo a ello, parece práctico considerar las partículas de $\phi = 0.01$ cm como el límite de aplicabilidad de la Ley de Stokes.



VALORES DE $X_2 = V_s / K_2$ PARA CURVA DERECHA

VALORES DE $X_2 = V_s / K_2$ PARA CURVA IZQUIERDA

Fig. 110. -Velocidad de Asentamiento de esferas en flujo estático.

RELACIONES ENTRE DIAMETRO DE PARTICULAS Y VELOCIDAD DE SEDIMENTACION

Material	n Particulas Limite	R (Vs óv) Num. de Reynolds	Velocidad de Sedimentación	Regimen	Ley aplicable
Grava	1 cm	~ 10,000	~ 100 cm/seg	Turbulento	Newton
Arena gruesa	0.1 cm	~ 1,000	10 cm/seg	Transición	Allen
	0.08 cm	~ 660	8.3 cm/seg	"	
	0.05 cm	~ 380	6.4 cm/seg	"	
	0.05 cm	~ 27	5.3 cm/seg	"	
	0.04 cm	~ 17	4.2 cm/seg	"	
	0.03 cm	~ 10	3.2 cm/seg	"	
	0.02 cm	~ 4	2.1 cm/seg	"	
Arena fina	0.010 cm	~ 0.8	0.8	Laminar	Stokes
	0.008 cm	~ 0.5	0.6	"	
	0.006 cm	~ 0.24	0.4	"	
	0.005 cm	< 1.0	0.3	"	
	0.004 cm	< 1.0	0.2	"	
	0.003 cm	< 1.0	0.13	"	
	0.002 cm	< 1.0	0.06	"	
	0.001 cm	< 1.0	0.015	"	

Temperatura agua 20° C ($\nu = 1,0105 \times 10^{-2}$ cm²/seg).

Consideraciones para el diseño

En el diseño del desarenador, debemos considerar los siguientes factores: a) Gasto o caudal de diseño; b) Tamaño de partículas a remover; c) Concentración de arena; d) Temperatura del agua, y e) Dispositivos de control.

El diseño deberá definir 4 Zonas:

- I. *Zona de Sedimentación:* La cual determinará el volumen útil de sedimentación. Largo, ancho y profundidad, en relación tal que permitan sedimentar las partículas del tamaño deseado.
- II. *Zona de Entrada:* La cual determinará los dispositivos convenientes para mantener una distribución uniforme de velocidad en la sección transversal de la zona de sedimentación.
- III. *Zona de Salida:* Deberá determinarse cuidadosamente para evitar velocidades altas que permitan la resuspensión de partículas.
- IV. *Zona de Lodos:* La cual permitirá el almacenaje de las partículas sedimentadas, entre periodos de limpieza pre-establecidos. Dispositivos de limpieza y de rebose, para el control y mantenimiento eficiente del sistema.

I. Zona de Sedimentación

Considerando una tanquilla rectangular, con una partícula penetrando en ella a una velocidad V_f y si

llamamos V_v a la velocidad de la partícula sedimentando, la partícula sedimentará de acuerdo a la suma vectorial de ambas velocidades (Fig. 111).

$$\frac{V_v}{P} = \frac{V_h}{L}, \quad \frac{V_h}{V_v} = \frac{L}{P}, \quad \frac{V_h}{V_v} = \frac{L \times a}{P \times a}$$

P = Profundidad de la zona de sedimentación.

L = Largo de la zona de sedimentación.

a = Ancho de la zona de sedimentación.

$$p \times a = A_t = \text{Area transversal.}$$

$$L \times a = A_s = \text{Area superficial.}$$

$$\frac{V_h}{V_v} = \frac{A_s}{A_t} \quad A_s = \frac{V_h}{V_v} \times A_t$$

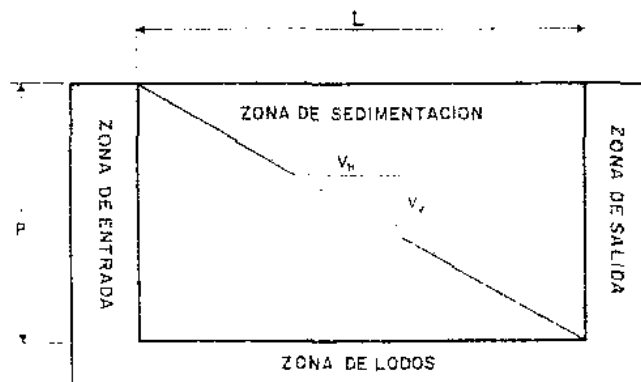


Fig. 111.—Zonas de un desarenador

La velocidad horizontal podemos considerarla equivalente a la velocidad del flujo del agua, luego:

$$V_h = \frac{Q}{A_1}$$

Esta velocidad horizontal debe ser tal que permita la sedimentación de partículas en la Zona prevista, por tanto, debe mantenerse dentro de límites menores que la velocidad de arrastre correspondiente a determinado tamaño de partículas que se quiere retener. De acuerdo a las experiencias de T. R. Camp (28), se puede llegar a determinar con bastante aproximación esta velocidad, mediante la expresión

$$V_n = K \sqrt{(q_s - q) d}$$

q_s = Peso específico del sólido.

q = Peso específico del agua.

d = Diámetro de partículas = cm.

V_n = Velocidad a la cual se inicia el arrastre = cm/seg.

K = Constante.

$$V_n = 125 \sqrt{(S - 1) d}$$

$$V_n = 125 \sqrt{1.65 \times d} = 161 \sqrt{d} \quad S = 2.65.$$

Para efectos de diseño de la zona de sedimentación, bastará con conocer el gasto de diseño y el tamaño de partículas a remover y la temperatura de agua.

El gasto de diseño será el correspondiente a la línea de aducción (consumo máximo diario) y el tamaño de partículas a remover estará determinado por la existencia o no de un tratamiento posterior.

Un proceso ordenado en el diseño sería:

1. Determinar la velocidad de sedimentación para un determinado diámetro de partícula y temperatura de agua, mediante la aplicación de la Ley de Stokes, Allen o Newton, según corresponda a un régimen laminar, de transición o turbulento.
2. Determinar la velocidad de arrastre para el tamaño de partículas seleccionado, mediante la aplicación de la expresión de Camp y Shield.
3. Seleccionar una velocidad horizontal inferior a la velocidad de arrastre. Un coeficiente de seguridad del orden de 1/2 a 1/4.
4. Calcular el área transversal requerida, en función del gasto y la velocidad horizontal asumida.
5. Calcular un área superficial en función de la relación entre velocidad horizontal y velocidad vertical o de sedimentación.

$$A_s = \frac{V_v}{V_h} \times A_1$$

6. Conocidos A_s y A_1 , fijamos dimensiones $A_s = L \times a$; $A_1 = Pa$, de forma de lograr la mejor relación entre largo, ancho y profundidad, que permita disminuir los factores adversos, tales como corrientes cruzadas, dificultades de limpieza y mantenimiento, existencia de puntos muertos, cortocircuitos, etc., lo cual se logra con estructuras generalmente largas (relación L/P de 5 a 9 es recomendable) con anchos no menores de 0,60 m y profundidad que permitan economía y eficiencia del sistema.

II. Zona de Entrada

El dispositivo de entrada consiste generalmente de una pantalla con perforaciones que permita, primeramente, disipar la energía de velocidad y facilitar luego una distribución uniforme del fluido hacia la zona de sedimentación, manteniendo velocidades relativamente bajas en toda la sección transversal.

El cálculo de este dispositivo puede hacerse considerando en el ancho previamente determinado del desarenador, una longitud b de plataforma horizontal y un tabique vertical de altura c , tal que sean capaces de admitir un número N de perforaciones de un diámetro ϕ manteniendo bajas velocidades de flujo ($V \leq 0.30$ m/seg).

Esta serie N de orificios calculados a base de la expresión de descarga en orificios sumergidos $Q = CA \sqrt{2gh}$ para velocidad predeterminada, generalmente se procura ubicar en forma simétrica en la plataforma de fondo, y en caso de ser necesario, se utiliza el tabique vertical.

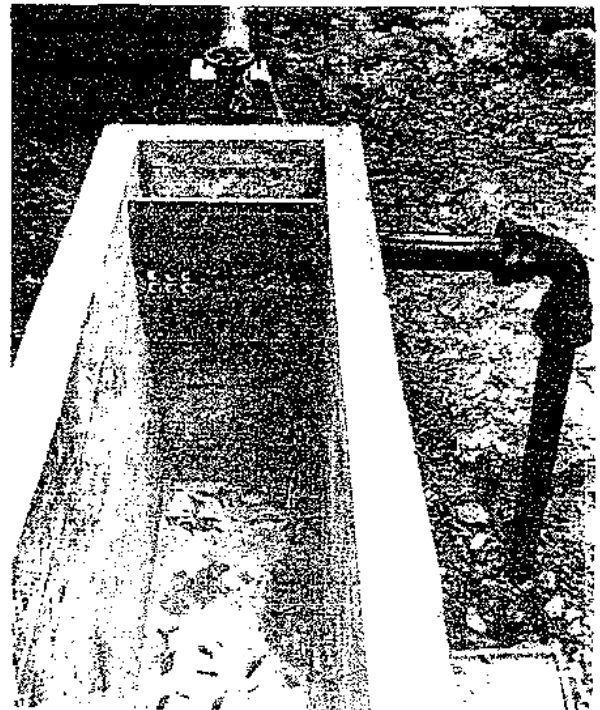


Foto 17.—Vista interior de un desarenador, tubería de rebose y dispositivo de entrada.

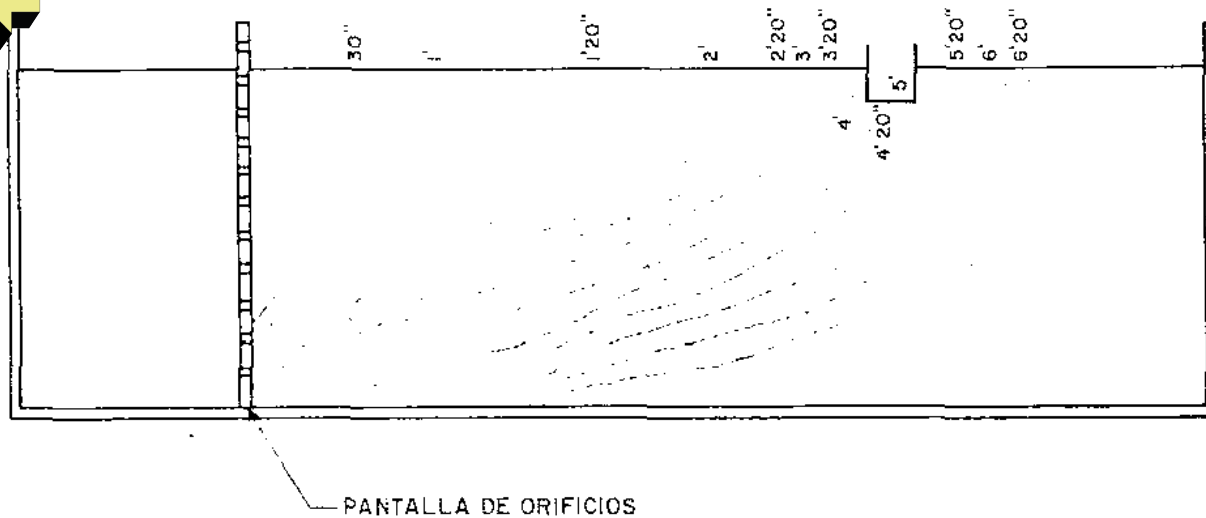


Fig. 112.—Curva de dispersión con pantalla de orificios.

Aun cuando en algunos casos se ha acudido a utilizar pantallas con ranuras, en lugar de orificios, no es éste el dispositivo que permite la mejor distribución de velocidades, como ha quedado demostrado en experiencias de laboratorio hechas sobre modelos hidráulicos.

Dado que es recomendable que los orificios más bajos estén a una profundidad no mayor de $P/4$ del fondo, se recomienda esta máxima profundidad para la plataforma horizontal.

Las figuras 112 y 113, presentan curvas de dispersión con pantallas diferentes y condiciones hidráulicas similares, que muestran estas diferencias de distribución a lo largo de una sección experimental de laboratorio, según experiencias realizadas por el autor en Modelo del Laboratorio de Procesos Unitarios de la

Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.

Los índices de dispersión calculados, mostraron la existencia de puntos muertos para ambos, pero una mayor cercanía al valor ideal para el caso del dispositivo con orificios, lo cual hace suponer mayor eficiencia (Figs. 114 y 115).

Para el cálculo del dispositivo de entrada, la descarga a través de esta pantalla, se calcula mediante la expresión:

$$Q = C \times A \sqrt{2g h_e}$$

siendo $\sqrt{2g h_e}$ el valor de la velocidad de flujo, la cual se asume $V < 0,30$ m/seg, a fin de evitar perturbaciones en la Zona de Sedimentación.

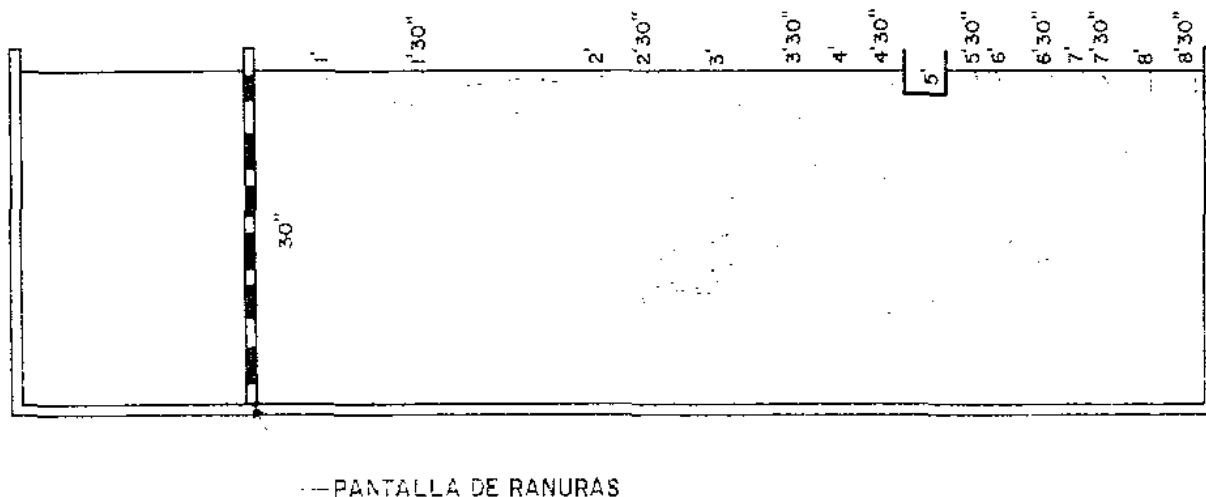


Fig. 113.—Curva de dispersión con pantalla de ranuras.

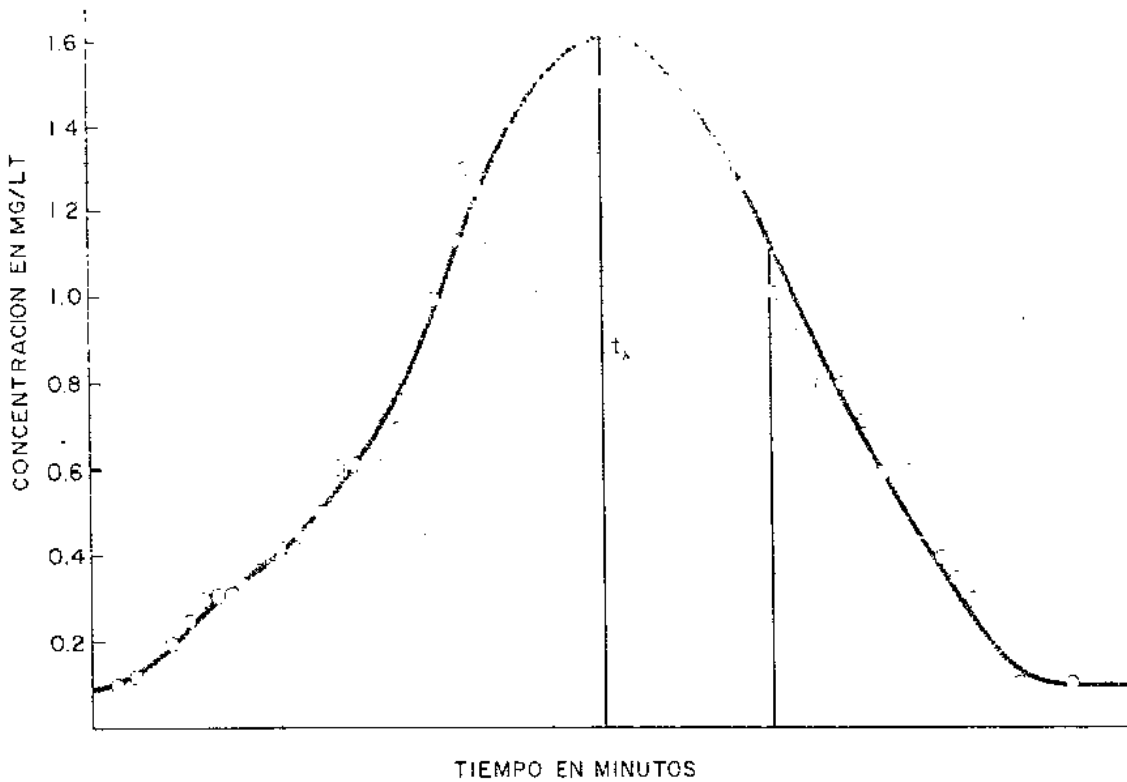


Fig. 114.—Índice de dispersión en curva de pantalla con orificios.

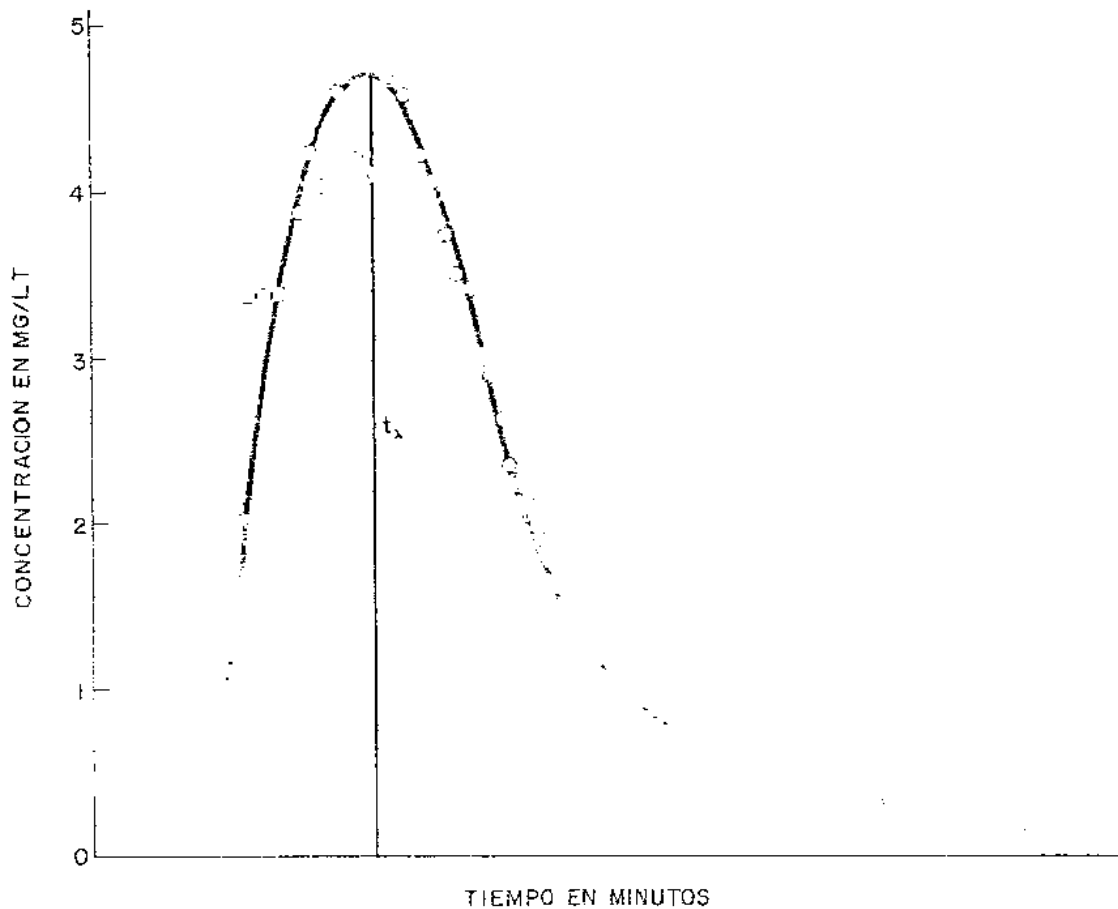


Fig. 115.—Índice de dispersión en curva de pantalla con ranuras.

Dimensiones del orificio en:	Autor	Carga en pies							
		0,3	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	18,0
Circular $\phi = 0,05'$	H. Smith	-	0,599	0,597	0,595	0,595	-	-	-
Circular $\phi = 0,10'$	H. Smith	0,6	0,6	0,6	0,599	0,598	-	-	-
Cuadrado $0,05 \times 0,05$	H. Smith	-	0,609	0,607	0,605	0,604	-	-	-
Cuadrado $0,10 \times 0,10$	H. Smith	0,607	0,605	0,604	0,603	0,604	-	-	-
Rectangular $3,0 \times 0,05$	H. Smith	-	0,621	-	-	0,620	0,620	0,618	-
Circular $\phi = 1,0$	Ellis	-	-	-	0,608	0,602	0,603	0,600	0,601
Cuadrado $1,0 \times 1,0$	Ellis	-	-	-	0,601	0,601	0,603	0,605	0,606
Cuadrado $4,0 \times 4,0$	Stewart	0,614	-	-	-	-	-	-	-

El cuadro 35, presenta valores de C para orificios sumergidos (29).

Generalmente, se usan orificios de 3 a 5 cm de diámetro para gastos hasta de 40 lts/seg. para lo cual puede estimarse un coeficiente C de Contracción de 0,60, en consideración a la tabla anterior.

Para gastos mayores la utilización de ranuras u orificios rectangulares se hace en casos necesarios, a pesar de su menor eficiencia en la distribución de velocidades, a fin de poder lograr un área capaz de mantener las velocidades dentro de límites aconsejables y lograr la máxima economía en el diseño.

Estas ranuras pueden ser de 2 a 3 cm de ancho y a lo largo de las plataformas horizontal y vertical, espaciadas lo suficientemente para que no debiliten la estructura misma.

III. Zona de Salida

La zona de salida del desarenador debe ser diseñada en forma tal que permita un flujo constante y mantenga velocidades por debajo del límite que pudiera provocar la resuspensión de partículas o altere la sedimentación de las deseadas.

Un vertedero sumergido con una longitud ocupando todo el ancho b previamente determinado, puede satisfacer estas condiciones. La práctica ha enseñado que este vertedero ubicado en forma tal que la dirección de flujo se invierta, asegura una mayor eficiencia de la tanquilla desarenadora porque minimiza la posibilidad de arrastre y resuspensión de partículas. Para ello, un tabique anterior a mayor altura que el nivel de aguas logrará el efecto deseado.

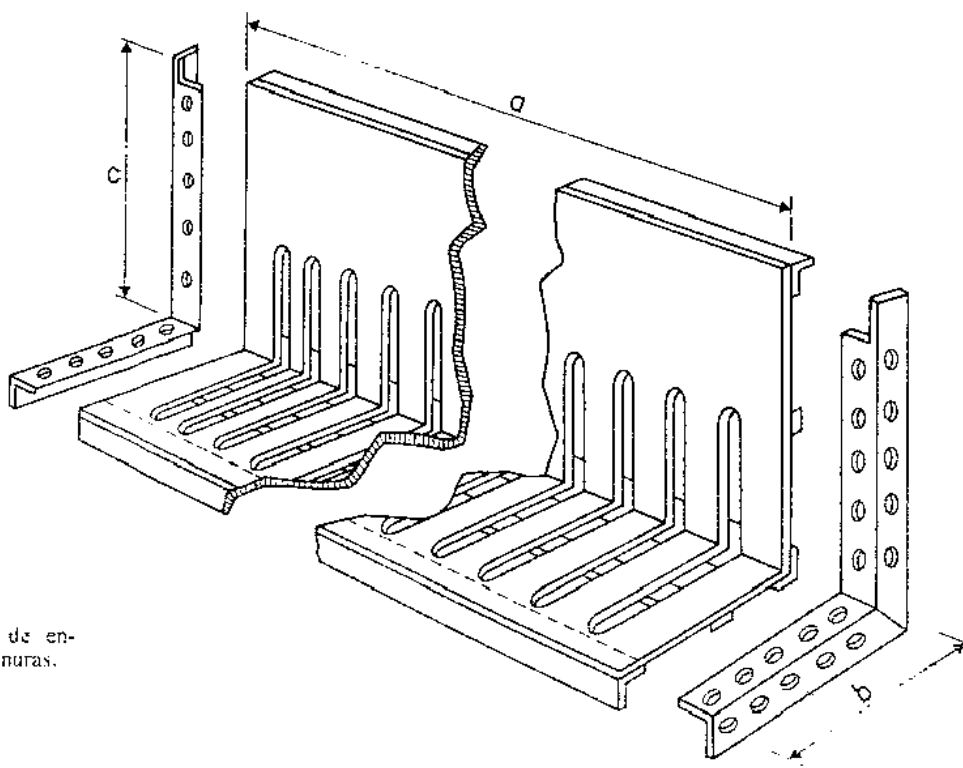


Fig. 116.—Dispositivo de entrada. Pantalla con ranuras.

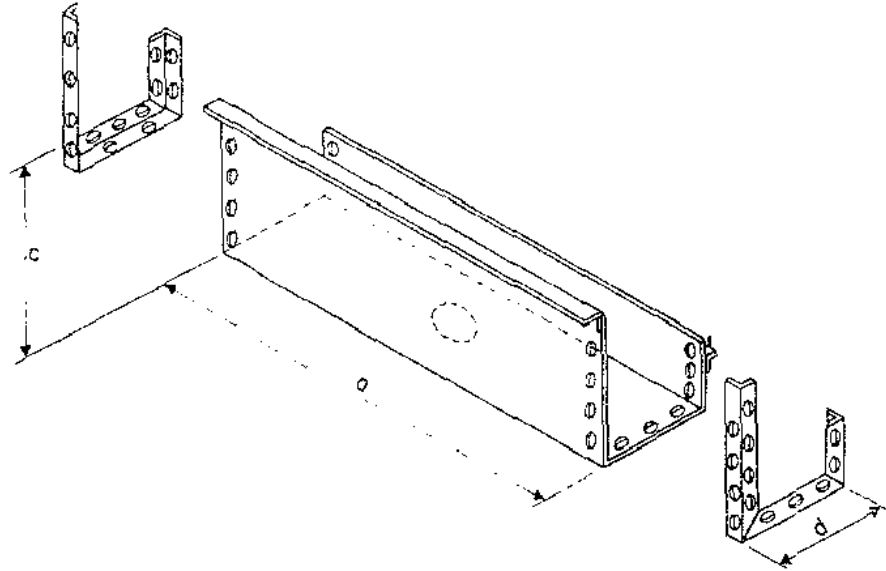
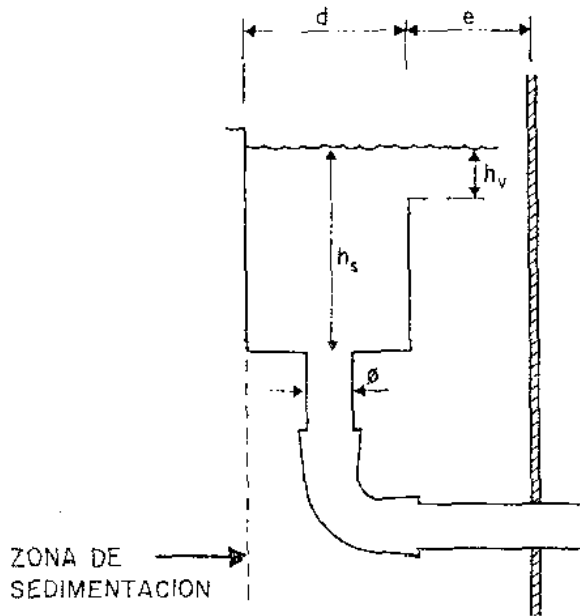


Fig. 117.—Dispositivo de salida. a) Corte transversal. b) Vista de perspectiva.



Al producirse un flujo ascendente en el área de salida $b \times e$ para el gasto a través del vertedero de salida de cresta angosta a todo lo largo de b , debe procurarse mantenerse esta velocidad igual o menor a la velocidad de arrastre de partículas que queremos sedimentar.

$$Q = V \cdot A = V_a \cdot b \cdot e \quad V_a = \text{Velocidad de arrastre}$$

$$e = \frac{Q}{V_a \cdot b}$$

Mediante la expresión anterior, calculamos el ancho e y procedemos luego a determinar la sumergencia del vertedero para el gasto y velocidad deseados.

Para el cálculo de este vertedero puede utilizarse alguna de las expresiones semiempíricas conocidas.

Una de las cuales es la de G. N. Cox (30), que establece

$$Q = C (H + h_v)^{3/2}$$

En esta expresión el coeficiente C es función de la relación $L/H + h_v$, siendo h_v la carga de velocidad; por razones prácticas, el autor considera puede usarse el coeficiente $C = 1.84$ de la fórmula de Francis:

$$Q = m^3/\text{seg} \quad H \text{ y } h_v = m \\ L = m.$$

El ancho d , del canal de salida estará definido principalmente por el diámetro de la tubería de aducción, a menos que circunstancias especiales, principalmente para no incrementar alturas y costos del desarenador, obligue a diámetros mayores que permitan la continuidad del flujo (Q de diseño) por carga de velocidad requerida.

Definido este ancho en función del diámetro y dependiendo de la forma del tubo de entrada, se requerirá calcular la altura h_s sobre la boca del tubo en el fondo del canal, lo cual nos definirá a su vez la altura de la cara anterior del tabique.

La longitud total del desarenador será la suma de $b + L + d + e$. El ancho será la dimensión a . La profundidad del vertedero de salida estará definida en función de h_s y tendrá la posición relativa respecto a la profundidad P ya fijada para la Zona de Sedimentación.

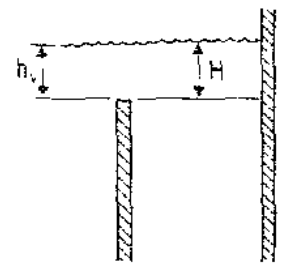


Fig. 118.—Carga sobre el vertedero de salida.

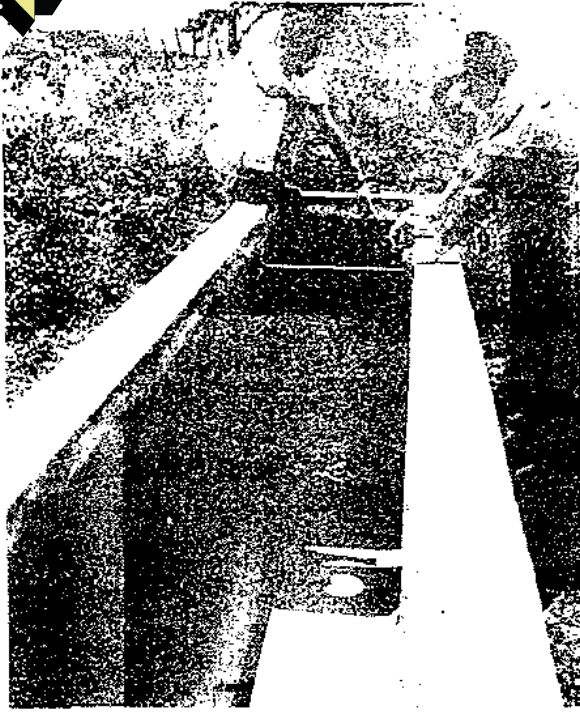


Foto 18.—Vista interior a desarenador. Dispositivo de salida.

IV. Zona de Lodos

La zona para almacenamiento de lodos se provee a partir de la profundidad definida en la zona de sedimentación y estará determinada por las característi-

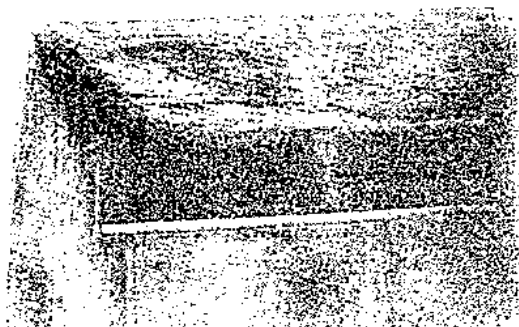
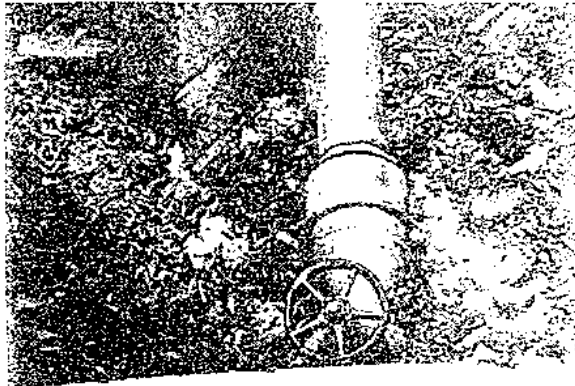


Foto 19.—Zona de lodos.

cas del material a decantar (concentración y peso específico) y por la frecuencia que se establezca de limpiezas. No resulta económico grandes capacidades con intervalos de limpieza también largos, por lo cual lo aconsejable es que para las épocas de lluvia se proceda a hacer limpiezas con regularidad después de crecidas a fin de mantener el desarenador en condiciones normales de funcionamiento e impedir el pase de excesivo material sólido hacia el resto del sistema. Para gastos grandes y dimensionados también grandes es preferible acudir a limpiezas mecánicas.

El canal de limpieza puede ubicarse en la parte central o al final del desarenador, en cada caso se reportan ventajas y desventajas para su mantenimiento, por lo cual no hay mayores preferencias por una u otra forma.

Para una pendiente entre 5 y 10 por 100, con un canal central para limpieza se puede determinar P_L , profundidad de la tolva, conocidos los siguientes datos:

Concentración de arena = mg/lts.

Gasto = lts/seg.

Peso específico del material = kg/m^3 .

Tiempo de limpieza = Días.



Foto 20.—Sedimentos en la zona de lodos de un desarenador.

Dispositivos de limpieza y rebose

El dispositivo de limpieza consiste de un canal en el fondo de la zona de lodos, el cual se proveerá de tubería de descarga con llave, como se muestra en la figura 120.

El rebose se ubicará algunos centímetros por encima del vertedero de salida, pero cercano al dispositivo de entrada, y su diámetro se determinará tomando en cuenta que el gasto de diseño pueda fluir sin provocar desbordamiento sobre las paredes o presión sobre la tapa, por lo cual deberá proveerse una cámara de aire estimada entre 25 y 50 cm. Ver detalles en la Figura.

La tubería de rebose podrá conectarse a la tubería de limpieza, en la forma mostrada en la figura.

Para su cálculo, bastará aplicar la expresión conocida $Q = CA \sqrt{2gH}$ (orificio sumergido), admitiendo una sumergencia máxima inferior a la cámara de aire pre-establecida.

♦ Ejemplo:

Diseñar un desarenador para remover partículas de arena ($S = 2.65$) de 0.02 cm de diámetro y comparar con el correspondiente para partículas de 0.01 cm, siendo el gasto a tratar de 50 lts/seg (t. del agua, 20° C):

$$v = 1,0105 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

Fig. 119.—Esquema del Desarenador con indicación de las zonas definidas: sedimentación, entrada, salida y de lodos.

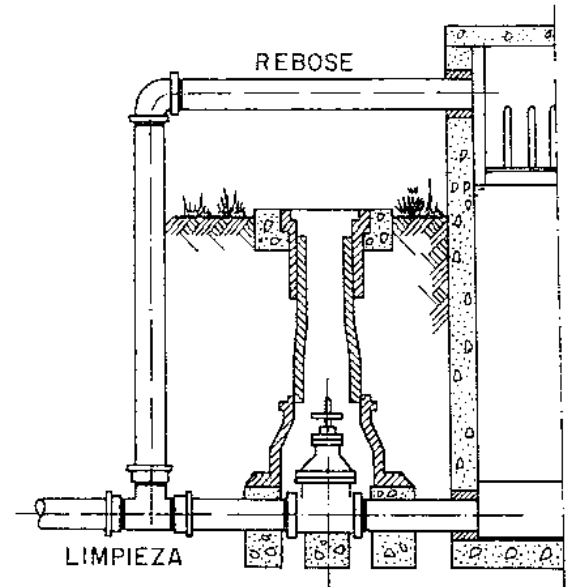
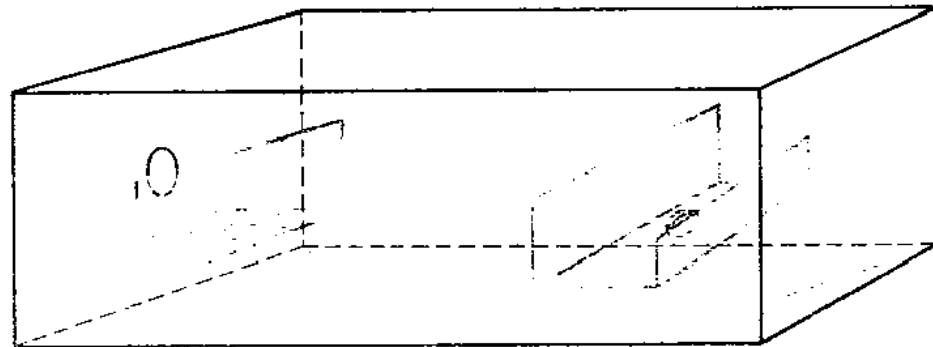


Fig. 120.—Dispositivos de rebose y de limpieza del desarenador.

Asumiendo se cumple la Ley de Stokes, se calcula la velocidad de sedimentación, $g = 980 \text{ cm/seg}^2$.

$$v_s = \frac{(S - 1)gd^2}{18\nu} = \frac{(2.65 - 1) \times 980 \times 0.02^2}{18 \times 1,0105 \times 10^{-2}} = 3.56 \text{ cm/seg.}$$

Siendo $V_s = 3.56 \text{ cm/seg}$, calculado a base de Ley de Stokes, habría que verificar si está dentro del límite de aplicabilidad:

$$R = \frac{V_s \times d}{\nu} = \frac{3.56 \times 0.02}{1,0105 \times 10^{-2}} = 7.04 > 1, \text{ luego no es aplicable.}$$

Aplicando la Ley de Allen (Método Gráfico de Fair y Geyer), término del diámetro:

$$d \left[\frac{g(S-1)}{\nu^2} \right]^{1/3} = d \left[\frac{980(2,65-1)}{(1,0105)^2 \times 10^{-4}} \right]^{1/3} =$$

$$= d (15,835,704)^{1/3} = 251,13 \times d = 251,13 \times 0,02 = 5,02.$$

Con este valor entramos a la figura 110, y se obtiene el término de velocidad $V_s/K_2 = 1,02$:

$$v_s = 1,02 \times K_2 \quad v_s = 1,02 \times [g(S-1)]^{1/3}$$

$$v_s = 1,02 \times [980(2,65-1) \times 1,0105 \times 10^{-2}]^{1/3} =$$

$$= v_s = (1,02 \times 980 \times 1,65 \times 1,0105 \times 10^{-2})^{1/3} = (16,66)^{1/3}$$

$$v_s = 2,56 \text{ cm/seg.}$$

Calculamos el número de Reynolds:

$$R = \frac{2,56 \times 0,02}{1,0105 \times 10^{-2}} = 5,06 > 1,0 \text{ (Régimen de transición).}$$

Luego calculamos C_D (Ley de Allen):

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0,34 = \frac{24}{5,06} + \frac{3}{\sqrt{5,06}} + 0,34$$

$$C_D = 4,74 + 1,33 + 0,34 = 6,41.$$

Luego la velocidad real de sedimentación será aplicando la Ley de Allen:

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_D} (S-1) d} = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{980}{6,41} (2,65-1) \times 0,02}$$

$$v_s = 2,59 \text{ cm/seg.}$$

Calculada la velocidad de sedimentación, se determina la zona de sedimentación a base de la velocidad de arrastre, la cual constituirá la velocidad máxima teórica que podría permitirse para la velocidad horizontal.

$$v_a = 161 \sqrt{d} = 161 \sqrt{0,02} = 161 \times 0,1414 = 22,77 \text{ cm/seg.}$$

Asumiendo un factor de seguridad de 1/2

$$v_b = 0,5 V_a = 0,5 \times 22,77 = 11,4 \text{ cm/seg.}$$

Fijada la velocidad horizontal, podemos calcular la sección transversal:

$$A_t = \frac{Q}{v_b} = \frac{0,050 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,114 \text{ m/seg}} = 0,4385 \text{ m}^2.$$

Calculamos el área superficial:

$$\frac{V_h}{V_s} = \frac{A_s}{A_t}$$

$$A_s = \frac{V_s}{V_h} \times A_t = \frac{11,4}{2,59} \times 0,4385 = 1,93 \text{ m}^2.$$

Dimensionado de la zona de sedimentación: ancho, largo y profundidad.

Ancho (en m)	Largo (en m)	Profundidad (en m)	Relacion L/p
a (asumido)	$L = \frac{A_s}{a}$	$p = \frac{A_t}{a}$	
1,0	1,95	0,45	4,83
0,80	2,40	0,55	4,4
0,60	3,20	0,70	4,6
1,1	1,80	0,40	4,5

$Q = 50 \text{ lts/seg}$ Partículas de 0,01 cm

$$v_s = \frac{(2,65-1) 980 \times (0,01)^2}{18 \times 1,0105 \times 10^{-2}} = 90 \frac{d^2}{\nu}$$

$$= \frac{90 \times 0,01^2 \times 10^2}{1,0105} = 0,89 \text{ cm/seg}$$

$$R = \frac{0,89 \times 0,01}{1,0105 \times 10^{-2}} = 0,88 < 1.$$

Stokes es aplicable y la velocidad de sedimentación es la calculada.

Velocidad de arrastre:

$$v_a = 161 \sqrt{0,01} = 16,1 \text{ cm/seg}$$

asumiendo un factor de seguridad de 0,5

$$v_b = 8 \text{ cm/seg}$$

$$A_t = \frac{0,050}{0,08} = 0,625 \text{ m}^2$$

$$A_s = \frac{8}{0,89} \times 0,625 = 5,62 \text{ m}^2.$$

Ancho (en m)	Largo (en m)	Profundidad (en m)	Relación L:p
a (asumido)	$L = \frac{A_s}{a}$	$p = \frac{A_t}{a}$	
0,80	7,02	0,78	9,0
1,00	5,62	0,625	8,99
1,10	5,10	0,568	8,98
1,20	4,70	0,52	9,03

◆ Ejemplo:

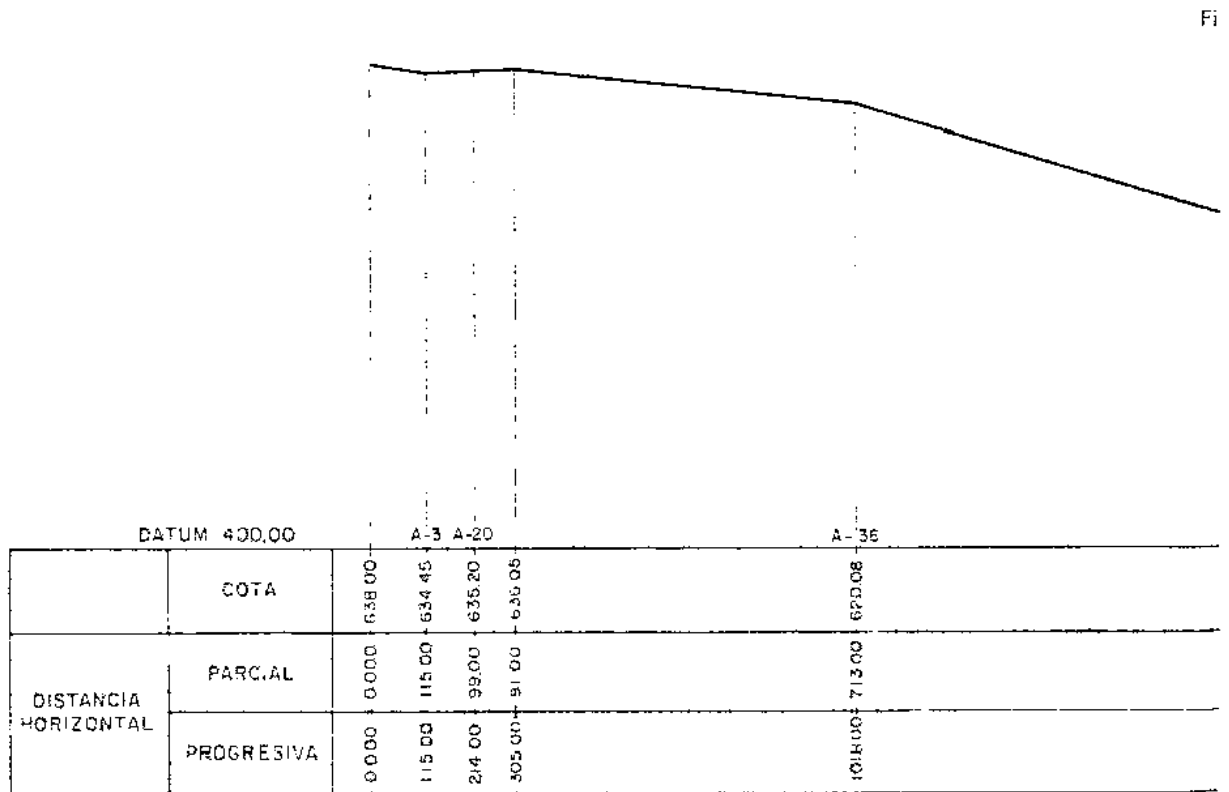
Estudio de dos alternativas de una línea de aducción por gravedad.

Diseñar la línea de aducción del trazado cuyo perfil se muestra en la figura 121.

Estudie varias alternativas, utilizando tuberías clases 150, 200, 250 y 300 o colocando tanquillas rompecargas para restringir el uso de tuberías de alta presión.

El gasto medio es de 180 lts/seg. Los datos de costos se presentan en la tabla siguiente:

Diámetro	COSTOS			
	Clase 150 Bs/m	Clase 200 Bs/m	Clase 250 Bs.m	Clase 300 Bs/m
12"	83,70	89,06	103,47	141,7
14"	95,63	111,00	129,13	163,2
16"	124,44	144,31	165,96	208,5
18"	154,19	162,29	187,69	232,6
20"	195,84	223,61	233,43	287,3



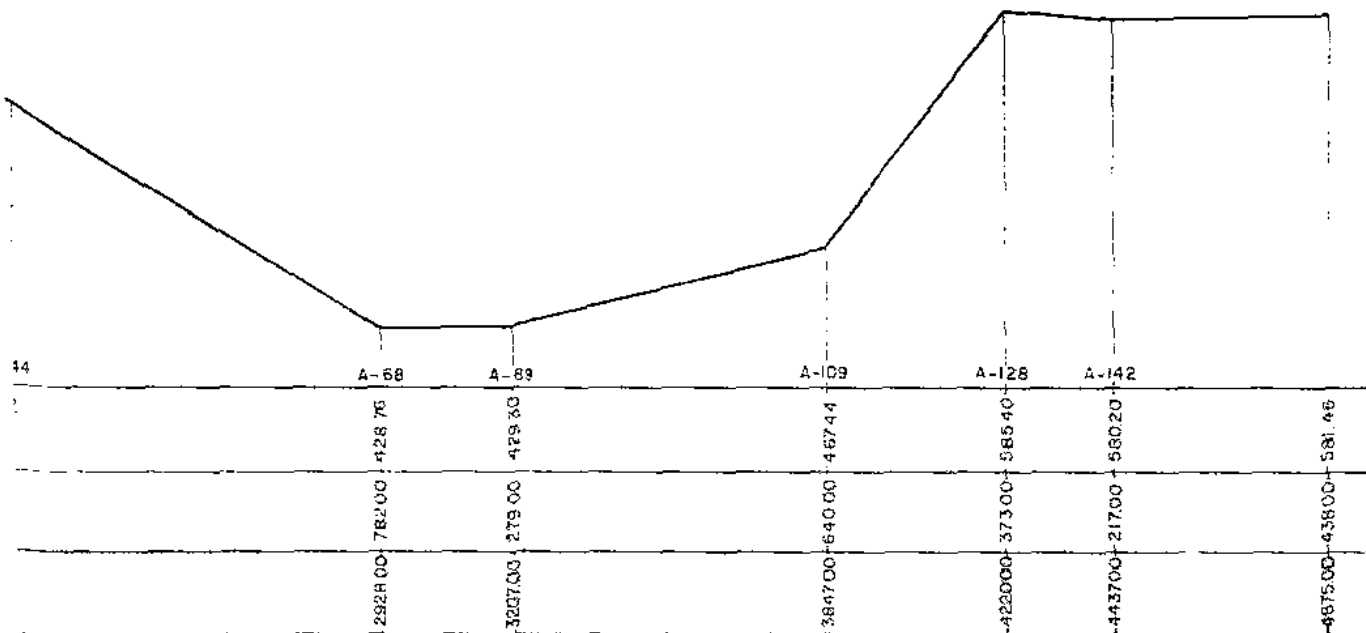
COSTO DE MANO DE OBRA

PESO

Diametro		Costo B/m	Clase	Peso kg/m
12"	Excavacion	8,85	150	84,0
	Colocacion	12,26	200	91,5
	Relleno	4,60	250	98,8
		25,71	300	106,6
14"	Excavacion	9,90	150	105,8
	Colocacion	14,85	200	114,5
	Relleno	6,12	250	123,8
		30,87	300	134,2
16"	Excavacion	10,97	150	128,5
	Colocacion	16,90	200	140,2
	Relleno	6,86	250	151,0
		34,73	300	163,4
18"	Excavacion	12,03	150	153,3
	Colocacion	18,97	200	176,2
	Relleno	7,20	250	190,1
		38,20	300	204,4
20"	Excavacion	13,90	150	181,8
	Colocacion	22,00	200	197,5
	Relleno	8,14	250	213,3
		44,04	300	228,5

NOTA: Transporte 0.20 Bs/ton/km.
Accesorios: estimar 10 por 100 costo de tubería.

Aduccion.



Solución A: Utilizando tuberías clases 150, 200, 250 y 300.

Tramo: *Captación-Desarenador*

$L = 305 \text{ m}$
 $\Delta H = 638,0 - 636,05 = 1,95 \text{ m}$

$\alpha = \frac{1,95}{225^2 \times 1,05 \times 305} = 0^b121$

$\phi 20'' \quad 0^b7032$
 $\phi 18'' \quad 0^b1226$

$x = \frac{0,35}{0,00265} = 132 \text{ m } \phi 20''$

$\phi 20'' \quad L = 132 \text{ m}$
 $\phi 18'' \quad L = 173 \text{ m}$

Desarenador-Estanco

$\Delta H = 636,0 - 581,46 = 54,59$

Asumiendo 3 m de presión

$H \text{ disponible} = 54,59 - 3,0 = 51,59 \text{ m}$
 $L = 4607,4 \text{ m}$

$\alpha = \frac{51,59}{225^2 \times 1,05 \times 4607,4} = 0^b2106$

$\phi 18'' \quad \alpha = 0^b1226$

$\phi 16'' \quad \alpha = 0^b2246$

$x = \frac{51,59 - 0^b2246 \times 4607,4 \times 225^2}{225^2 \times (0^b1226 - 0^b2246)}$

$x = \frac{51,59 - 52,39}{-0,0051637} = 348,6 \text{ m}$

$\phi 18'' \quad L = 348,6 \text{ m}$

$\phi 16'' \quad L = 4,607,4 - 348,6 \text{ m} = 4,258,8 \text{ m}$

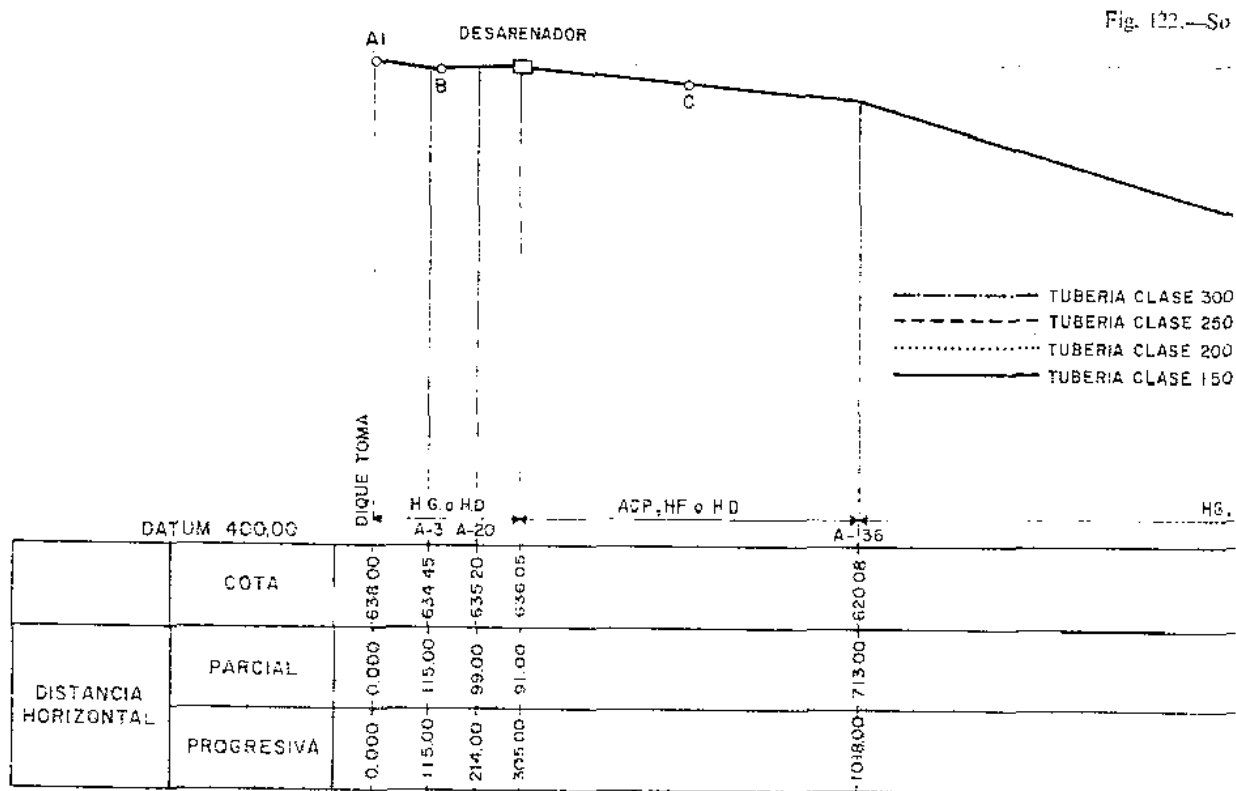
Clases de tubería

CLASE 150

Captación-Desarenador

Toda la tubería es clase 150.

$L = 305 \text{ m}$



Determinación del punto M1. Cota 636,05 - 105 = 531,05.

Tramo A44-M1

$$\Delta H = 540,40 - 531,05 = 9,35$$

$$L_1 = \frac{\Delta H}{\text{sen } \alpha} = \frac{9,35}{0,1413} = \frac{9,35}{0,1413} = 66,2.$$

Longitud del tramo desarenador-M1

$$L = \overline{D - A_{38}} + \overline{A_{36} - A_{44}} + \overline{A_{44} - M1}$$

$$L_2 = 719,3 + 1131,7 + 66,2 = 1917,20 \quad \text{clase 150.}$$

Tramo M6-Estanque

$$L = \overline{M_2 - A_{128}} + \overline{A_{128} - \text{Estanque}}$$

$$\overline{M_6 - A_{128}}$$

$$\Delta H = 585,40 - 531,05 = 54,35$$

$$L_1 = \frac{54,35}{\text{sen } \beta'} = \frac{54,35}{0,3015} = 180,3$$

$$L = 180,3 + 655 = 835,3 \text{ m.}$$

Diámetros correspondientes a la tubería clase 150.

Clase	α	Tramo	Longitud	Progresiva	
150	20°	A1-B	132,0	0	132,0
	18°	B-Des.	173,0	132,0	305,0
	18°	Des-C'	348,6	305,0	653,6
	16°	C-M1	1.568,6	653,6	2.222,2
	16°	M6-Est.	835,3	4.077,1	4.912,4

CLASE 200

Tramo M1-M2

$$\Delta H = 35 \text{ m} \quad L = \frac{35}{\text{sen } \alpha} = 247,7 \text{ m.}$$

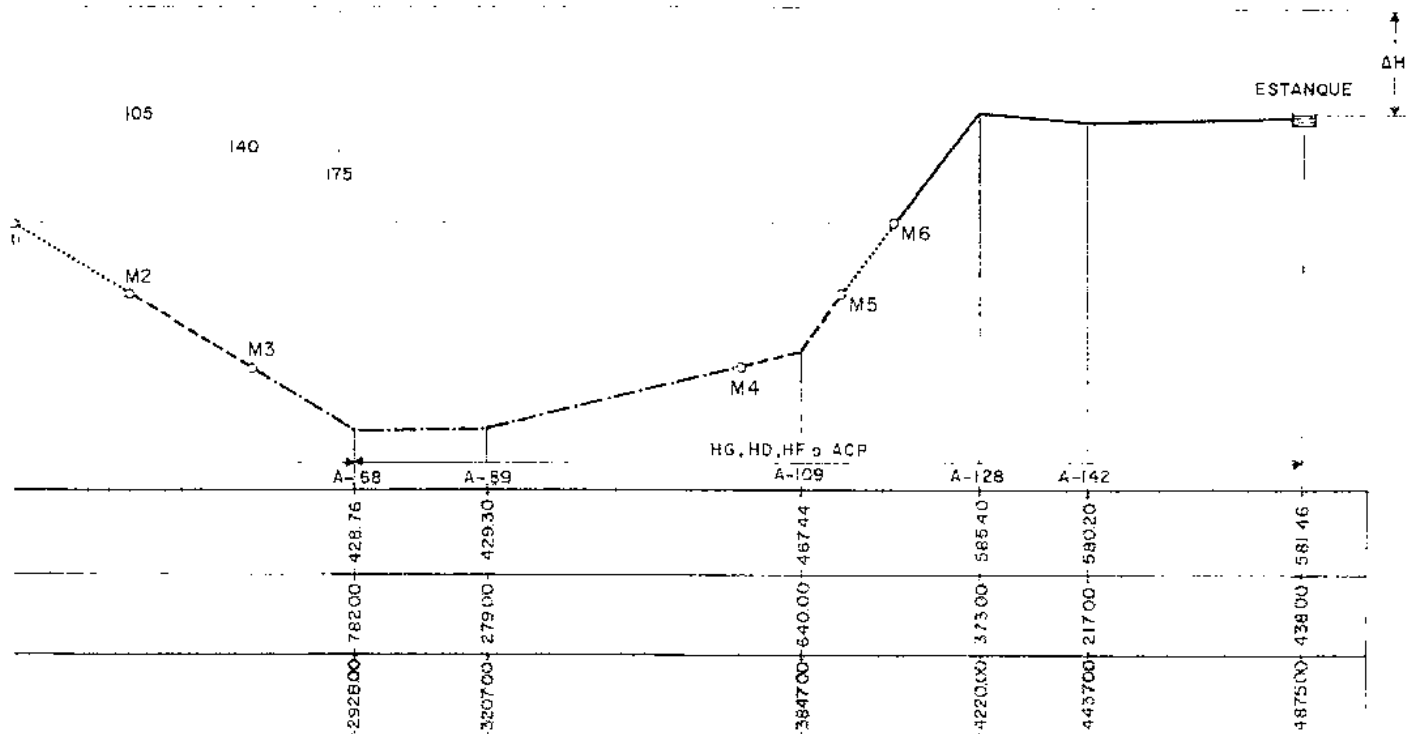
Tramo M5-M6

$$\Delta H = 35 \text{ m} \quad L = \frac{35}{\text{sen } \beta} = 116,1 \text{ m.}$$

DIÁMETROS CORRESPONDIENTES

Clase	ϕ	Tramo	Longitud	Progresiva	
200	16"	M1-M2	247,7	2.222,2	2.469,9
	16"	M5-M6	116,1	3.961,0	4.077,1

cción de la figura 121.



CLASE 250

Tramo M2-M3

$$L = 247.7 \text{ m.}$$

Tramo M4-A109

$$L = \frac{\Delta H}{\text{sen } \alpha'} = \frac{467.44 - 461.05}{0.0595} = 107.4 \text{ m}$$

$$L = 107.4.$$

Tramo A109-M5

$$L = \frac{496.05 - 467.44}{\text{sen } \beta'} = \frac{28.61}{0.3015} = 94.9 \text{ m}$$

DIAMETROS CORRESPONDIENTES

Clase	φ	Tramo	Longitud	Progresiva	
250	16"	M2-M3	247.7	2.469.9	2.717.6
	16"	M4-A109	107.4	3.758.7	3.866.1
	16"	A109-M5	94.9	3.866.1	3.961.0

Clase	Diámetro			Total	Peso ton			Total peso ton
	20"	18"	16"		20"	18"	16"	
150	132	173.0	1.568.6					
		348.6	835.3					
		521.6	2.403.9		24.0	80.0	308.9	
200			247.7					
			116.1					
			363.8				51.0	
250			247.7					
			107.4					
			94.9					
			450.0				68.0	
300			228.5					
			279.0					
			533.6					
			1.041.1				170.0	
Total	132.0	521.6	4.258.8	4.912.4	24.0	80.0	597.9	701.9
				4.912.4				

CLASE 300

Tramo M3-A68

$$L = \frac{461.05 - 428.76}{\text{sen } \omega} = \frac{32.29}{0.1413} = 228.5 \text{ m}$$

Tramo A68-A89

$$L = 279.0 \text{ m}$$

Tramo A89-M4

$$L = 533.6 \text{ m}$$

DIAMETROS CORRESPONDIENTES

Clase	φ	Tramo	Longitud	Progresiva	
300	16"	M3-A68	228.5	2.717.6	2.946.1
	16"	A68-A89	279.0	2.946.1	3.225.1
	16"	A89-M4	533.6	3.225.1	3.758.7

Clase	φ 20"		φ 18"		φ 16"	
	Longitud	Costo Bs	Longitud	Costo	Longitud	Costo
150	138 m	27.025.92	546 m	84.187.74	2.526 m	314.335.44
200	-	-	-	-	384 m	55.415.04
250	-	-	-	-	474 m	78.665.04
300	-	-	-	-	1.092 m	227.682.00
		27.025.92		84.187.74		676.097.52

Total = 787.311.18 Bs.

Agregando 10 por 100 para accesorios

Costo total = 866.042.29 Bs.

COSTOS DE INSTALACION

Diámetro	Longitud	Costo Bs
20"	132.0	5.813.28
18"	521.6	19.925.12
16"	4.258.8	147.908.12
Total	4.912.4	173.646.52

Total de la solución A:

$$\text{Costo} = 35.055 + 866.042,29 + 173.646,52 = 1.074.743,81 \text{ Bs.}$$

Asumiendo una longitud de transporte de 250 km.

Costo de transporte:

$$250 \text{ km} \times 701.9 \times 0.20 \text{ Bs/ton/km} = 35.055 \text{ Bs.}$$

Estimando aproximadamente un 5 por 100 de pérdidas por roturas y considerando la longitud del tubo de 6 m.

ión B:

Estudiamos otra alternativa posible, restringiendo el uso de tuberías a las clases 150, 200 y 250.

Ello impondrá la utilización de tanquillas rompecargas a fin de mantener las presiones dentro de los rangos de trabajo de estas clases de tubería.

La tanquilla rompecarga se ubicará en un sitio con facilidades de acceso y construcción, y a una elevación no mayor que la cota 603.76, para mantener presiones inferiores a 175 m.

Ubicando la tanquilla en el punto T1, de cota 603.76.

El tramo obra de captación-desarenador queda igual que la solución anterior.

Tramo desarenador-tanquilla rompecarga:

$$\Delta H = 636.05 - 603.76 = 32.29 \text{ m}$$

$$L = 951.1 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{32.29}{(225)^2 \times 1.05 \times 951.1} = 0^b 6386 \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi 14'' \alpha_1 = 0^b 4594 \\ \phi 12'' \alpha_2 = 0^b 1017 \end{array} \right.$$

$$x = \frac{32.29 - 0^b 1017 \times 951.1 \times 225^2}{(225)^2 (0^b 4594 - 0^b 1017)} = \frac{32.29 - 48.96}{-0.028} = 595.4 \text{ m}$$

$$\phi 14'' \quad L = 595.4 \text{ m}$$

$$\phi 12'' \quad L = 355.7 \text{ m.}$$

Tramo tanquilla-estanque

$$L = 4.912.4 - 305 - 951.1 = 3.656.3$$

$$\Delta H = 603.76 - 581.46 = 22.30.$$

Asumiendo igual que el caso A, una presión de 3 m

H disponible 19.30

$$\alpha = \frac{19.30}{225^2 \times 1.05 \times 3.656.3} = 0^7 99 \quad \left\{ \begin{array}{l} 20'' \quad \alpha = 0^7 7032 \\ 18'' \quad \alpha = 0^b 1226 \end{array} \right.$$

$$x = \frac{19.30 - 0^b 1226 \times 3.656.3 \times 225^2}{225^2 (0^7 7032 - 0^b 1226)} = \frac{19.3 - 22.6}{-0.002644}$$

$$x = \frac{3.3}{0.002644} = 1248.1 \text{ m} \quad \phi 20''$$

$$L = 3.653.3 - 1.248.1 = 2.408.2 \quad \phi 18''.$$

Clase de tubería:

CLASE 150

Captación-desarenador

Igual que como en la solución A. $L = 305 \text{ m}$.

Desarenador-tanquilla

Toda la tubería es clase 150.

$$L = 951.1 \text{ m.}$$

DIAMETROS CORRESPONDIENTES

Clase	ø	Tramo	Longitud	Progresiva	
150	14	Des-C1	595.4	305.0	900.4
	12	C1-T	355.7	900.4	1.256.1

Tanquilla-Estanque

Clase 150

$$\text{Tanquilla-A44} \quad L = 900 \text{ m}$$

$$\text{A44-M1} \quad \Delta H = 540.4 - 498.76 = 41.64$$

$$L = \frac{41.64}{\text{sen } \omega} = \frac{41.64}{0.1413} = 294.7.$$

DIAMETROS CORRESPONDIENTES

Clase	ø	Tramo	Longitud	Progresiva	
150	20"	T-A44	900	1.256.1	2.156.1
	20"	A44-M1	294.7	2.156.1	2.450.8
	18"	M4-A128	287.3	3.970.0	4.257.3
	18"	A128-Est.	655.0	4.257.3	4.912.3

CLASE 200

Tramo M1-C2

$$L = 348.1 - 247.7 = 53.4$$

$$\text{Cota de C2} = 498.76 - 53.4 \times 0.1413 = 491.21.$$

Tramo C2-M2

$$L = 247.7 - 53.4 = 194.3 \text{ m.}$$

Tramo M3-A109

$$\Delta H = 467.44 - 463.76 = 3.68$$

$$L = \frac{3.68}{0.0595} = 61.9.$$

Tramo A109-M4

$$\Delta H = 498.76 - 467.44 = 31.32$$

$$L = 103.9 \text{ m.}$$

DIAMETROS Y PROGRESIVAS

Clase	ø	Tramo	Longitud	Progresiva	
200	20"	M1-C2	53.4	2.450.8	2.504.2
	18"	C2-M2	194.3	2.504.2	2.698.5
	18"	M3-A109	61.9	3.804.2	3.866.1
	18"	A109-M4	103.9	3.866.1	3.970.0

CLASE 250

Tramo M2-A68

$$L = 247.7.$$

DIAMETROS Y PROGRESIVAS

Clase	φ	Tramo	Longitud	Progresivas	
250	18"	M2-A68	247,7	2.698,5	2.946,2
	18"	A68-A89	279,0	2.946,2	3.225,2
	18"	A89-M3	579,1	3.225,2	3.804,2

PESO

Clase	φ 20"	φ 18"	φ 14"	φ 12"	Ton.
150	241,0	171,0	63,0	30,0	
200	10,5	63,4	-	-	
250	-	210,2	-	-	
300	-	-	-	-	
Total	251,5	444,6	63,0	30,0	

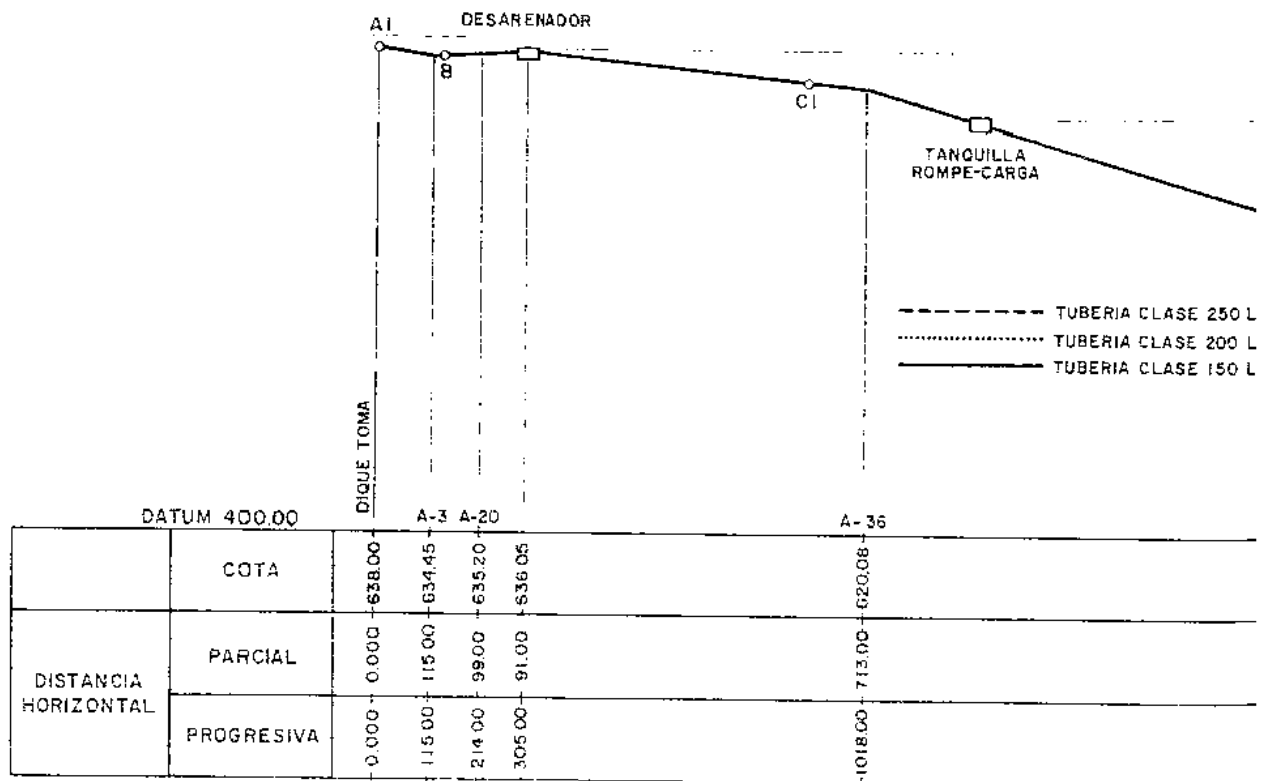
Costo de transporte = $250 \times 789,1 \times 0,20 = 39.455$ Bs.

Considerando 5 por 100 por roturas y tubos de longitud 6 m.

CUADRO RESUMEN

Clase	20"	18"	14"	12"	Total
150	132,0	173,0	595,4	355,7	
	900,0	287,3	-	-	
	294,7	655,0	-	-	
200	1.326,7	1.115,3	595,4	355,7	
	53,4	194,3	-	-	
	-	61,9	-	-	
250	-	103,9	-	-	
	53,4	360,1	-	-	
	-	247,7	-	-	
250	-	279,0	-	-	
	-	579,1	-	-	
	-	1.105,8	-	-	
Total	1.380,1	2.581,2	595,4	355,7	4.912,4

Fig. 123.—Solució





Clase	20"		18"		14"		12"	
	Longitud (m)	Costo (Bs)	Longitud (m)	Costo (Bs)	Longitud (m)	Costo (Bs)	Longitud (m)	Costo (Bs)
150	1.302	272.609,28	1.170	180.402,30	624	59.673,12	372	31.136,40
200	60	13.416,60	378	61.345,62	-	-	-	-
250	-	-	1.164	218.471,16	-	-	-	-
		286.025,88		460.219,08		59.673,12		31.136,40

Total = 837.054,48 Bs.

Agregando 10 por 100 para accesorios costo tubería = 878.907,20 Bs.

Costo total de la solución B:

$$39.455 + 878.907,30 + 186.906,49 = 1.105.268,60 \text{ Bs.}$$

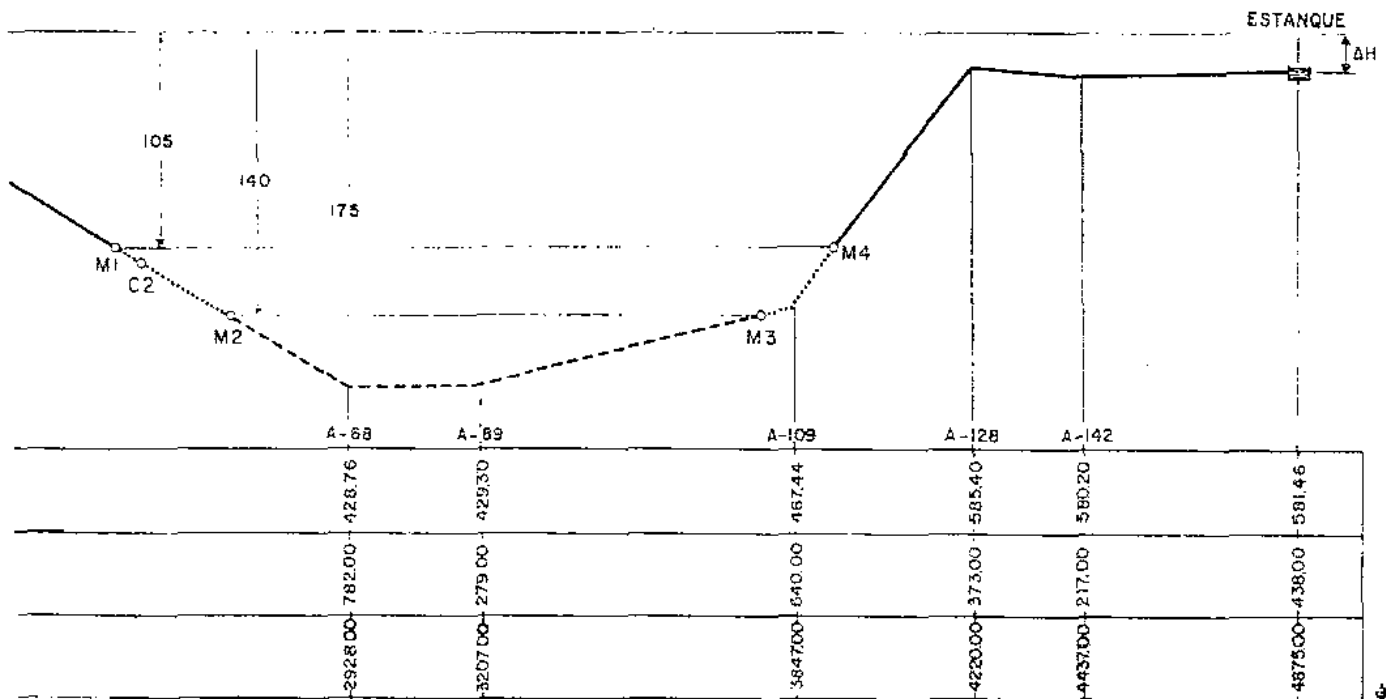
COSTO DE INSTALACION

φ	Longitud	Costo Bs
20"	1.380,1	60.779,60
18"	2.581,2	98.601,84
14"	595,4	18.380,00
12"	355,7	9.145,05
		186.906,49

A esto habrá que agregar el costo de la tanquilla, lo cual hace esta alternativa aún más costosa.

Otra solución utilizando sólo tuberías clases 150 y 200 no sería factible, ya que la ubicación de la tanquilla a la máxima elevación posible (cota 568.76) no permitiría el flujo por gravedad, ya que a lo largo de la línea existen puntos de mayor elevación.

ón de la figura 121.



Líneas de aducción por bombeo

**Criterios para el diseño. Gasto de diseño.
Selección de diámetros. Clases de tubería**

**Análisis comparativo de varias alternativas
de diseño**

Cálculo del golpe de ariete y efectos en la línea de aducción.

**Válvulas de alivio. Chimeneas
de equilibrio. Cámara de aire. Válvulas
de cierre lento**

Obras complementarias en líneas de aducción.

Puentes. Anclajes

Línea de aducción por bombeo

La existencia de fuentes de abastecimiento de agua a elevaciones inferiores a los sitios de consumo, obligará a estudiar alternativas de bombeo que mediante análisis económico permitan la solución más ventajosa. En este capítulo nos limitaremos a considerar las características de diseño de una línea de bombeo directa al estanque de almacenamiento, dejando para otro capítulo la situación de un bombeo contra la red, lo cual constituirá parte del análisis de redes de distribución.

A diferencia de una línea de aducción por gravedad, donde la carga disponible es un criterio lógico de diseño que permite la máxima economía, al elegir diámetros cuyas pérdidas de carga sean máximas; en el caso de aducciones por bombeo, la diferencia de elevación es carga a vencer que va a verse incrementada en función de la selección de diámetros menores y consecuentemente ocasionará mayores costos de equipos y de energía. Por tanto, cuando se tiene que bombear agua mediante una línea directa al estanque de almacenamiento, existirá una relación inversa de costos entre potencia requerida y diámetros de la tubería.

Dentro de estas consideraciones se tendrán dos alternativas extremas: *a)* Diámetros pequeños y equipos de bombeo grandes con lo cual se tiene un costo mínimo para la tubería, pero máximo para los equipos de bombeo y su operación, y *b)* Diámetros grandes y un equipo de bombeo de baja potencia, resultando altos costos para la tubería y bajos para los equipos y su operación. Entre estas dos alternativas extremas, existirá una gama de soluciones de acuerdo a los diferentes diámetros comerciales existentes, de cuyo análisis económico seleccionaremos el más conveniente.

Para este análisis económico determinaremos el costo total capitalizado de varias alternativas preseleccionadas.

CRITERIOS PARA EL DISEÑO

Gasto de diseño

El gasto de diseño de una línea de aducción por bombeo será el correspondiente al consumo máximo diario para el período de diseño. Tomando en cuenta que no resulta aconsejable ni práctico mantener períodos de bombeo de 24 horas diarias, habrá que incrementar el gasto de bombeo de acuerdo a la relación de horas de bombeo, satisfaciendo así las necesidades de la población en las 24 horas.

Por tanto

$$\text{gasto de bombeo} = Q_b = K_1 Q_m \frac{24}{N}$$

K_1 = Factor previamente definido

N = N horas de bombeo

Tomando en cuenta que estamos diseñando para un consumo medio en función de población futura, y que este factor K_1 está afectando el consumo medio de la población, puede considerarse satisfactorio un diseño de una aducción por bombeo prescindiendo de este factor K_1 , y absorbiendo el día de máximo consumo con un aumento en el tiempo de bombeo cuando tal situación ocurra, quedando, por tanto, como gasto de diseño de la línea de bombeo.

$$Q_b = Q_m \frac{24}{N}$$

Generalmente se usa para N un valor no mayor de 16 horas, disminuyendo éste en función de las características de la localidad, principalmente del tamaño de la localidad a abastecer o de si se trata de áreas urbanas o rurales con mayor o menor facilidades de operación y mantenimiento.

De acuerdo al crecimiento poblacional y al desarrollo urbanístico de la Zona, durante el período de diseño se producirán aumentos graduales en los consumos de agua. Esto significa que para un diámetro determinado, las pérdidas de carga aumentarán de acuerdo al aumento del gasto y consecuentemente se incrementarán los costos de operación y mantenimiento de la estación de bombeo (gastos variables). Como quiera que la solución a adoptar será aquella que, satisfaciendo criterios técnicos, resulte la más económica, se procede a graficar gastos (lts/seg) dentro del rango del período de diseño contra pérdidas de carga (m). Figura 124, haciendo luego el análisis económico de un cierto número, 3 ó 4 diámetros preseleccionados, o también, de un mismo diámetro, para encontrar los valores de las pérdidas de carga para diferentes gastos. Y posteriormente, encontrar para cada caso los costos y la capacidad económica de ese diámetro.

Un predimensionado puede hacerse en base a la fórmula de Bresse

$$D = K_2 \sqrt[3]{Q} \quad \text{para } N = 24 \text{ horas.}$$

D = Diámetro en m

Q = Gasto en m³/seg

K₂ = 0.7 - 1.6

para N < 24 horas

$$D = 1.3 \lambda^{1/4} \sqrt[3]{Q}$$

Siendo:

D = Diámetro en m

$$\lambda = \frac{N}{24}$$

Q = Gasto en m³/seg.

N = Número de horas de bombeo

Determinado un diámetro, se escogen 3 ó 4 diámetros en torno al valor de Bresse y se determinan las pérdidas de carga graficándose como en la figura (124).

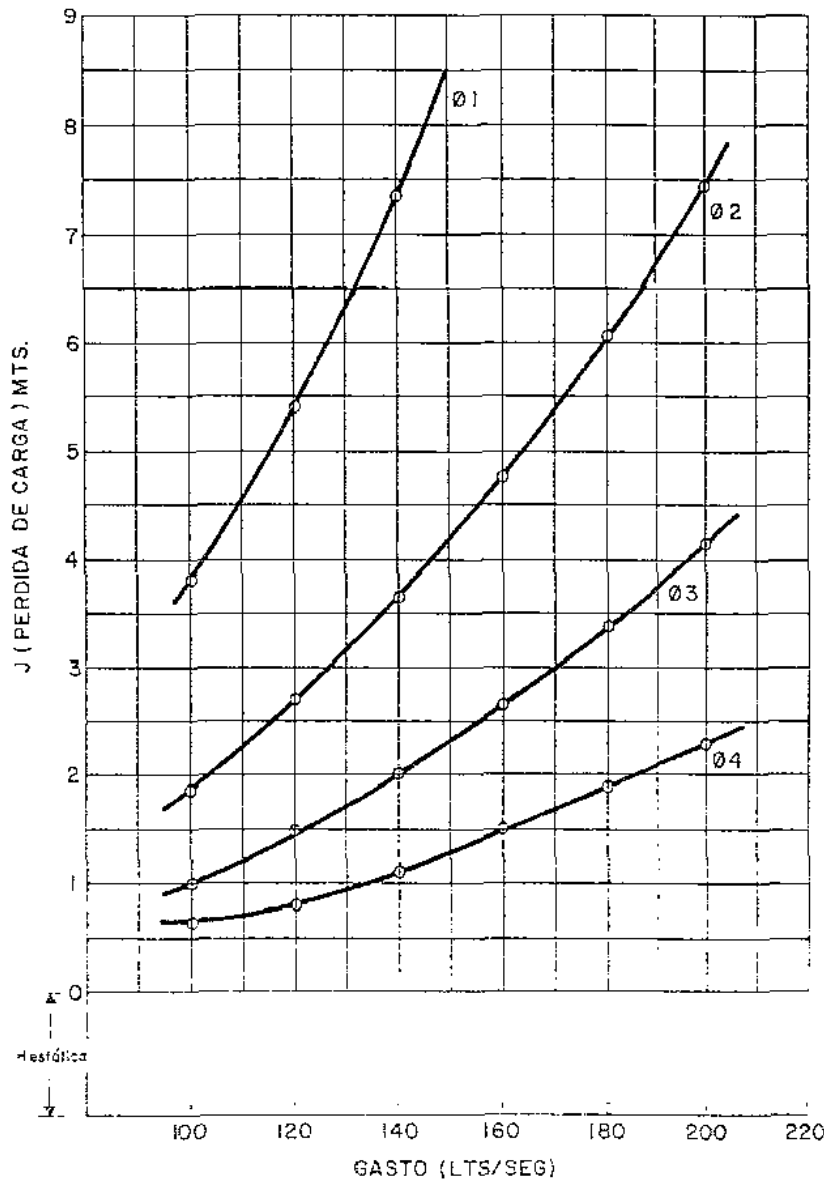


Fig. 124.—Relación Gasto V, pérdida de carga.

Siempre tenidas las pérdidas de carga, podemos determinar para cada caso la potencia requerida para el equipo de bombeo:

$$HP = \frac{QH \rho}{76 \epsilon}$$

Siendo:

HP = Potencia en HP

Q = Gasto en lts/seg

H = Altura dinámica en m

ϵ = Eficiencia

ρ = Densidad del líquido.

Se estiman los costos iniciales para las tuberías y para los equipos de bombeo y el costo de operación y mantenimiento de los equipos y amortización de capital.

Para cada caso se construyen las curvas, correspondiente graficando gastos contra costos (ver figura 125) y se selecciona el de costo mínimo.

Estos análisis han llevado a establecer criterios de diseño para líneas de aducción por bombeo y para redes de distribución, en función de velocidad de flujo, considerada ésta como velocidad económica. En tal sentido, las Normas INOS (6) presentan la tabla que se copia a continuación, como una orientación para el diseño.

CUADRO 36

DIÁMETROS DE TUBERÍAS EN FUNCIÓN DE GASTOS (V. ECONOMICA).

Diámetro		Velocidad máx. m/seg	Q _{max} lts/seg
mm	Pulgadas		
75	3"	0.70	3.05
100	4"	0.75	5.89
150	6"	0.80	14.14
200	8"	0.90	28.27
250	10"	1.00	49.09
300	12"	1.10	77.75
350	14"	1.20	115.45
400	16"	1.25	157.10
450	18"	1.30	206.78
500	20"	1.40	274.90
600	24"	1.60	452.39
750	30"	1.60	729.60

Clases de tuberías

En forma similar a como se determinó para aducciones por gravedad, habrá que determinar las clases de tubería capaces de soportar las presiones de servicio.

Más que un diámetro único, debemos elegir un rango de valores que permita realizar un análisis económico, para ello, la figura 126 nos permite una preselección de 2 ó 3 diámetros para llegar a la solución

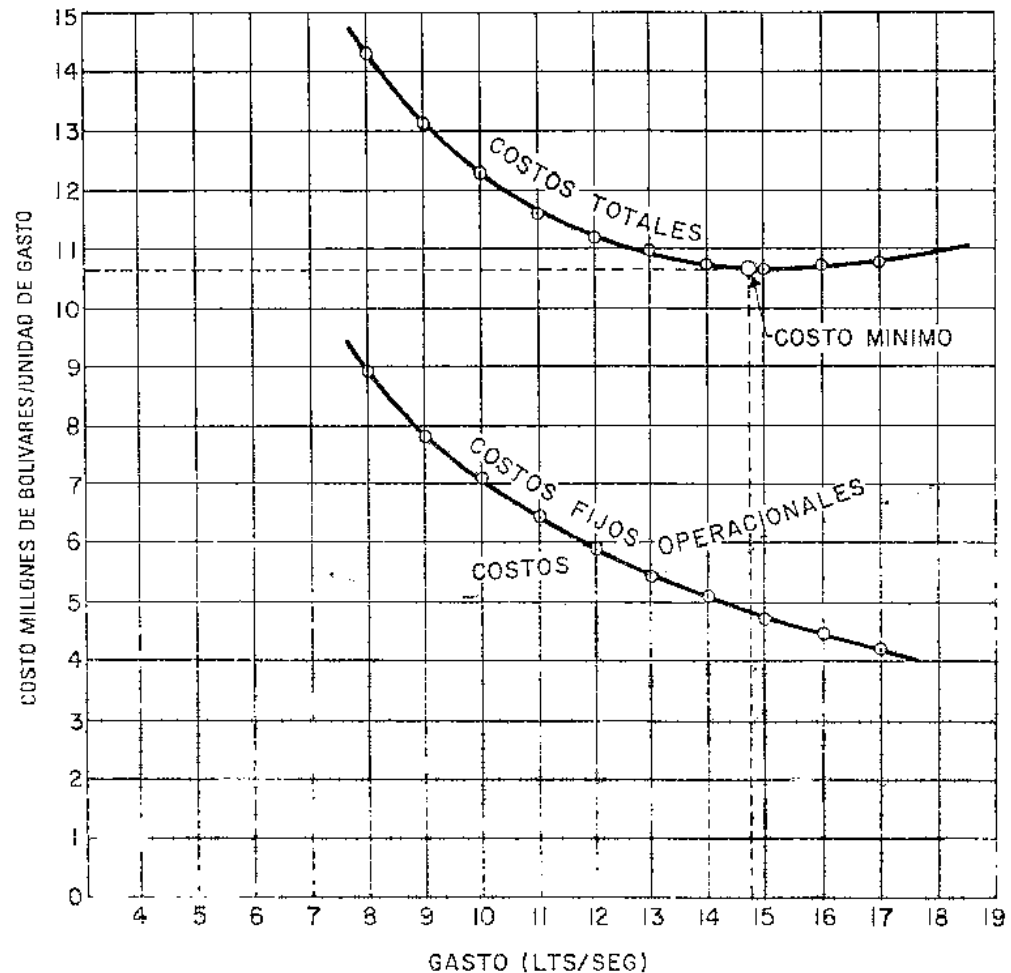


Fig. 125.—Relación Gasto (Q) vs Costos.

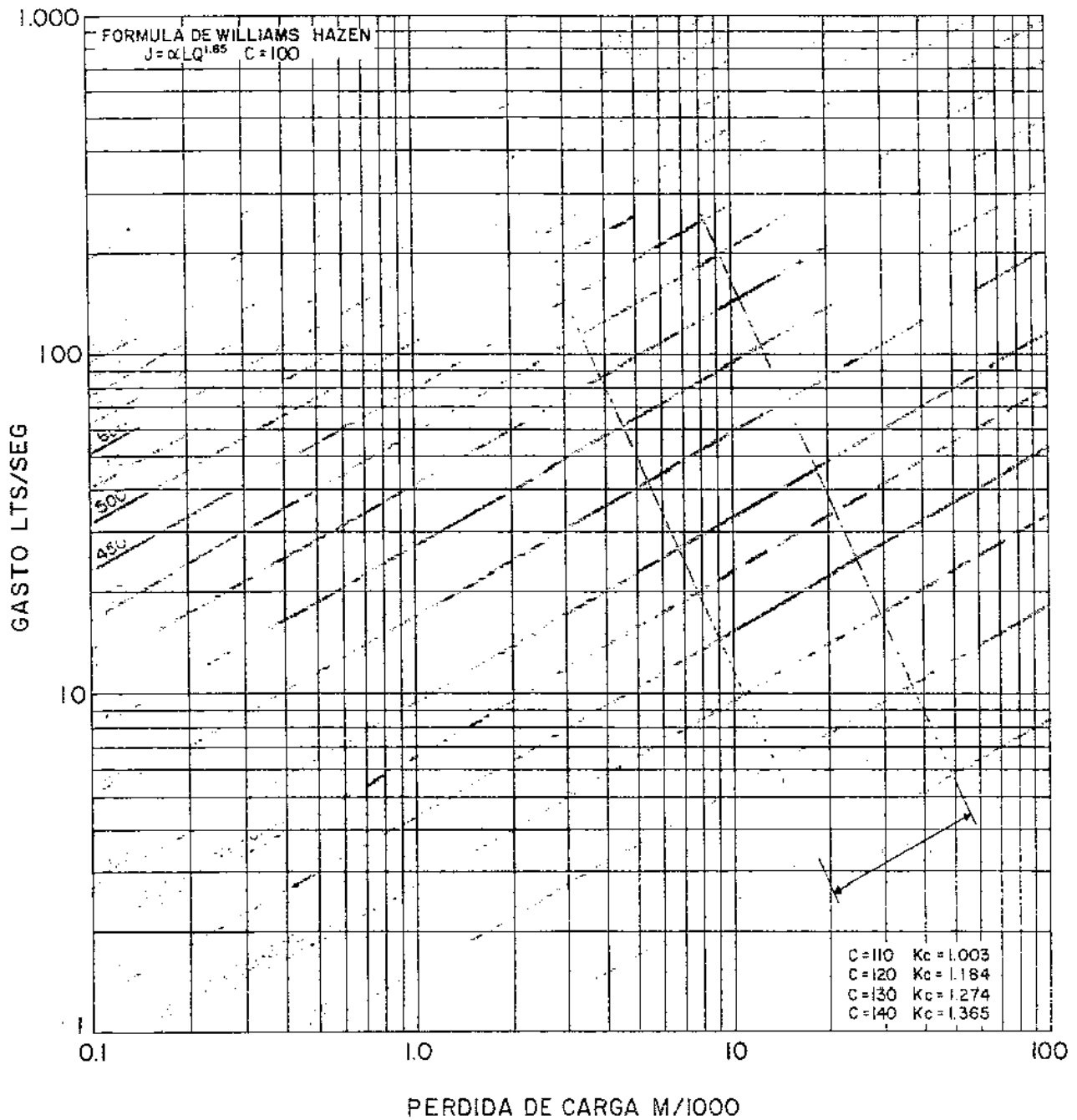


Fig. 126.—Abaco para la selección de diámetros económicos en redes de distribución.
 (Elaborado por S. AROCHA R.)

En la selección de diámetros para una línea de bombeo, la zona de RANGO ECONOMICO de la figura conduce a una pre-selección, al restringir el análisis económico a una o dos alternativas dentro de las cuales invariablemente estará la solución óptima.

La determinación de dicha zona fue hecha mediante un programa en una calculadora HP-41C, considerando tiempo de bombeo entre 8 y 24 horas, tasa de interés de capital al 6.5 % anual sobre una base de 20 años y estimando precios de tubería e instalación; considerándose además factores de economía (amortización anual y factor de valor actual).

conveniente mediante el análisis económico de pocas alternativas.

A continuación se presenta un ejemplo, el cual sólo tiene finalidades docentes y no debe considerarse como un diseño completo, pues en él no se han hecho consideraciones que posteriormente en este capítulo trataremos, como son golpe de ariete, clases de tubería, anclajes, etc., pero que trata de mostrar el criterio de diseño predominante, lo cual es diferente del de una línea de aducción por gravedad.

◆ Ejemplo:

Una localidad se abastece de tres pozos cuyas características se indican a continuación:

Pozo	# 1	# 2	# 3
Diámetro	8"	8"	8"
Nivel estático	19,50	5,50	7,12
Nivel bombeo	45,75	31,00	34,46
Profundidad	62,53	38,00	47,10
Gasto	4,5	2,5	7,00
Cota terreno	174,92	173,44	172,00

Hacer un estudio comparativo adoptando tres soluciones diferentes para la combinación diámetros-equipos de bombeo.

Considere los siguientes costos:

Consumo de combustible. 0,25 lts/H. P./hora
 Costo del combustible .. 0,10 Bs/lts
 Costo del motor 350,00 Bs/H. P.
 Costo de la bomba 150 % costo del motor
 Vida útil de los equipos de bombeo 8 años
 Período de diseño del acueducto 20 años

POZO # 1

$$Q_{\text{bombeo}_1} = \frac{24}{N} Q = \frac{24}{16} \times 4,5 = 1,5 \times 4,5 = 6,75 \text{ lts/seg.}$$

POZO # 2

$$Q_{\text{bombeo}_2} = \frac{24}{N} Q = 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ lts/seg.}$$

POZO # 3

$$Q_{\text{bombeo}_3} = \frac{24}{N} Q = 1,5 \times 7,0 = 10,50 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = 21,00 \text{ lts/seg.}$$

$$H. P. = \frac{Q \cdot H.}{76 E} \quad H = \text{variable}$$

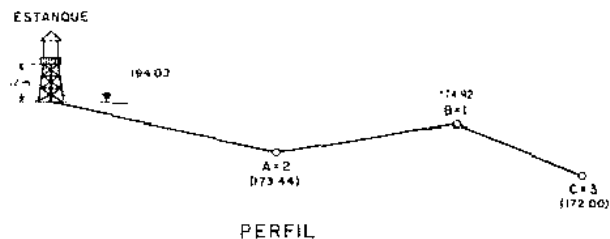


Fig. 127.—Perfil y planta de la aducción del ejemplo anterior.

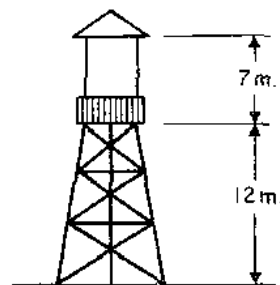


Fig. 127 a).—Cuerpo del estanque.

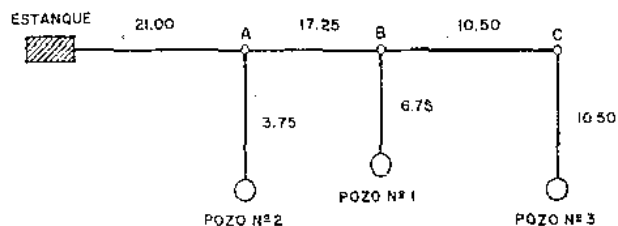


Fig. 128.—Gastos de bombeo en la línea de aducción.

SELECCION DE DIAMETROS

Tramo 3-C	$Q = 10,50 \text{ lts/seg}$	$\phi = 6''$
Tramo C-B	$Q = 10,50 \text{ lts/seg}$	$\phi = 6''$
Tramo 1-B	$Q = 6,75 \text{ lts/seg}$	$\phi = 6'' - 4''$
Tramo B-A	$Q = 17,25 \text{ lts/seg}$	$\phi = 6''$
Tramo 2-A	$Q = 3,75 \text{ lts/seg}$	$\phi = 4'' + 3''$

PERDIDAS DE CARGA DESDE EL POZO # 3 HASTA EL PUNTO A: (C = 140)

Tramo	ϕ (")	α	L (m)	αL	Q (lit/seg)	Q^2	J (m)
# 3-C	6"	0^32034	30	0.0006093	10,50	110,25	0,067
C-B	6"	0^32034	500	0.010155	10,50	110,25	1,120
# 1-B	4"	0^31640	15	0.002160	6,75	45,56	0,112
B-A	6"	0^32034	850	0.017264	17,25	297,56	5,137
# 2-A	3"	0^37217	45	0.032477	3,75	14,06	0,456

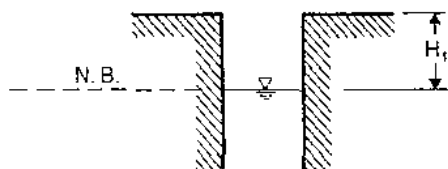
Hay una parte de la tubería A-Est. que mide 65.00 m y es de H. G., el resto es de A. C. P.

ANALISIS DEL TRAMO A-EST PARA 4", 6", 8" y 10"
DETERMINACION DE LA PRESION DINAMICA PARA CADA POZO

Tramo	ϕ	α	L	αL	Q	Q^2	J	ΣJ
A-EST (A. C. P.)	4"	0^31640	6660	1.090	21,00	441	480,7	489,43 *
A-EST (H. G.)	4"	0^33054	65	0.0198	21,00	441	8,73	
A-EST (A. C. P.)	6"	0^42031	6660	0.135	21,00	441	59,5	60,58
A-EST (H. G.)	6"	0^43782	65	0.00246	21,00	441	1,084	
A-EST (A. C. P.)	8"	0^54590	6660	0.0306	21,00	441	13,5	13,74
A-EST (H. G.)	8"	0^58547	65	0.000555	21,00	441	0,244	
A-EST (A. C. P.)	10"	0^51420	6660	0.00945	21,00	441	4,16	4,24
A-EST (H. G.)	10"	0^52645	65	0.000172	21,00	441	0,076	

* Se desecha este caso, ya que las pérdidas de carga son exageradamente altas.

POZO # 2



$$H_1 = \text{Cota de terreno-nivel de bombeo} = 173,44 - 31,00 = 142,44 \text{ m}$$

$$H_2 = (\text{Cota estanque} + 12 + 7 + 5) - \text{Cota pozo \# 2}$$

$$H_2 = 194,00 + 12,00 + 7,00 + 5,00 - 173,44 = 44,56 \text{ m}$$

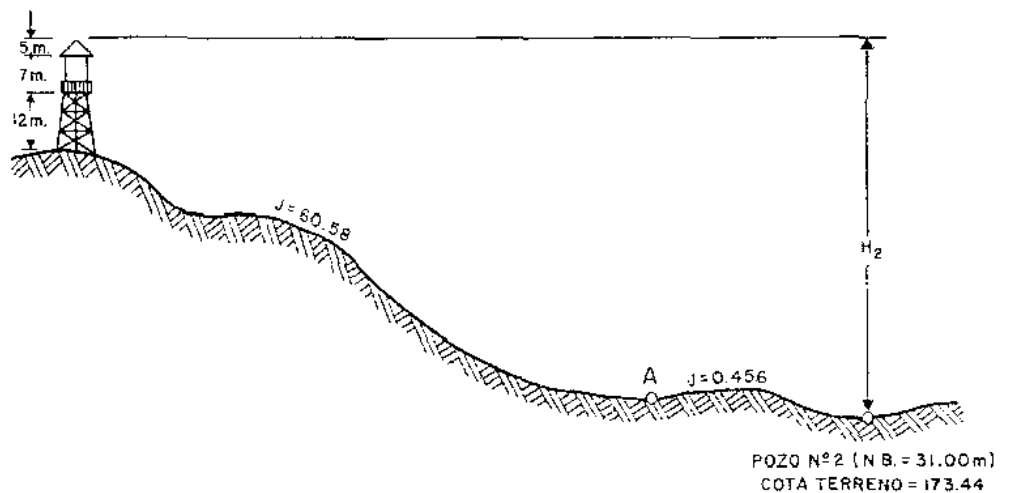


Fig. 129.—Perfil de la línea de bombeo desde el pozo núm. 2.

φ	Tramo	ΔH	J	Presión dinámica		Carga dinámica bomba
6"	# 2-A	0	0,456	105,60	105,14	136,60
	A-EST	44,56	60,58	105,14	5,00	
8"	# 2-A	0	0,456	58,75	58,29	89,75
	A-EST	44,56	13,74	58,29	5,00	
10"	# 2-A	0	0,456	49,27	48,81	80,27
	A-EST	44,56	4,24	48,81	5,00	

$$p_A = \text{Cota } \# 2 - (\text{Cota est} + 12,00 + 7,00 + 5,00) - 60,58 = 105,14$$

$$p_{\#2} = p_A + 0,456 = 105,60 \quad H = p_{\#2} + N_B$$

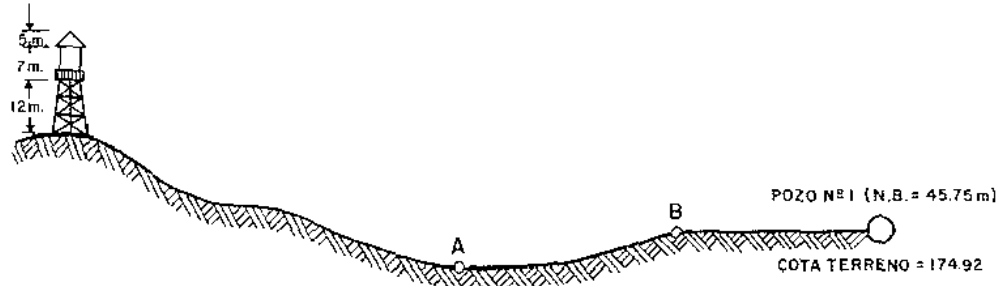


Fig. 130.—Perfil de la línea de bombeo desde el pozo núm. 1.

POZO # 1

φ	Tramo	ΔH	J	Presión dinámica		Carga dinámica bomba
6"	# 1-B	0	0,112	108,91	108,78	$p_1 + N. B. = 154,66$
	B-A	1,48	5,137	108,78	105,04	
	A-EST	20,56	60,58	105,04	5,00	
8"	# 1-B	0	0,112	62,07	61,96	$p_1 + N. B. = 107,82$
	B-A	1,48	5,137	61,96	58,30	
	A-EST	20,56	13,74	58,30	5,00	
10"	# 1-B	0	0,112	52,57	52,46	$p_1 + N. B. = 98,32$
	B-A	1,48	5,137	52,46	48,80	
	A-EST	20,56	4,24	48,80	5,00	

$$\begin{cases}
 p_1 = \Delta e_{\Delta} + \Delta A_{EST} + 12 + 5 + 7 + J = -1,48 + 20,56 + 12 + 5 + 7 + 0,112 + 5,137 + 60,58 = 108,91 \\
 p_B = p_1 - J = 108,91 - 0,112 = 108,78 \\
 p_A = p_B + \Delta e_{\Delta} - J = 108,78 + 1,48 - 5,137 = 105,04 \\
 p_{EST} = 105,04 - 20,56 - 12 - 5 - 7 - 60,58 + 5 = 5
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 p_1 = -1,48 + 20,56 + 12 + 5 + 7 + 0,112 + 5,137 + 13,74 = 62,07 \\
 p_B = 62,07 - 0,112 = 61,96 \\
 p_A = 61,96 + 1,48 - 5,137 = 58,30 \\
 p_{EST} = 58,30 - 20,56 - 12 - 5 - 7 - 13,74 + 5 = 5
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 p_1 = -1,48 + 20,56 + 12 + 5 + 7 + 0,112 + 5,137 + 4,24 = 52,57 \\
 p_B = 52,57 - 0,112 = 52,46 \\
 p_A = 52,46 + 1,48 - 5,137 = 48,80 \\
 p_{EST} = 48,80 - 20,56 - 12 - 5 - 7 - 4,24 + 5 = 5,00
 \end{cases}$$

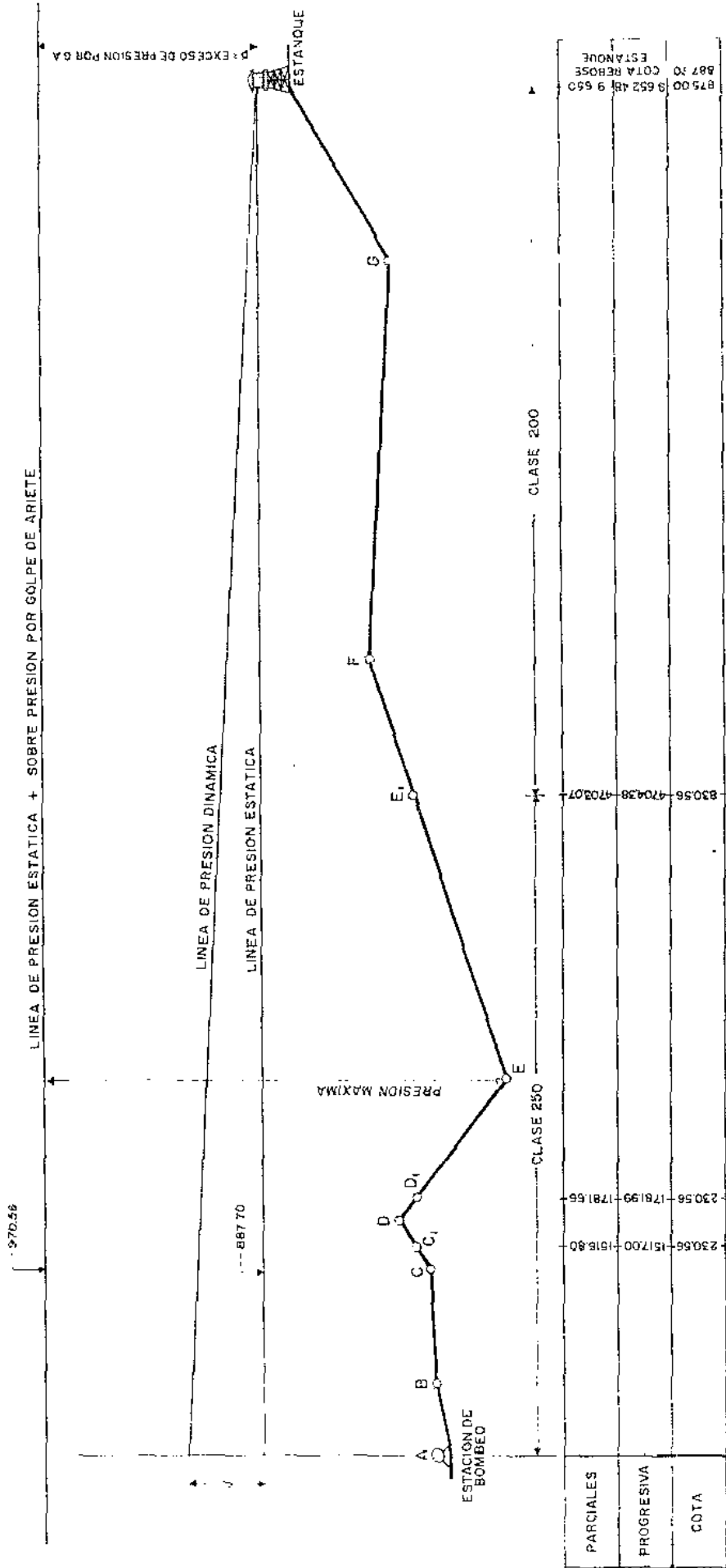
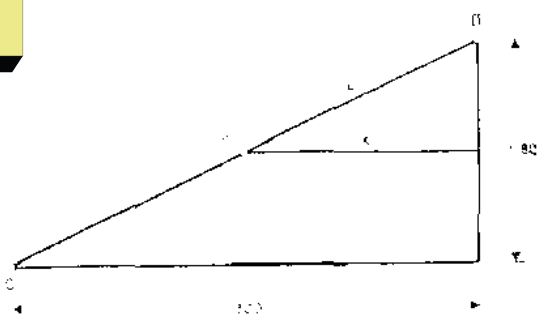


Fig. 134. ---Esquema de la aducción y las líneas de carga estática, dinámica y exceso de presión por golpe de ariete.



Luego se usará tubería clase 250 desde la descarga de la bomba hasta el punto E1, de cota 830.56; a partir de E1 hasta el estanque se usará tubería clase 200. ♦

Es conveniente utilizar alguno de los elementos propuestos para reducir el exceso de presión, mediante una válvula de alivio y válvulas de cierre lento.

Si suponemos un tiempo cerrado de 40 segundos se tendrá que la onda de presión será reducida al ser t mayor que el tiempo crítico.

Este exceso de presión puede ser calculado utilizando la gráfica de Allievi.

$$N = \frac{V_w \times T_v}{2L} = \frac{992,5 \times 40}{2 \times 9.652,58} = 2,06$$

$$K = \frac{V_w \times V_0}{2g H_0} = \frac{992,5 \times 0,83}{2 \times 9,81 \times 97,5} = 0,43$$

De la gráfica 133 obtenemos

$$\frac{H_0 + Y}{H_0} = 1,20$$

por tanto, $Y = 19,5$ m, lo cual representa el exceso de presión que se provocaría, sobre la carga estática, cuando al utilizar válvulas de cierre lento, dicho cerrado se efectúe en un tiempo de 40 segundos.

A fin de disminuir la presión por golpe de ariete, se emplean algunos dispositivos especiales tales como:

- a) Válvulas de alivio
- b) Chimeneas de equilibrio
- c) Cámaras de aire
- d) Válvulas de cierre lento

a) Válvulas de alivio

Las válvulas de alivio se instalan generalmente en derivación, con salida a descarga libre en el sitio de la

estación de bombeo. Son válvulas que operan con resortes e indudablemente están sujetas a daños como todo dispositivo mecánico.

El funcionamiento de una válvula de alivio puede señalarse de la manera más sencilla mediante el corte esquemático de la figura 135.

Al aumentar la presión de entrada, la fuerza que se produce en la parte inferior del diafragma vence la fuerza del resorte, abriéndose consecuentemente la válvula piloto. Al abrirse la válvula piloto, el elemento básico se abre permitiendo el escape de cierta cantidad de agua y disminuyendo la presión en la tubería. La posición del tornillo de graduación determina la presión a la cual se abrirá el elemento básico (31).

El cierre del elemento básico, que interesa sea lento para aminorar el golpe de ariete, puede lograrse mediante la estrangulación; cuando mayor sea la estrangulación más tiempo se necesitará para alcanzar la presión P_e en el cilindro del elemento básico y, por tanto, tardará más en cerrarse.

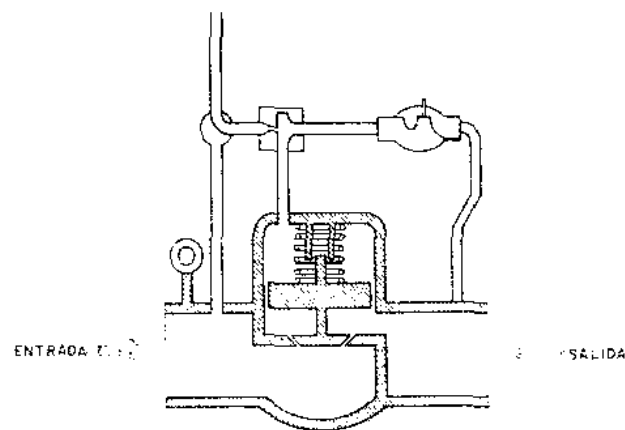
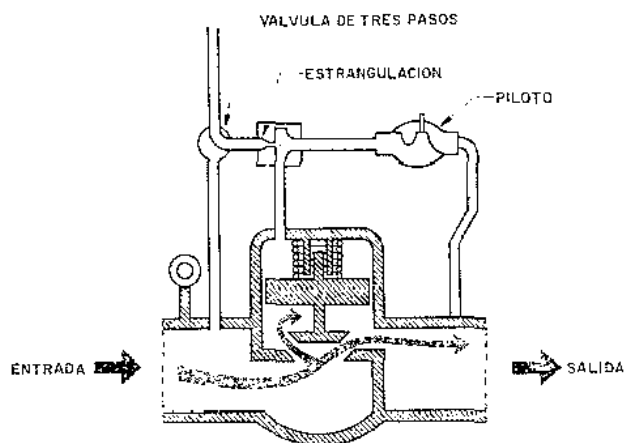


Fig. 135.a) y b).—Corte esquemático funcionamiento de válvula de alivio.

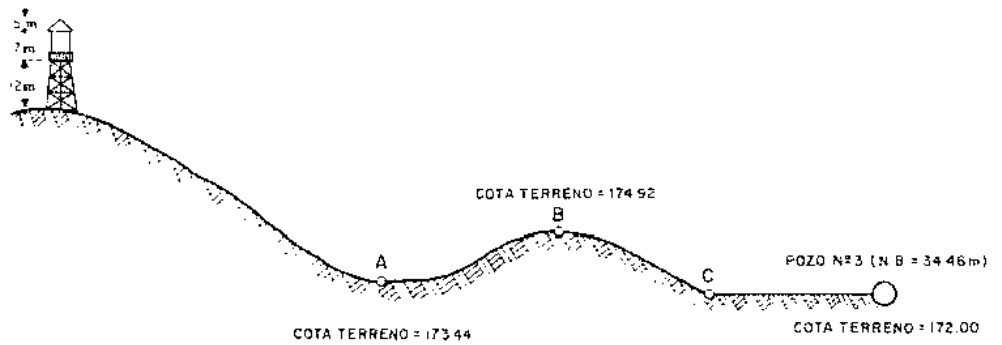


Fig. 131.—Perfil de la línea de bombeo desde el pozo núm. 3.

POZO # 3

ø	Tramo	ΔH	J	Presión dinámica		Carga dinámica bomba
6"	# 3-C	0	0,067	112,90	112,84	$P_{\#3} + N. B. = 147,36$
	C-B	2,92	1,120	112,84	108,80	
	B-A	1,48	5,137	108,80	105,14	
	A-EST	20,56	60,58	105,14	5,00	
8"	# 3-C	0	0,067	66,06	66,00	$P_{\#3} + N. B. = 100,52$
	C-B	2,92	1,120	66,00	61,96	
	B-A	1,48	5,137	61,96	58,30	
	A-EST	20,56	13,74	58,30	5,00	
10"	# 3-C	0	0,067	56,56	56,49	$P_{\#3} + N. B. = 91,02$
	C-B	2,92	1,120	56,49	52,45	
	B-A	1,48	5,137	52,45	48,79	
	A-EST	20,56	4,24	48,79	5,00	

$\Delta Cota \text{ C-EST}$

$$\begin{cases}
 P_3 = 2,92 - 1,48 + 20,56 + 12,00 + 7,00 + 5,00 + 0,067 + 1,12 + 5,137 + 60,58 = 112,90 \\
 P_C = 112,90 - 0,067 = 112,84 \\
 P_B = 112,84 - 2,92 - 1,12 = 108,80 \\
 P_A = 108,80 + 1,48 - 5,137 = 105,14 \\
 P_{EST} = 105,14 - 20,56 - 60,58 - 12,00 - 7,00 - 5,00 + 5,00 = 5,00
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 P_3 = 2,92 - 1,48 + 20,56 + 12,00 + 7,00 + 5,00 + 0,067 + 1,12 + 5,137 + 13,74 = 66,06 \\
 P_C = 66,06 - 0,067 = 66,00 \\
 P_B = 66,00 - 2,92 - 1,12 = 61,96 \\
 P_A = 61,96 + 1,48 - 5,137 = 58,30 \\
 P_{EST} = 58,30 - 20,56 - 13,74 - 12,00 - 7,00 - 5,00 + 5,00 = 5,00
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 P_3 = 2,92 - 1,48 + 20,56 + 12,00 + 7,00 + 5,00 + 0,067 + 1,12 - 5,137 + 4,24 = 56,56 \\
 P_C = 56,56 - 0,067 = 56,49 \\
 P_B = 56,49 - 2,92 - 1,12 = 52,45 \\
 P_A = 52,45 + 1,48 - 5,137 = 48,79 \\
 P_{EST} = 48,79 - 20,56 - 4,24 - 12,00 - 7,00 - 5,00 + 5,00 = 5,00
 \end{cases}$$

CARGA DINAMICA

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	154,66	107,82	98,32
# 2	136,60	89,75	80,27
# 3	147,36	100,52	91,02

$$\text{Potencia (H. P.): } H. P. = \frac{Q \times H}{76 \times \varepsilon}$$

H = carga dinámica
 ε = eficiencia = 70 %
 $Q_1 = 6,75$ lts/seg
 $Q_2 = 3,75$ lts/seg
 $Q_3 = 10,50$ lts/seg

POTENCIA

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	19,60	13,62	12,45
# 2	9,65	6,32	5,65
# 3	29,20	20,60	18,00

CONSUMO DE COMBUSTIBLE POR HORA (lts/hora)

$$\text{Consumo} = 0,25 \text{ lts/H. P./hora}$$

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	4,90	3,42	3,11
# 2	2,41	1,58	1,41
# 3	7,30	5,15	4,50

COSTO DE COMBUSTIBLE Bs/día

$$\text{Costo} = 0,10 \text{ Bs/lts} \times X \text{ lts/hora} \times N \text{ horas} \quad N = 16 \text{ horas}$$

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	7,84	5,46	4,96
# 2	3,85	2,53	2,25
# 3	11,68	8,23	7,20

COSTO INICIAL DE EQUIPOS DE BOMBEO (8 AÑOS)

Costo del motor = 350 Bs/H. P.
 Costo de la bomba = 1,5 costo del motor

BOMBA (Bs)

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	6,850	47,80	43,50
# 2	3,380	22,20	19,80
# 3	10,200	72,40	63,00

MOTOR (Bs)

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	10,300	71,80	65,20
# 2	5,080	33,20	29,70
# 3	15,300	108,50	94,50

COSTO INICIAL DEL EQUIPO (Bs.)

$$(\text{Costo motor} + \text{Costo bomba}) \times \frac{20 \text{ años}}{8 \text{ años}}$$

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	43,300	29,800	27,200
# 2	21,200	13,850	12,400
# 3	63,800	45,200	39,400

COSTO DE INSTALACION DE EQUIPOS (Bs)

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	2,000	2,000	2,000
# 2	2,000	2,000	2,000
# 3	2,000	2,000	2,000

COSTO COMBUSTIBLE TOTAL (20 AÑOS) (Bs)

$$\text{Costo} = \text{Costo Bs/día} \times \frac{365 \text{ días}}{1 \text{ año}} \times 20 \text{ años}$$

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	57,400	39,900	36,200
# 2	28,200	18,500	16,500
# 3	85,500	60,000	52,700

COSTO TOTAL DE LOS EQUIPOS (20 AÑOS) Bs.

Pozo \ ø	6"	8"	10"
# 1	102,700	71,700	65,400
# 2	51,400	34,350	30,900
# 3	151,300	107,200	99,100

COSTO DE TUBERIA (TRAMO COMUN)

Tramo	Longitud	φ	Material	Costo instal. Bs/ml	Costo total Bs
* 3-C	30,00	6"	H. F.	5,58	167,40
C-B	500,00	6"	H. F.	5,58	2.790,00
B-A	850,00	6"	H. F.	5,58	4.743,00
* 2-A	45,00	3"	H. F.	3,09	139,05
* 1-B	15,00	4"	H. F.	3,92	58,80

Total = 7.898,25

Costo total	=	7.898,25
Clase → 10 %	=	789,83
Transporte → 10 %	=	789,83
Otros → 10 %	=	789,83
		<u>Bs 10.267,74</u>

COSTO DE EXCAVACION Y RELLENO

Longitud	φ	Costo Bs/ml	Total (Bs.)
(30 + 500 + 850) 1.380	6"	(4,45 + 2,65) 7,10	9.798,00
45	3"	(3,20 + 1,97) 5,17	232,65
15	4"	(3,36 + 2,04) 5,40	81,00

Total = Bs 10.111,65

Total tramo común = 10.267,74 + 10.111,65 = Bs 20.379,39

COSTO DE TUBERIA (TRAMO A-EST.)

φ	Longitud	Material	Costo Bs/ml	Total
6"	6.585	A. C. P.	5,05	33.254,25
6"	65	H. G.	11,84	769,60

Bs 34.023,85

El costo de excavación y relleno es:

φ	Longitud	Costo Bs/ml	Total
6"	6.585	7,10	46.753,50

Costo total	=	Bs 34.023,85
Exc. y relleno	=	Bs 46.753,50
(10 %) Clase	=	Bs 3.402,39
(10 %) Transporte	=	Bs 3.402,39
(10 %) Otros	=	Bs 3.402,39
		<u>Total (φ = 6") = Bs 90.984,52</u>

φ	Longitud	Material	Costo Bs/ml	Total
8"	6.585	A. C. P.	6,58	43.329,30
8"	65	H. G.	14,01	910,65

Total = Bs 44.239,95
(10 %) Clase = Bs 4.424,00
(10 %) Transp. = Bs 4.424,00
(10 %) Otros = Bs 4.424,00

Excavación y relleno = 6.585 ml × 5,17 Bs/ml = Bs 34.044,43

Total (φ = 8") = Bs 91.556,38

φ	Longitud	Material	Costo Bs/ml	Total
10"	6.585	A. C. P.	9,58*	63.084,30
10"	65	H. G.	18,30	1.189,50

Total = Bs 64.273,80
(10 %) Clase = Bs 6.427,38
(10 %) Transp. = Bs 6.427,38
(10 %) Otros = Bs 6.427,38

Excavación y relleno = 6.585 ml × 5,40 Bs/ml = Bs 35.559,00

Total (φ = 10") = Bs 119.114,94

CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS Y SELECCION DE φ MAS ECONOMICO

Costo total equipos	φ 6"	φ 8"	φ 10"
Pozo # 1	102.700	71.700	65.400
Pozo # 2	51.400	34.350	30.900
Pozo # 3	151.300	107.200	99.100
Costo total tubería (Tramo común)	20.379,39	20.379,39	20.379,39
Costo total tubería (Tramo A-Est.)	90.984,52	91.556,38	119.114,94

Bs.: 416.763,91 325.185,77 334.894,33

Se adopta la solución con φ = 8".

Este análisis económico, en base al costo total capitalizado, nos conduce a seleccionar la tubería de φ 8" como la solución más económica. ♦

En estos casos de líneas de bombeo, las cuales están sujetas a paradas e interrupciones bruscas, se requiere previamente la determinación de sobrepresiones provocadas por la onda cíclica de presión o golpe de ariete, a fin de determinar los excesos de presión y las previsiones a tomar para estos casos.

Además de la necesidad de seleccionar tuberías capaces de las presiones dinámicas y excesos de presión por golpe de ariete, en líneas de bombeo pueden requerirse chimeneas de equilibrio y válvulas especiales de alivio que amortigüen estos efectos periódicos por interrupción repentina de la corriente de agua.

El fenómeno conocido como golpe de ariete es particularmente observable (aunque no el único), cuando en una línea de bombeo se interrumpe súbitamente la energía que propulsa la columna de agua. Este efecto genera una presión interna a todo lo largo de la tubería, la cual es recibida en su interior y en el de las demás instalaciones como un impacto. La determinación gráfica y analítica de este fenómeno es bastante laboriosa y, en este texto, sólo referimos una discusión sencilla y práctica sobre el efecto y las medidas preventivas en las líneas de aducción.

La columna de agua circulando a determinada velocidad posee una cierta cantidad de energía cinética que debe ser disipada al interrumpirse bruscamente el flujo. Si la tubería fuese completamente rígida, la única forma de disipar esta energía sería por compresión de la columna de agua. Tomando en cuenta que la tubería posee cierto grado de elasticidad, parte de la energía de velocidad será utilizada en ensanchar la tubería y el resto se transformará en energía potencial de compresión sobre el agua.

Al cerrar instantáneamente o parar el equipo de bombeo, la compresión del agua y expansión de la tubería comienzan en el punto de cierre, transmitiéndose hacia arriba a una velocidad determinada, conocida como velocidad de la onda de presión.

Cuando la onda de presión llega al extremo superior de la tubería, la totalidad de la columna de agua ha sido comprimida, la tubería se ha expandido en toda su longitud y la velocidad reducida a cero. Por tanto, la energía cinética se ha transformado en energía potencial, y el agua y la tubería han sido deformados elásticamente.

Esta condición de energía potencial almacenada es inestable, y debido a que el agua en la tubería se encuentra ahora a una presión superior a la del depósito, ésta comenzará a fluir en dirección contraria.

Este fenómeno se repite al volver la tubería a su forma original y una nueva onda de presión se produce.

Al reducir a cero la velocidad de circulación del agua, el aumento de presión P en la tubería, como consecuencia del cambio de energía cinética a energía potencial, se representa por:

$$p = M \frac{\delta v}{\delta t}$$

Siendo:

M = Masa de agua

$\frac{\delta v}{\delta t}$ = disminución de velocidad en un tiempo t

el tiempo requerido para que la onda de presión regrese a la válvula es

$$t_c = \frac{2L}{V_w}$$

L = Longitud de tubería

V_w = Velocidad de la onda de propagación.

Si el tiempo de cerrado de la válvula es menor que el tiempo de ida y regreso de la onda de presión (tiempo crítico), la presión irá aumentando hasta el cierre completo de la válvula y dicho valor resultará igual a un cierre instantáneo.

En cambio si t es mayor que t_c , las primeras ondas de presión regresan como ondas de baja presión y tienden a disminuir el aumento de presión en la relación

$$a = \frac{t_c}{t}$$

La presión p para un tiempo de cerrado t menor o igual que el tiempo crítico ($t_c = 2L/V_w$), puede determinarse así: la energía cinética del agua en la tubería es:

$$\text{Energía cinética} = \frac{1}{2} M V_w^2$$

$$M = \frac{\omega}{g} \times A \times L$$

$$E_c = \frac{\omega \times A \times L \times V_w^2}{2g} \text{ kg-m}$$

W = Peso específico = kg/m^3

g = Aceleración de gravedad = m/seg^2

A = Área de la tubería = m^2

L = Longitud de tubería = m

V_w = Velocidad de circulación del agua m/seg

siendo p la intensidad de la presión y K el módulo de elasticidad del agua, la compresión de la columna de agua que absorbe parte de esa energía será:

$$\text{Energía absorbida por compresión del agua} = \frac{p^2 AL}{2K}$$

y el trabajo total realizado a lo largo de la tubería para su ensanchamiento por la energía interior desarrollada, será:

$$\text{Energía para ensanche de tubería} = \frac{p^2 AdL}{2eE}$$

Siendo:

d = Diámetro exterior de la tubería

e = Espesor de la tubería

E = Módulo de elasticidad del material.

Luego:

$$\frac{\omega \times A \times L \times V_o^2}{2g} = \frac{p^2 A \times L}{2K} + \frac{p^2 A d \times L}{2eE}$$

$$\frac{\omega V_o^2}{g} = p^2 \left(\frac{1}{K} + \frac{d}{eE} \right)$$

$$p^2 = \frac{\omega V_o^2}{g} \times \frac{KeE}{eE + Kd}$$

$$p = V_o \sqrt{\frac{\omega}{g} \times \frac{KeE}{eE + Kd}}$$

Siendo el efecto del golpe de ariete, función del tiempo de cerrado, será preciso determinar la velocidad de propagación de la onda y el tiempo de traslado (ida y vuelta).

Una columna de agua de longitud $L = V_o \times t/2$ quedará en reposo en un tiempo $t/2$, por tanto, la rata de cambio del momento será:

$$\frac{MV_o}{t/2} = \frac{\omega \times A \times V_o \times t/2}{g} \times \frac{V_o}{t/2}$$

lo cual equilibra a la fuerza $p \times A$, ejercida por el exceso de presión

$$pA = \frac{\omega \times A \times V_o \times V_o}{g} \quad p = \frac{\omega \times V_o \times V_o}{g}$$

igualando

$$V_o \times \sqrt{\frac{\omega}{g} \times \frac{KeE}{eE + Kd}} = \frac{\omega \times V_o \times V_o}{g}$$

$$V_o = \frac{g}{\omega} \sqrt{\frac{\omega}{g} \times \frac{K \times e \times E}{eE + Kd}} = \sqrt{\frac{g}{\omega} \times \frac{K \times e \times E}{eE + Kd}}$$

$$V_o = \sqrt{\frac{g}{\omega} \times \frac{KeE}{eE + Kd}}$$

Si consideramos la tubería rígida, la velocidad de propagación de la onda de compresión sería la velocidad de las ondas sonoras en el agua (1.420 m/seg), luego

$$\sqrt{\frac{g}{\omega} \times K} = 1.420 \text{ m/seg}$$

y la expresión se transforma en

$$V_o = 1.420 \sqrt{\frac{eE}{KeE - Kd}} \quad \text{o} \quad V_o = \frac{1.420}{\sqrt{1 - \frac{Kd}{Ee}}}$$

Algunos valores para Módulos de elasticidad, de materiales frecuentemente usados en tuberías son los que aparecen en el cuadro siguiente.

CUADRO 37

MÓDULOS DE ELASTICIDAD DE LOS MATERIALES USADOS EN TUBERÍAS

Material	E (kgm ²)
Agua	2×10^8
Acero (HG. AG)	2.1×10^{10}
Asbesto-cemento (ACP)	2.4×10^9
Hierro Fundido (HF)	6×10^9
Cobre	1.3×10^{10}
Concreto armado (tubería)	3.5×10^9

Cuando el tiempo de cerrado de la válvula no es instantáneo, la secuencia de hechos puede visualizarse como una serie de movimientos cortos, siendo el efecto, la sumatoria de las ondas de ariete que cada movimiento produce.

El tiempo de traslado de la onda (ida y vuelta) será:

$$t_c = \frac{2L}{V_o}$$

L = Longitud de la tubería.

Si el tiempo de cerrado de la válvula es igual o menor a t_c (tiempo crítico) el aumento de presión puede calcularse directamente por la expresión deducida.

Cuando el cerrado no es instantáneo, el exceso de presión depende del tiempo de cerrado, en proporción a la relación: t crítico/ t cerrado.

Determinado el exceso de presión, la tubería estará expuesta en cualquier sitio a una presión igual a su presión estática más el exceso de presión provocado por golpe de ariete o en caso de efectos de presión dinámica por la presión que defina su línea piezométrica en el punto considerado, de modo que la tubería debe ser verificada para ambas condiciones.

En la condición de trabajo mostrada en el esquema de la figura 122, la tubería deberá verificarse por carga dinámica desde la bomba hasta el punto A; y a partir de allí hasta el estanque, la clase de tubería debe seleccionarse y verificarse tomando en cuenta el exceso de presión por golpe de ariete.

Para ello determinamos el punto A mediante la siguiente igualdad:

$$PE_A + p = PE_A + J - J_x$$

de donde

$$x = \frac{J - p}{uQ^n}$$

Siendo:

PE_A = Presión estática en el punto A

J_x = Pérdida de carga hasta el punto A.

p = Exceso de presión por golpe de ariete

J = Pérdida de carga total.

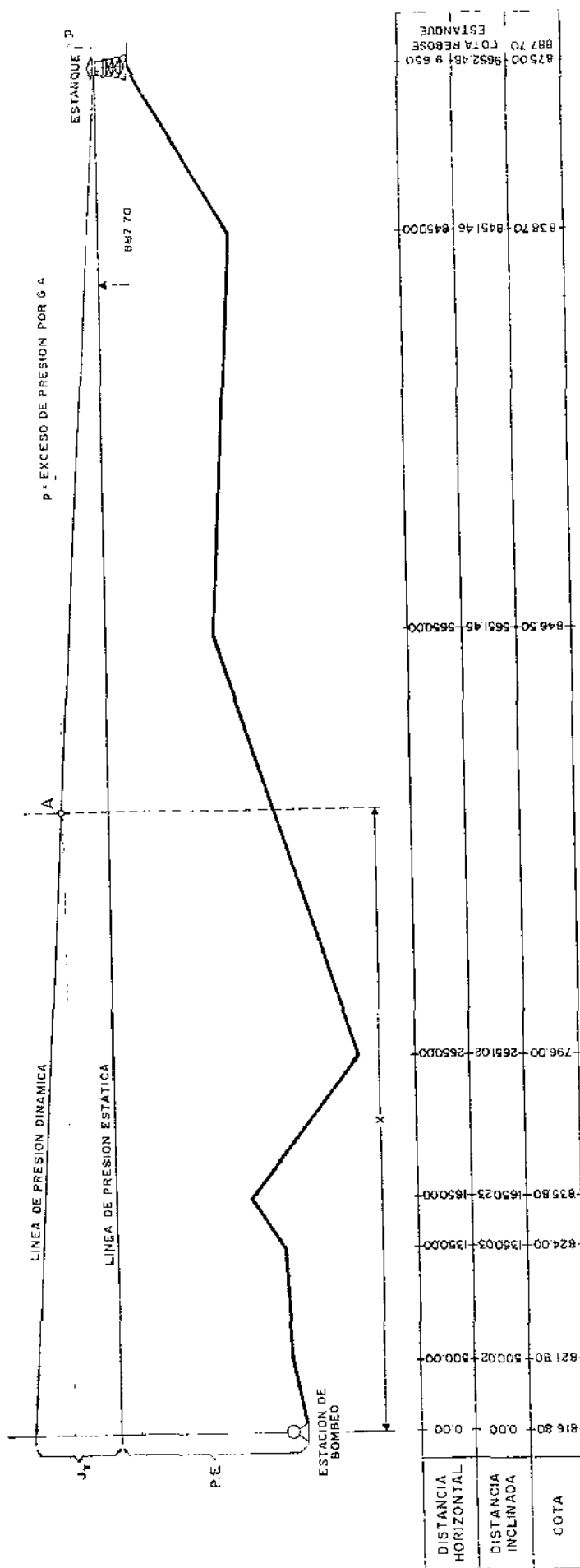


Fig. 132.—Perfil de una línea de aducción. línea de presión estática y exceso de presión por golpe de anete.

Un método práctico en la determinación del exceso de presión para estos casos ha sido proporcionado por Allievi, mediante su solución gráfica.

Para ello se hacen las siguientes determinaciones:

N - Constante de tiempo = número de intervalos de cierre

$$N = \frac{V_m \cdot t}{2L}$$

K - Constante de la tubería

$$K = \frac{V_m \cdot V_p}{2g \cdot H_0}$$

Utilizada la gráfica 133 (Gráfica de Allievi), determinados N y K , se determina el aumento de presión

$$p = \frac{H_0 + y}{H_0}$$

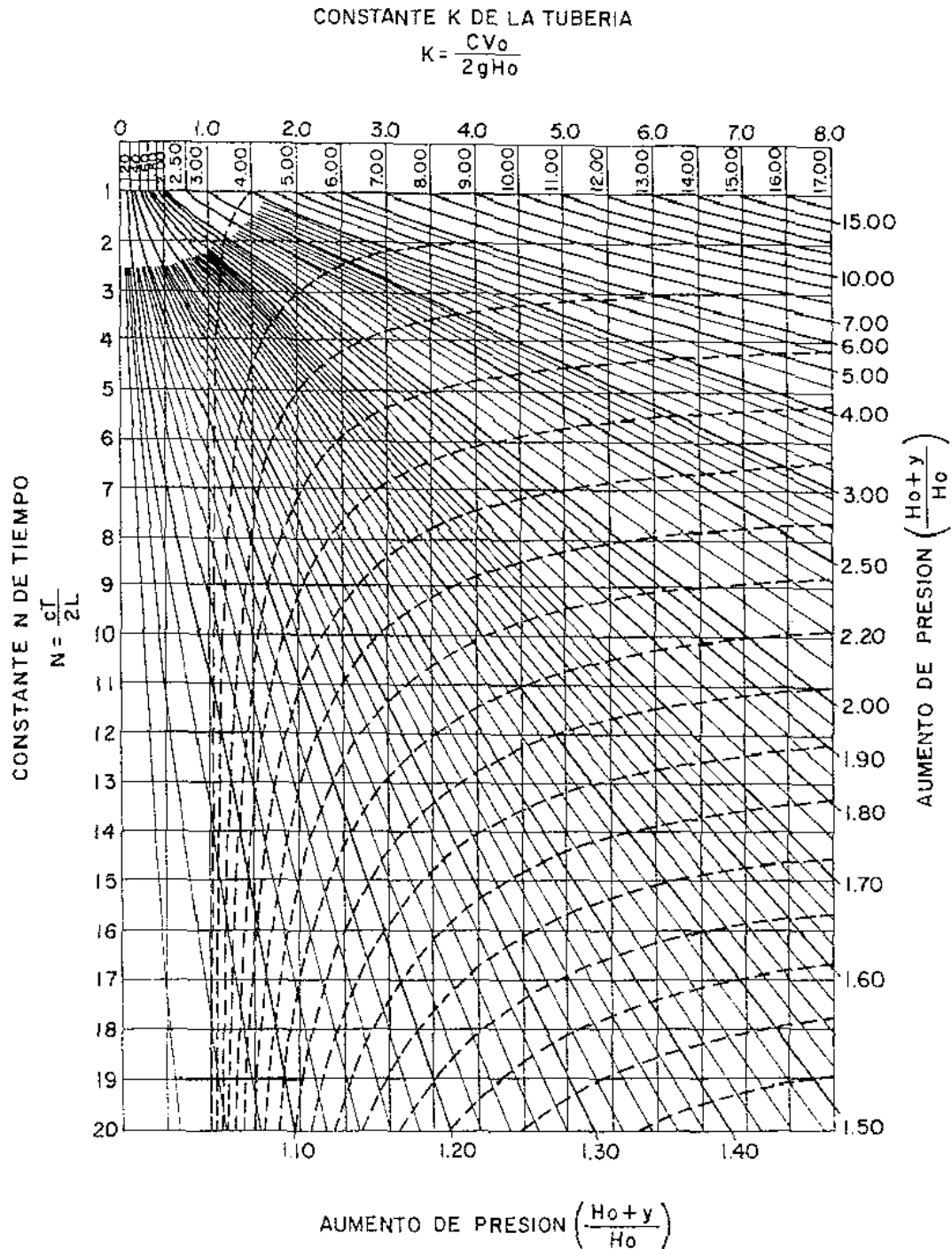


Fig. 133.—Abaco de Allievi, para el cálculo de exceso de presión por golpe de ariete.

Ejemplo:

Determinar el exceso de presión máxima que se provoca en la línea de aducción que se muestra en la figura 132, cuyo gasto de bombeo es 186 lts/seg. El diámetro interior de la tubería es de 500 mm y su espesor es de 17 mm (clase 200).

Suponga:

a) Cierre instantáneo.

b) Tiempo de cierre 40 segundos.

$$Q = 186 \text{ lts/seg} = 0.186 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\phi = 0.50 + 2 \times 0.017 = 0.534 \text{ m}$$

$$K = 2 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$$

$$E = 6 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 10.1 \times V_0 \sqrt{\frac{K e E}{CE + Kd}} =$$

$$= V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{0.186}{0.196} = 0.95 \text{ m/seg}$$

$$p = 10.1 \times 0.95 \sqrt{\frac{2 \times 10^8 \times 0.017 \times 6 \times 10^9}{0.017 \times 6 \times 10^9 + 2 \times 10^8 \times 0.534}} =$$

$$= 94,740.84 \text{ Ks/m}^2$$

$$p = 94.74 \text{ m de columna de agua} = 134.75 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$V_w = \frac{1,420}{\sqrt{1 + \frac{Kd}{eE}}} = \frac{1,420}{\sqrt{1 + \frac{2 \times 10^8 \times 0.534}{0.017 \times 6 \times 10^9}}} = 992.5 \text{ m/seg}$$

Tiempo crítico:

$$T_c = \frac{2L}{V_w} = \frac{2 \times 9,652.48}{992.5} = 19.45 \text{ segundos}$$

luego para cualquier tiempo de cerrado menor o igual a 19.45 segundos, el exceso de presión por golpe de ariete será máximo e igual a $134.75 \text{ lbs/pulg}^2$.

Determinamos la presión a lo largo de la tubería.

Calculando la pérdida de carga, en la línea de bombeo

$$\phi = 500 \text{ mm} \quad \alpha = 0.7576 \quad C = 100 \quad L = 9,652.48$$

pérdidas menores estimadas en 1.30 m

$$J = 0.7576 \times 9,652.48 \times (186)^2 = 25.3 \text{ m} \quad J_1 = 26.6 \text{ m}$$

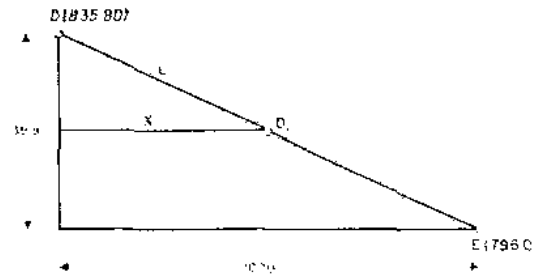
$$P \text{ dinámica} = 70.9 + 26.6 = 97.5 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} = \Delta H + p \text{ golpe de ariete} = 91.7 + 94.74 = 186.44 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} = 186.44 \text{ m} = 265.2 \text{ lbs/pulg}^2 > 200 \text{ lbs/pulg}^2.$$

Por tanto, previendo una interrupción brusca del bombeo, sólo se podrá usar tubería clase 200 hasta la cota 830.56.

Para ello determinamos los puntos D1 y E1, los cuales representarán los límites de utilización de la tubería clase 200.



Tramo DE

$$\Delta H = 39.80 \text{ m}$$

$$L = 1,000.79 \text{ m}$$

$$DD_1 = 835.80 - 830.56 = 5.24$$

$$x = \frac{5.24}{39.80} \times 1,000 = 131.66 \text{ m}$$

$$L = \frac{5.24}{39.80} \times 1,000.79 = 131.76$$

Tramo EF

$$\Delta H = 50.5 \text{ m}$$

$$L = 3,000.43 \text{ m}$$

$$x = \frac{846.50 - 830.56}{50.5} \times 3,000 = 946.93 \text{ m}$$

$$L = \frac{15.94}{50.5} \times 3,000 + 3 = 947.07 \text{ m}$$

Existe otra pequeña longitud de tubería clase 200 que podría utilizarse en el tramo CD.

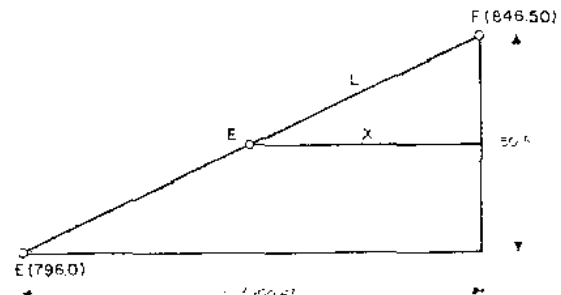
En el tramo C_1D y DD_1 se podrá utilizar tubería clase 200, pero por ser muy pequeña su longitud, se usará clase 250.

$$\Delta H = 11.80 \text{ m}$$

$$L = 300 \text{ m}$$

$$x = \frac{835.80 - 830.56}{11.80} \times 300 = \frac{5.24}{11.80} \times 300 = 133.20 \text{ m}$$

$$L = 133.23 \text{ m}$$



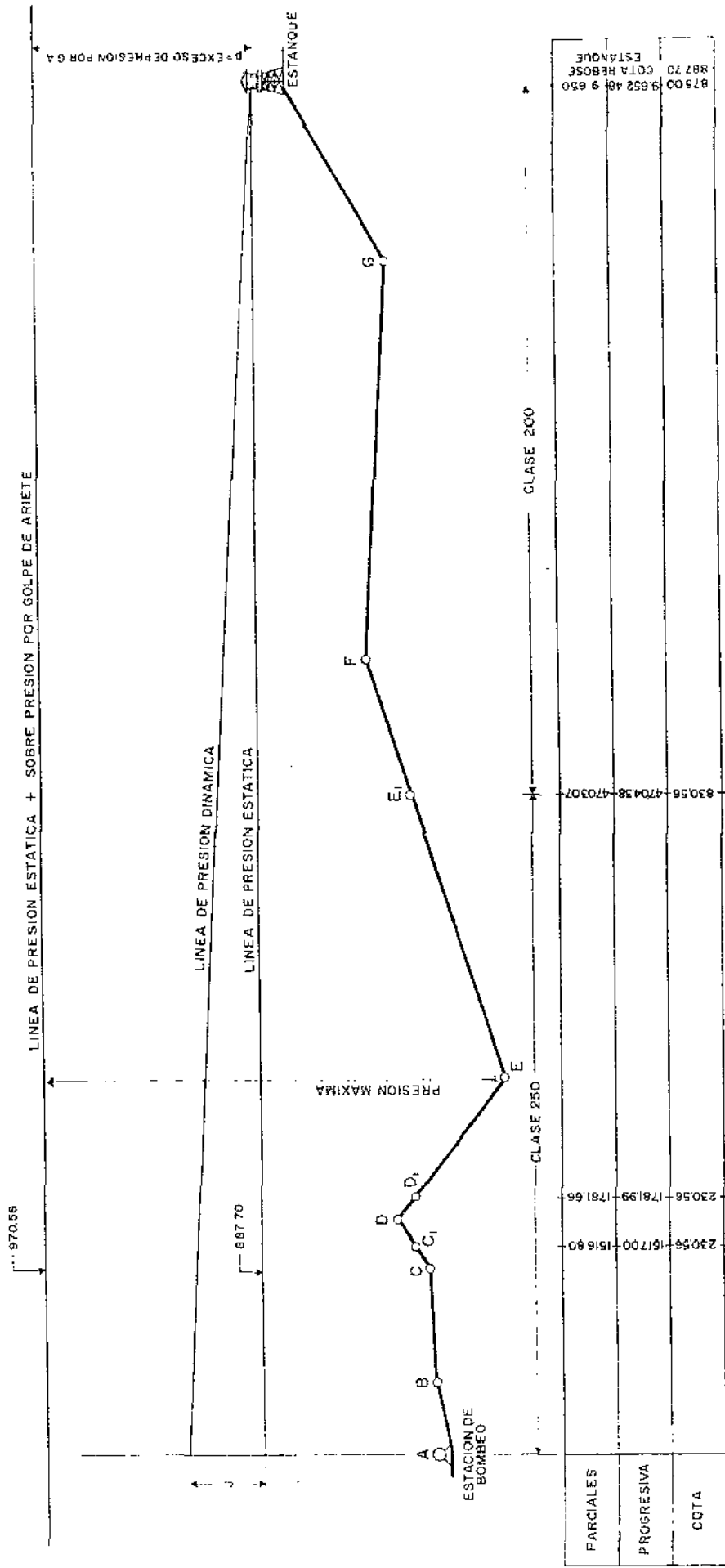
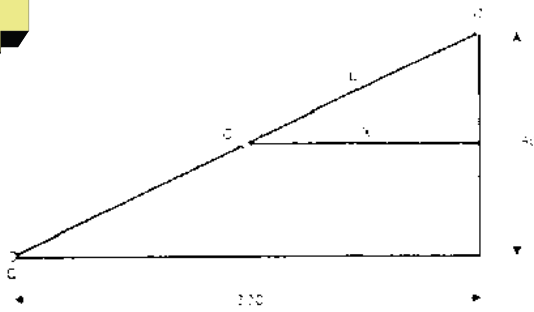


Fig. 134.—Esquema de la aducción y las líneas de carga estática, dinámica y exceso de presión por golpe de ariete.



Luego se usará tubería clase 250 desde la descarga de la bomba hasta el punto E1, de cota 830.56; a partir de E1 hasta el estanque se usará tubería clase 200. ♦

Es conveniente utilizar alguno de los elementos propuestos para reducir el exceso de presión, mediante una válvula de alivio y válvulas de cierre lento.

Si suponemos un tiempo cerrado de 40 segundos se tendrá que la onda de presión será reducida al ser t mayor que el tiempo crítico.

Este exceso de presión puede ser calculado utilizando la gráfica de Allievi.

$$N = \frac{V_w \times T_v}{2L} = \frac{992,5 \times 40}{2 \times 9.652,58} = 2,06$$

$$K = \frac{V_w \times V_0}{2g H_0} = \frac{992,5 \times 0,83}{2 \times 9,81 \times 97,5} = 0,43$$

De la gráfica 133 obtenemos

$$\frac{H_0 + Y}{H_0} = 1,20$$

por tanto, $Y = 19,5$ m. lo cual representa el exceso de presión que se provocaría, sobre la carga estática, cuando al utilizar válvulas de cierre lento, dicho cerrado se efectúe en un tiempo de 40 segundos.

A fin de disminuir la presión por golpe de ariete, se emplean algunos dispositivos especiales tales como:

- Válvulas de alivio
- Chimeneas de equilibrio
- Cámaras de aire
- Válvulas de cierre lento

a) Válvulas de alivio

Las válvulas de alivio se instalan generalmente en derivación, con salida a descarga libre en el sitio de la

estacion de bombeo. Son válvulas que operan con resortes e indudablemente están sujetas a daños como todo dispositivo mecánico.

El funcionamiento de una válvula de alivio puede señalarse de la manera más sencilla mediante el corte esquemático de la figura 135.

Al aumentar la presión de entrada, la fuerza que se produce en la parte inferior del diafragma vence la fuerza del resorte, abriéndose consecuentemente la válvula piloto. Al abrirse la válvula piloto, el elemento básico se abre permitiendo el escape de cierta cantidad de agua y disminuyendo la presión en la tubería. La posición del tornillo de graduación determina la presión a la cual se abrirá el elemento básico (31).

El cierre del elemento básico, que interesa sea lento para aminorar el golpe de arriete, puede lograrse mediante la estrangulación: cuando mayor sea la estrangulación más tiempo se necesitará para alcanzar la presión P_e en el cilindro del elemento básico y, por tanto, tardará más en cerrarse.

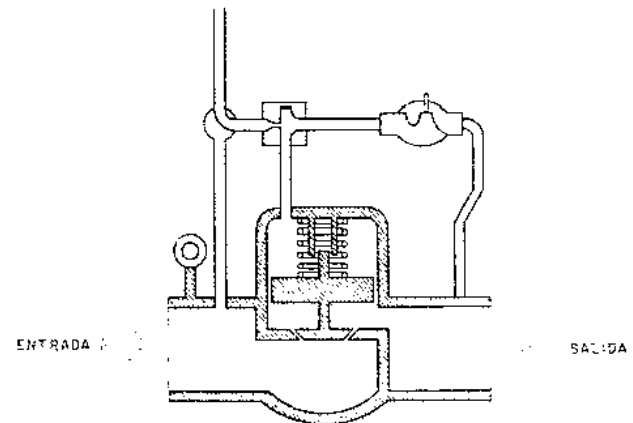
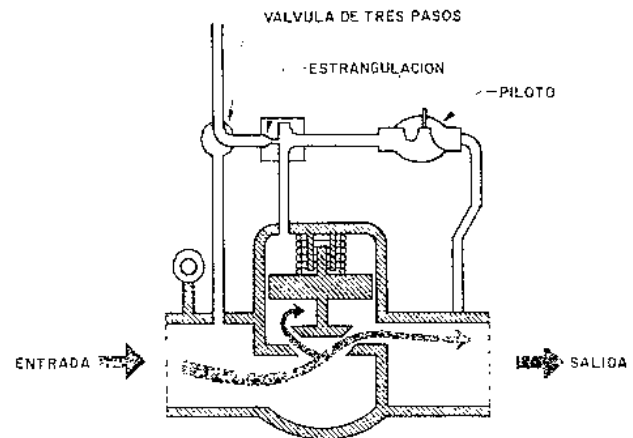


Fig. 135.a) y b). -Corte esquemático y funcionamiento de válvula de alivio

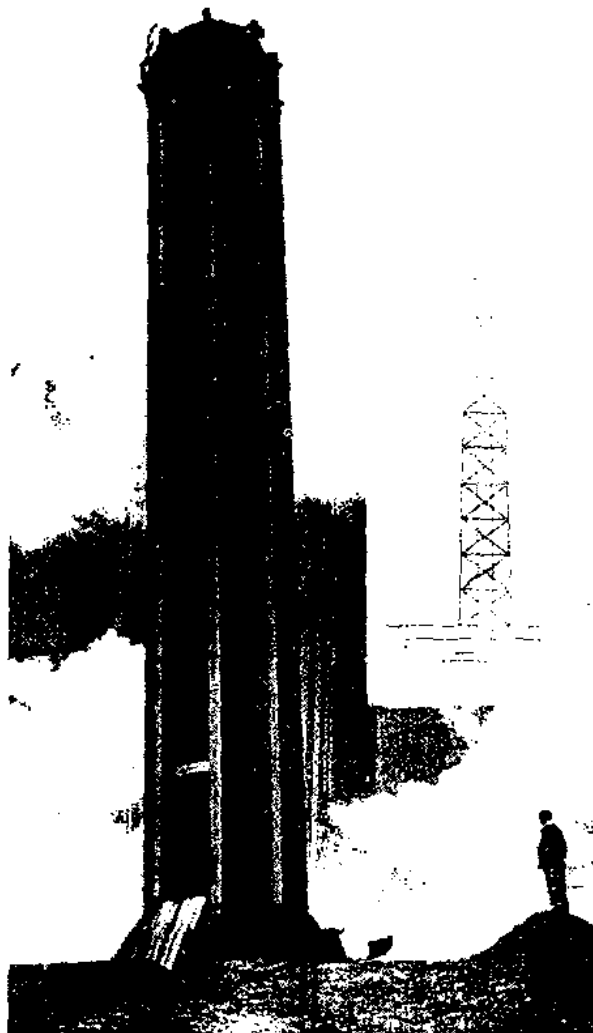


Foto 21.—Chimenea de equilibrio, Sistema Tuy-La Mariposa, Cúcutas-Venezuela, y dibujo esquemático de chimenea.

La principal desventaja de las válvulas de alivio es que producen pérdidas de agua.

b) Chimeneas de equilibrio

Pueden considerarse como los elementos más seguros de todos los dispositivos utilizados para el control del golpe de ariete, ya que no están expuestos a fallas mecánicas. Su limitación está determinada por la topografía que puede ocasionar alturas excesivas que haga prohibitiva su construcción bajo el punto de vista económico.

La ubicación de la chimenea de equilibrio debe ser tal que su altura esté por encima de la línea definida por la piezométrica de funcionamiento del sistema. Esto hace prohibitiva la utilización de chimeneas cercanas a la estación de bombeo, o donde la dinámica de funcionamiento alcance alturas mayores.

La figura adjunta muestra algunos detalles de una chimenea de equilibrio.

c) Cámaras de aire

La cámara de aire consiste en un dispositivo instalado en la estación de bombeo, el cual consta de un compartimiento que contiene agua en compresión con una columna de aire.

Al interrumpirse el bombeo, la presión en la tubería disminuye, presionando el aire contenido en la cámara a la columna de agua, la cual fluye hacia la tubería con lo que decrece gradualmente el ritmo de la caída de presión. Al invertirse el flujo hacia la cámara se comprime la columna de agua alternativamente.

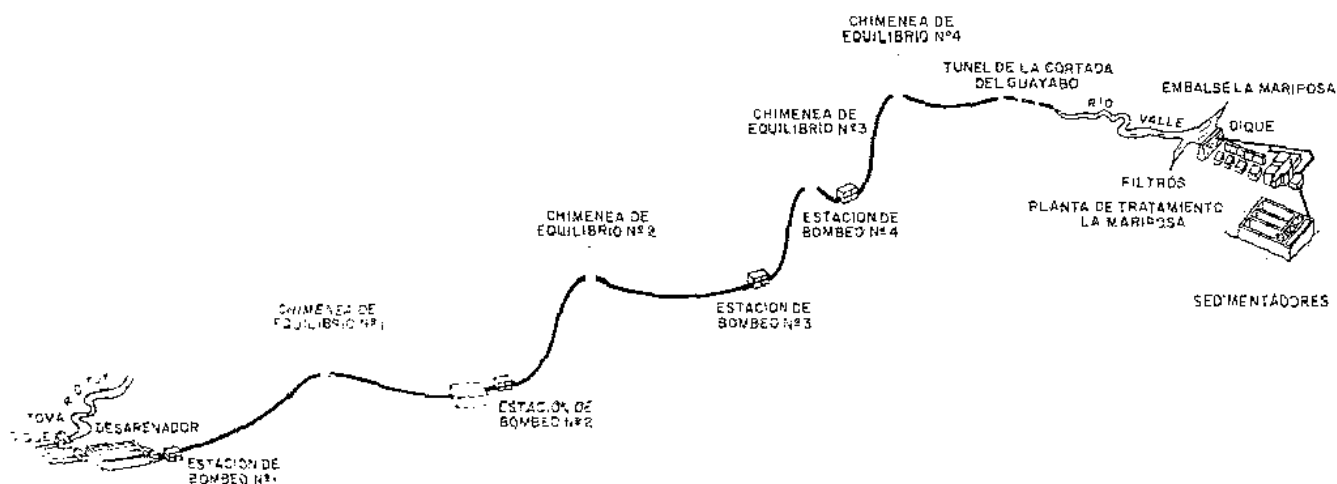


Fig. 136.—Esquema de la aducción por bombeo, Tuy-La Mariposa, Cúcutas-Venezuela.

camaras de aire tienen la desventaja de requerir mantenimientos de aire dentro de ciertos límites, lo cual hace necesario el que se tenga que suplir las pérdidas de aire debido a disoluciones de aire en el agua y a escapes.

d) Válvulas de cierre lento

Son dispositivos sencillos y complementarios de otras previsiones para disminuir la presión por golpe de ariete.

La utilización de válvulas de compuerta de cierre parabólico y la instalación de volantes hacen aumentar el tiempo de cierre y la disminución del exceso de presión por efectos de la onda de regresamiento.

♦ Ejemplo:

Determinar el diámetro, clases de tubería requeridas y sus respectivas longitudes para la línea de bombeo que se ilustra, sabiendo que la población de diseño es de 43.200 habitantes. La tubería es de ACP, espesor

$t = 17$ mm. Módulo de elasticidad $E = 3.000.000$ lbs/pulg² y el tiempo de cerrado de la válvula es de 4 segundos.

$$Q_{cm} = Q_m \frac{43.200 \cdot 200}{86.400} = 100 \text{ lts/seg}$$

$$Q_v = Q_m \frac{24}{N} = 100 \frac{24}{16} = 150 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Diámetro elegido } \sigma = 16' \quad \alpha = 0^{\circ}1601$$

$$L_1 = 600 \text{ m}$$

$$L_2 = \sqrt{100^2 + 75^2} = 125 \text{ m}$$

$$L_3 = \sqrt{120^2 + 160^2} = 200 \text{ m}$$

$$L_4 = \sqrt{45^2 + 900^2} = 901,2 \text{ m}$$

$$L_T = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 = 600 + 125 + 200 + 901 = 1.826 \text{ m}$$

$$J = 0^{\circ}1601 \times 1.826 \times 150^2 = 6.57 \text{ m}$$

$$\Delta H = 261 - 163 = 98 \text{ m}$$

$$P_{\text{dinámica}} = 98 + 6.57 = 104.57 \text{ m.}$$

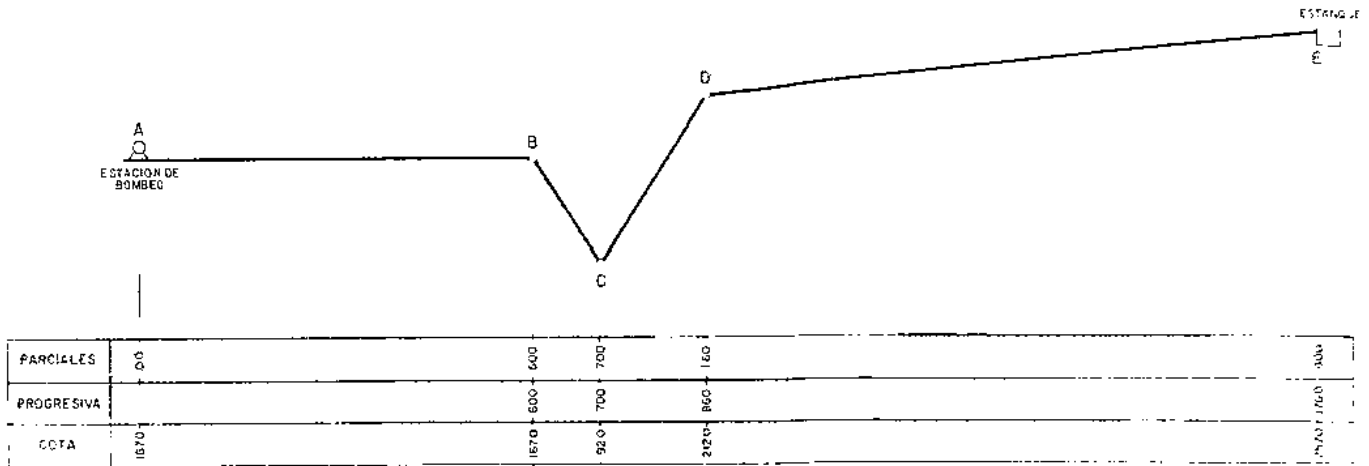


Fig. 137.—Perfil de la línea de bombeo.

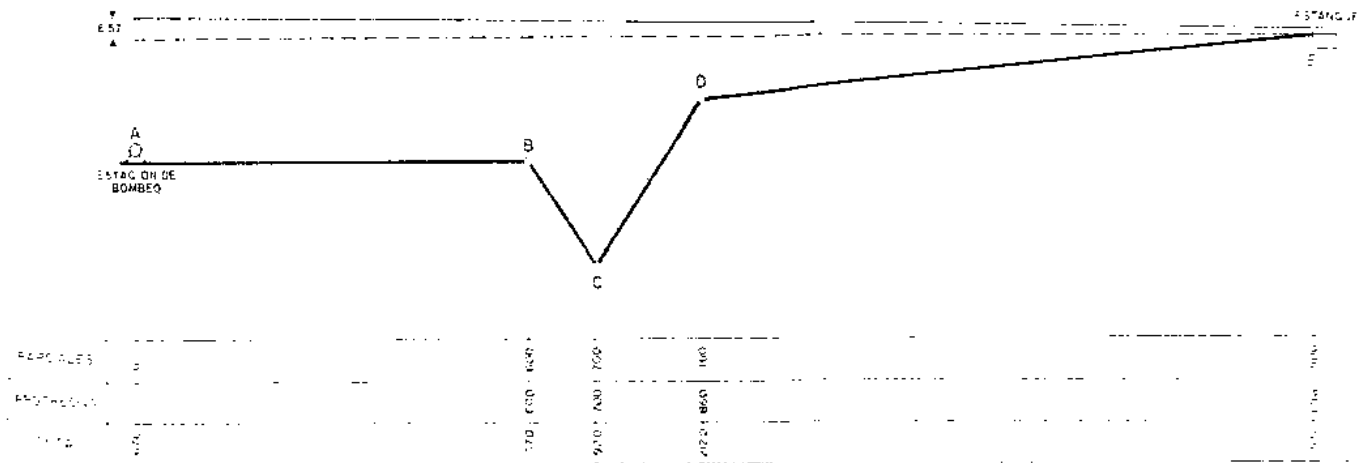


Fig. 138 - Línea piezométrica y perfil de la línea de aducción por bombeo

CUADRO DE PRESIONES

Tramo	Longitud (m)	Alt	Pérdida J en el tramo (m)	Presión dinámica		Presión estática		P + p (golpe de ariete)	
A-B	600	0	2,16	104,57	102,41	90	90	115,90	115,90
B-C	125	-75	0,45	102,41	176,69	90	165	115,9	190,90
C-D	200	120	0,72	176,69	53,45	165	45	190,9	70,9
D-E	901	-45	3,24	53,45	5,21	45	0	70,9	95,9

$$37 \text{ lbs/pulg}^2 = 37 \times 0,7 = 25,9 \text{ m}$$

Tubería clase 100

$$70 = 53,45 + 0,0036 X + 0,75 X$$

$$X = \frac{70,00 - 53,45}{0,0036 + 0,75} = \frac{16,55}{0,7536} = 21,96 \approx 22 \text{ m}$$

Si $X = 22 \text{ m}$

L inclinada = 27,5 m.

Luego, tubería clase 100 será:

$$L = 901 \text{ m} + 27,5 = 928,5 \text{ m.}$$

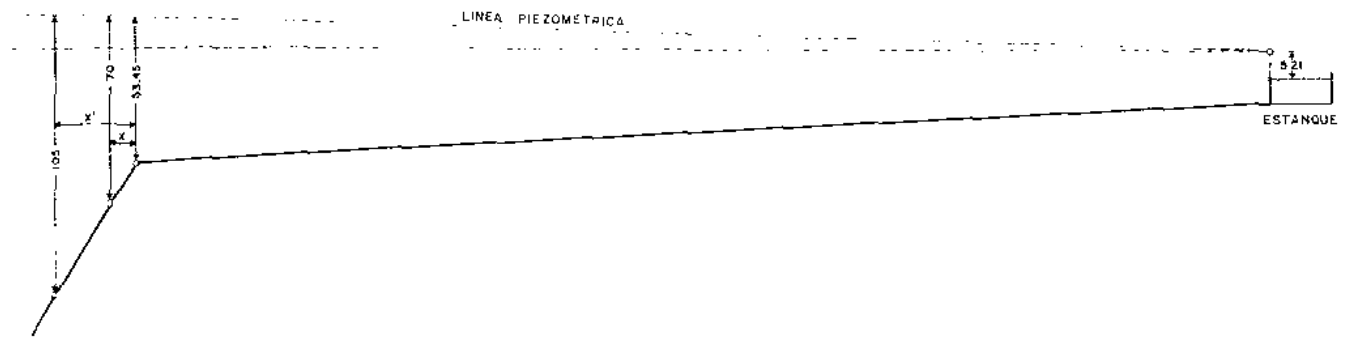


Fig. 139.—Tramo de la aducción y líneas de presión en tubería clase 100.

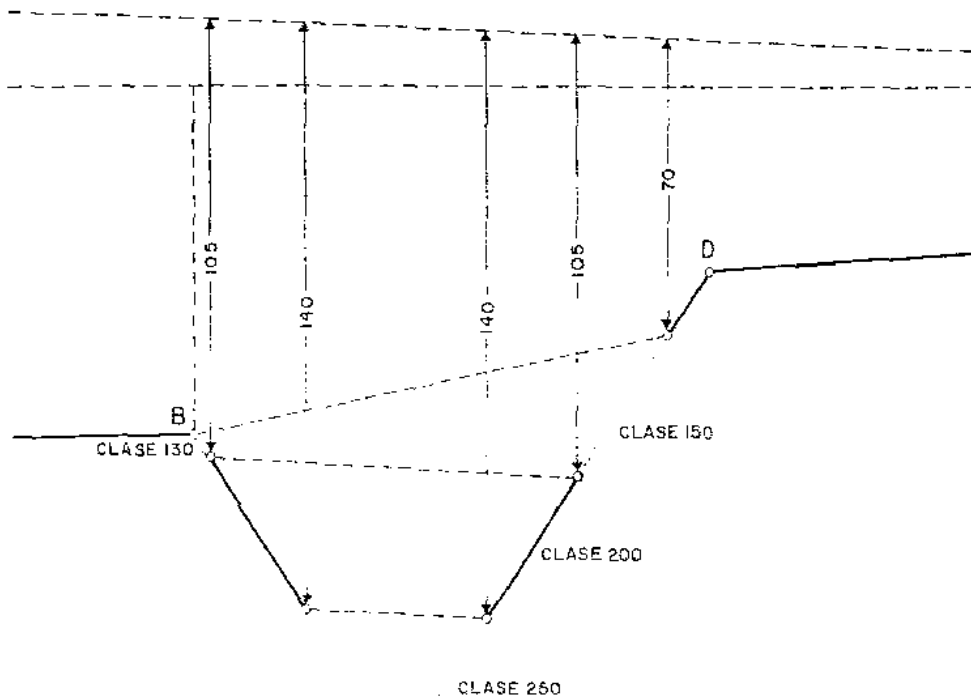


Fig. 140.—Tramo de la aducción y líneas de presión en tuberías clase 150 y 200.

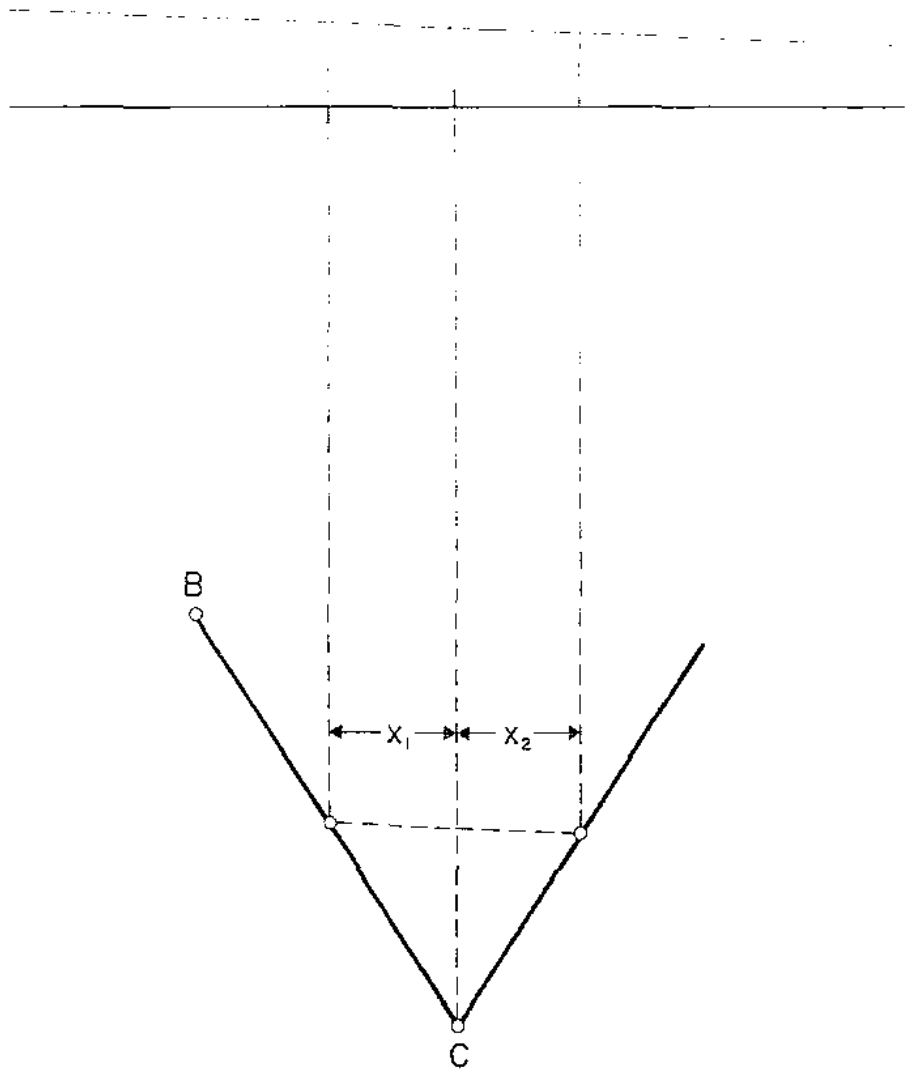


Fig. 141.—Tramos de la aducción y líneas de presión en tubería clase 250.

Tubería clase 150

$$105 = 53,45 + 0,0036 X' + 0,75 X'$$

$$X' = \frac{105 - 53,45}{0,7536} = \frac{51,55}{0,7536} = 68,40 \text{ m}$$

Longitud real

$$68,4 \frac{5}{4} = 85,50$$

$$85,50 - 27,5 = 58,0 \text{ m}$$

$$105 = 102,41 - 0,0036 X + 0,75 X$$

$$X = \frac{105 - 102,41}{0,75 - 0,0036} = \frac{2,59}{0,7464} = 3,5 \text{ m}$$

$$L = 3,5 \times \frac{5}{4} = 4,34$$

L total de tubería clase 150

$$L = 58,0 + 4,34 = 62,34 \text{ m.}$$

Tubería clase 250.

$$140 = 176,69 - 0,75 X_1 + 0,0036 X_1$$

$$140 = 176,69 - 0,75 X_2 - 0,0036 X_2$$

$$X_1 = \frac{176,69 - 140}{0,75 - 0,0036} = \frac{36,67}{0,7464}$$

$$X_1 = 49,13$$

$$X_2 = \frac{176,69 - 140}{0,7536} = 48,66$$

$$L_1 = \frac{5}{4} \times (49,13 + 48,66) = 97,79 \times \frac{5}{4} = 122,2 \text{ m}$$

La tubería clase 250 soporta $175 < 176,69$ (poca diferencia); sin embargo, se usará en todo el tramo clase 250.

OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LINEAS DE ADUCCION

Puentes:

En líneas de aducción por gravedad, como por bombeo, es frecuente el tener que salvar depresiones o atravesar ríos y quebradas, para lo cual se recurre a la

construcción de puentes o pase en forma de sifón, por debajo del río. Trataremos en este caso la alternativa de puente como la solución más aconsejable, para atravesar ríos o quebradas, estimando longitudes dentro de rangos frecuentes o comunes.

Para el Ingeniero Proyectista que trata de lograr las mayores ventajas económicas a base de un diseño técnicamente favorable, una situación de cruce del río partiendo de la base de que en el trazado de la poligonal de la línea de aducción le han definido dos puntos a ambos márgenes del río que debe atravesar, le implica un problema de varias alternativas.

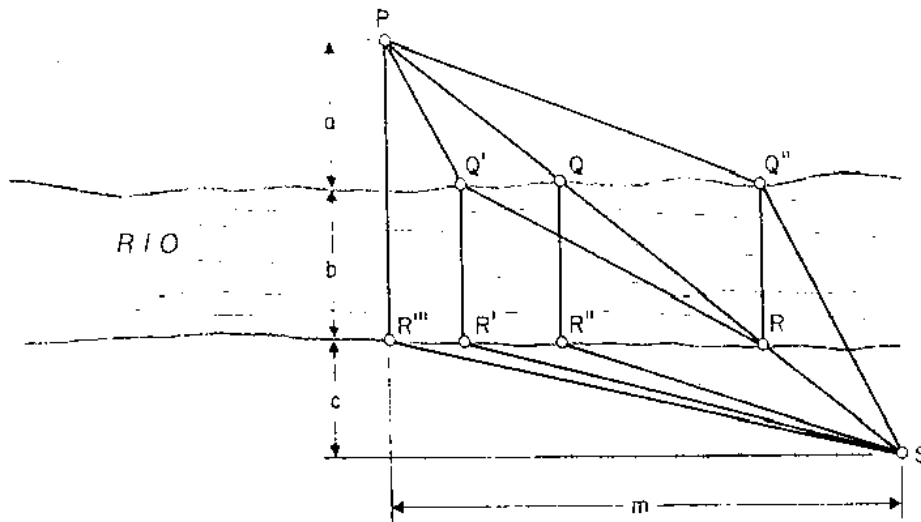


Fig. 142.—Alternativas de análisis económico de puentes en líneas de aducción.

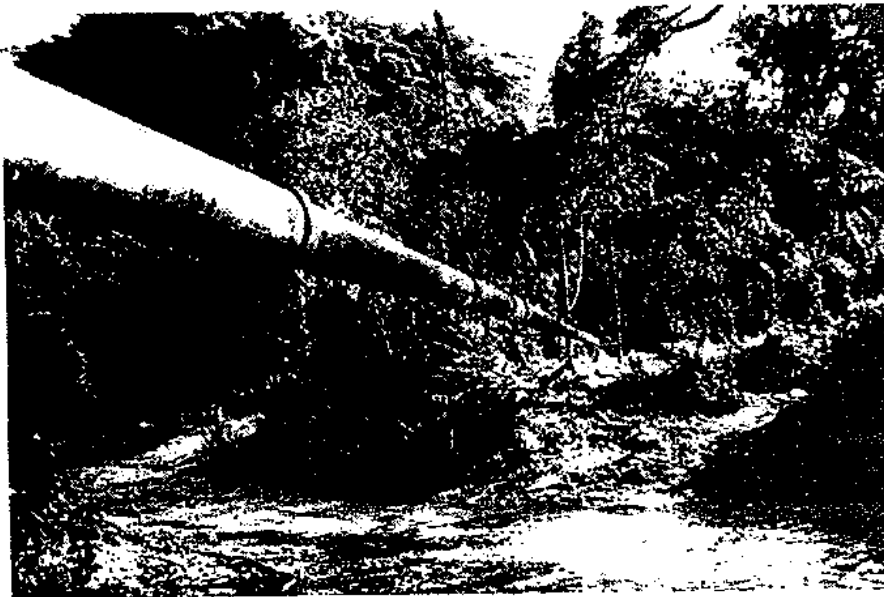


Foto 22.—Puente colgante de línea de aducción tubérica de 8' H. G.

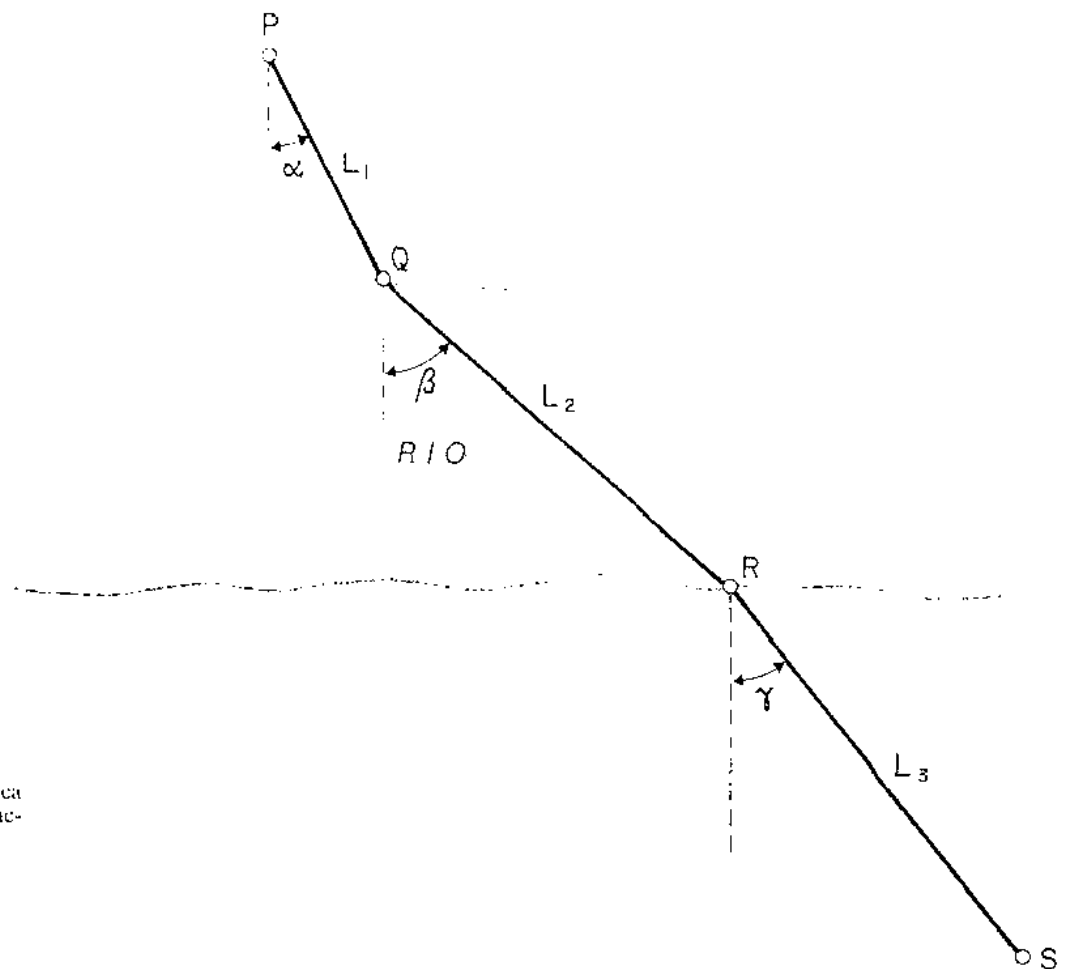


Fig. 143.—Solución genérica para análisis de puente en aducción.

De acuerdo a la figura, parecería como una posible solución más conveniente, por económica, el trazado definido por la línea recta PQRS.

Sin embargo, ello significa una mayor longitud de puente, cuyo costo es mayor. Por tanto, se trata de analizar bajo el punto de vista técnico-económico, que esa situación sea la más favorable.

Una serie infinita de alternativas se pueden plantear, involucrando las variables en juego, como son costo de aducción a ambos lados, costo del puente y longitudes respectivas. Su planteamiento nos conducirá a un problema de Máximas y Mínimas, cuya solución teórica, dependerá de la magnitud e importancia de la obra, concluyendo en una solución genérica.

Siendo:

P_1 el costo unitario (Bs/m) del tramo de aducción PQ

P_2 el costo unitario (Bs/m) del puente QR

P_3 el costo unitario (Bs/m) del tramo de aducción RS.

$$\text{El costo total } P = P_1 L_1 + P_2 L_2 + P_3 L_3$$

Siendo las longitudes variables en función de los ángulos α , β y γ , podemos determinar la función y

derivar respecto a estas tres variables para resolver como problema de Máximas y Mínimas.

$$\frac{\delta P}{\delta \alpha} = P_1 \frac{\delta L_1}{\delta \alpha} + P_2 \frac{\delta L_2}{\delta \alpha} + P_3 \frac{\delta L_3}{\delta \alpha} = 0$$

Similarmente con respecto a las variables β y γ , y estableciendo su interrelación.

Anclajes

En el diseño de líneas de aducción colocadas sobre soportes o enterradas, se presentan con frecuencia cambios de dirección tanto horizontal como verticales, las cuales provocan un desequilibrio entre las distintas fuerzas actuantes que intentarán desplazar la tubería. A fin de evitar los posibles desplazamientos, se diseñan anclajes especiales, capaces de absorber el desequilibrio de las fuerzas que puedan ocurrir en cualquier cambio en el trazado de una tubería.

En algunos casos bastarán apoyos o anclajes sencillos, dado que las fuerzas son de pequeña magnitud. En general puede decirse que para tuberías de pequeño diámetro (hasta 10"), soportando presiones estáticas hasta del orden de 100 m de agua, no se requiere dimensionar un anclaje especial, toda vez que el peso de la tubería equilibra las fuerzas de desplazamiento (32).

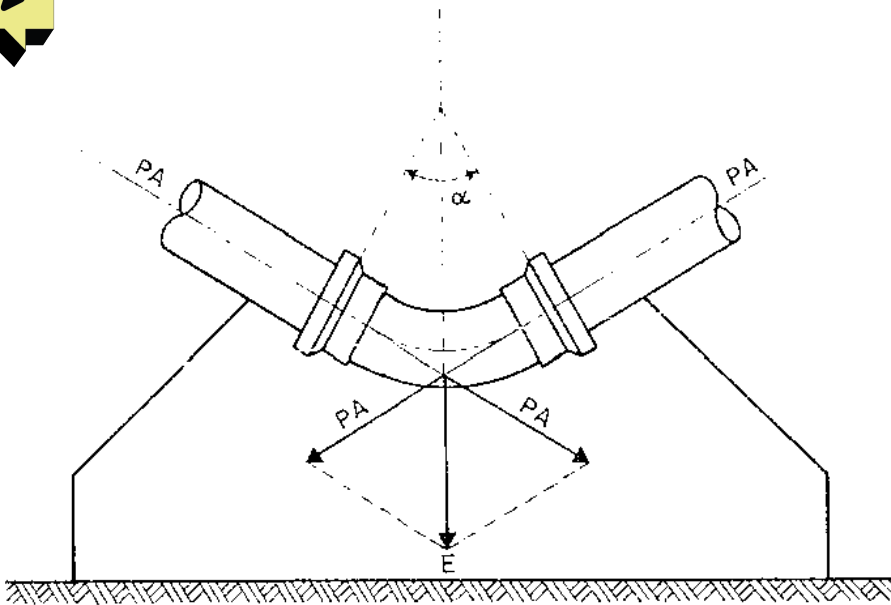


Fig. 144.—Anclaje de tubería de aducción y fuerzas de empuje en codo.

Las uniones entre tuberías pueden hacerse con piezas especiales como codos, cruces, tees, reducciones o entre tubos y mediante ellas debe asegurarse la hermeticidad necesaria para evitar filtraciones.

Estas uniones pueden estar sujetas a fuerzas de empuje en algunos puntos particulares del sistema, por lo cual se requiere del diseño de anclajes especiales, por ejemplo: Una tubería de 100 mm de diámetro bajo una presión hidrostática de 10 kg/cm^2 (100 m de columna de agua) estará sometida en su extremo final a un empuje de 784 kg aplicados a su sección transversal (tapón).

1. En un extremo de la tubería la fuerza de empuje es entonces calculada como $F = \gamma \times H \times A$

Siendo:

- γ Presión hidrostática en el punto = kg/cm^2
- A Área de la tubería = cm^2
- F Fuerza de empuje kg.
- H Altura de agua.

2. En un ángulo, el empuje está dirigido de acuerdo a la bisectriz del ángulo y tiende a doblar o desplazar el tubo hacia afuera.

3. En el caso de una reducción, la fuerza del empuje tiende a sacar o a desplazar el accesorio en la dirección del diámetro menor. Esta fuerza tiene un valor dado por la expresión:

$$F = P (A_G - A_p)$$

Siendo:

- A_G = Área de ϕ mayor
- A_p = Área del ϕ menor
- P = Presión hidrostática

La fuerza sobre cada lado del accesorio y actuante sobre el anclaje vendría dado por la expresión

$$f = \frac{F}{2 \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}}$$

4. En una Tee, el empuje actúa en la dirección del eje perpendicular al accesorio y estará dado por la expresión

$$F = P \times A_n$$

A_n = Área de ϕ_n perpendicular

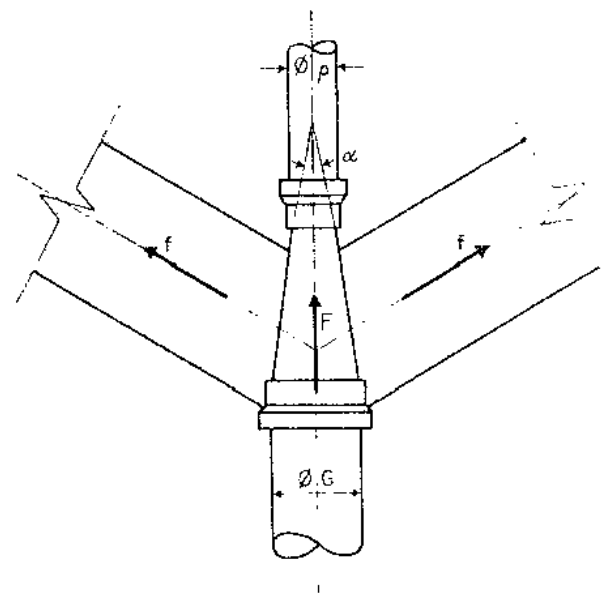


Fig. 145.—Fuerzas en un anclaje por reducción de diámetro

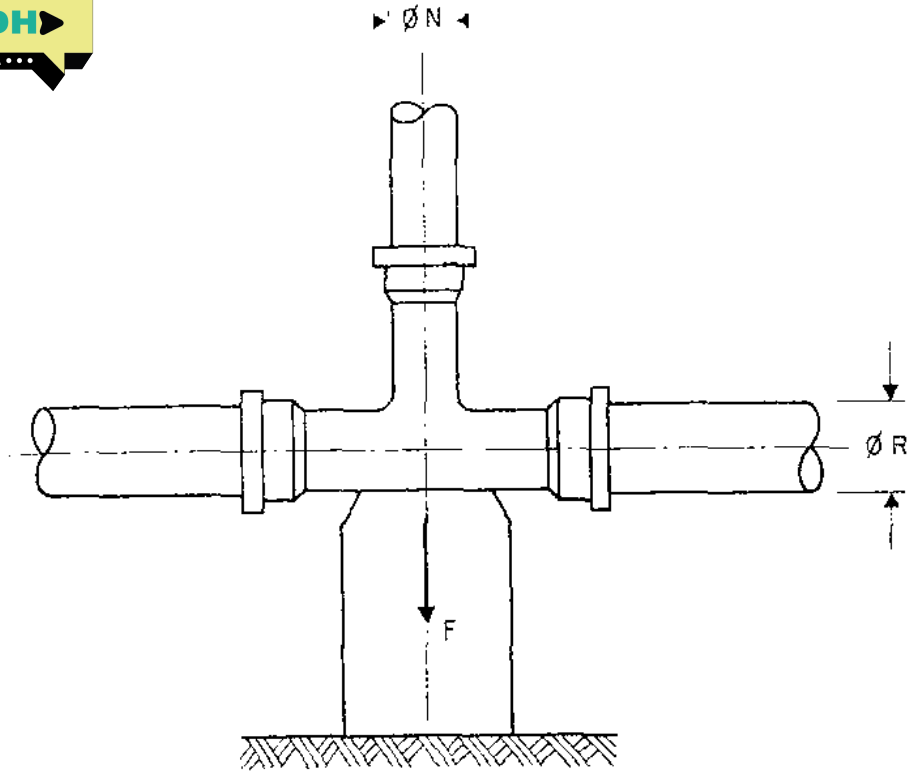


Fig. 146.—Fuerzas de empuje en anclaje de un accesorio en T.

5. Cuando la tubería está colocada en pendiente, adicionalmente a las fuerzas actuantes ya mencionadas, existe la posibilidad de deslizamientos; esta posibilidad se incrementa con la pendiente, aumentando los riesgos de deslizamiento.

Fuerzas actuantes en el anclaje

En general, para el dimensionado del anclaje se considerarán las fuerzas siguientes:

1. La fuerza F_1 debida a la presión estática del agua en la sección considerada. Esta fuerza actúa a ambos lados del Codo

$$F_1 = \gamma \times A \times (\Delta H)$$

Siendo:

A = Area de la tubería

γ = Peso específico del agua

ΔH = Diferencia de elevación o línea de carga para el punto considerado.

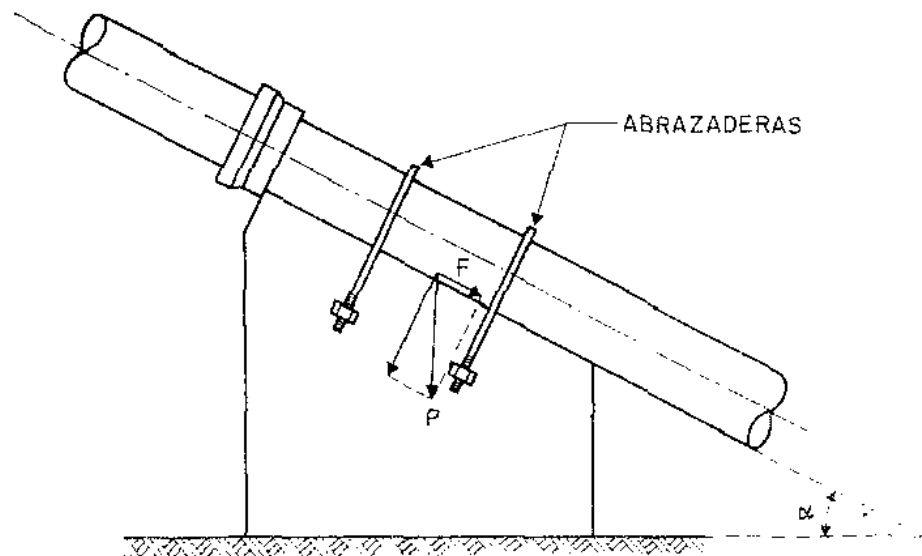


Fig. 147.—Anclaje de tuberías en pendiente. Fuerzas actuantes.

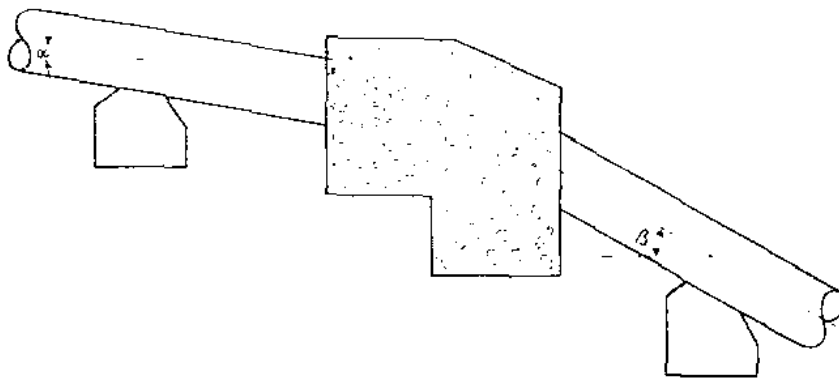


Fig. 148.—Anclaje de tubería con cambio de pendiente.

2. La fuerza F_2 debida a la velocidad del agua originada por el cambio en la cantidad de movimiento

$$F_2 = \frac{\gamma}{g} Q \times v$$

γ = Peso específico del agua

g = Aceleración de gravedad

Q = Gasto

v = Velocidad del agua para la sección considerada.

La fuerza F_2 puede despreciarse cuando se tienen presiones del orden de 150 m y velocidades de agua de 2 a 4 m/seg.

3. La fuerza F_3 debida a la sobrepresión por golpe de ariete. Cuando la magnitud de la onda de presión sea de consideración, esta fuerza puede incluirse dentro del valor ΔH de la expresión calculada en la fuerza estática, es decir:

$$F_1 = \gamma \times A (\Delta H + p)$$

Siendo:

p = Exceso de presión por golpe de ariete.

4. Las fuerzas provocadas por el peso de la tubería:

a) *Aguas arriba:* Se considera la tubería desde el eje en el Codo hasta la Junta de dilatación aguas arriba y se considera la componente tangencial del peso de la tubería.

$$F_4 = P \text{ sen } \alpha$$

P = Peso de la tubería hasta la Junta de dilatación

α = Angulo formado con la horizontal.

b) *Aguas abajo:* Se considerará la parte de tubería desde el eje hasta la junta de dilatación aguas abajo y su valor vale

$$F_5 = P \text{ sen } \beta$$

5. Las fuerzas de fricción entre el concreto y la tubería, las cuales se generan en los apoyos aguas abajo y aguas arriba del anclaje, en sentido convergente hacia el eje en caso de dilataciones y opuestos direccionalmente en caso de contracciones.

a) *Aguas arriba:*

$$F_6 = f \cos \theta \left(P + w - \frac{P'}{2} \right)$$

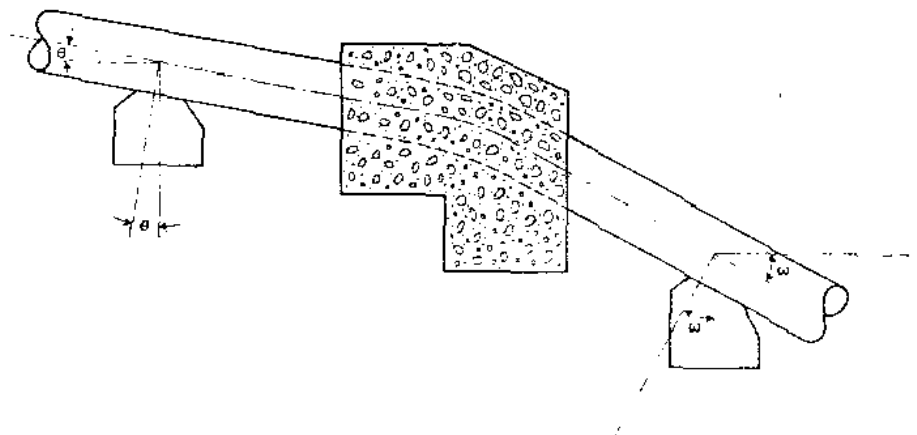


Fig. 149.—Fuerzas actuantes en el anclaje con cambios de pendiente.

Aguas abajo:

$$F = f \cos \omega \cdot P + w \cdot \frac{P'}{2}$$

Siendo:

- f = El coeficiente de fricción concreto-tubo
- θ = Angulo definido por la pendiente de la tubería
- ω = Angulo definido por la pendiente de la tubería
- P = Peso de la longitud de tubería hasta la junta de dilatación
- P' = Peso de la tubería con agua hasta el apoyo más cercano
- w = Peso del agua en la tubería hasta la junta de dilatación.

6. Las fuerzas de fricción en la junta de dilatación.

a) Aguas arriba:

$$F_g = f' \pi (d + 2t)$$

- f' = Coeficiente en la Junta
- d = Diámetro
- t = Espesor de la tubería.

b) Aguas abajo: Se genera una fuerza F_g , de igual magnitud y de sentido opuesto a la anterior, las cuales se anulan para tuberías de igual diámetro y espesor.

$$F_g = f' \pi (d + 2t)$$

f' = Coeficiente en la Junta

7. Fuerzas longitudinales por cambios de sección: Los cambios de sección antes y después del anclaje se determinan:

$$F_{10} = F_{11} = \Delta H (A_1 - A_2) \gamma$$

Donde:

- ΔH = Carga en la reducción
- A_1 = Area para $\phi 1$
- A_2 = Area de $\phi 2$

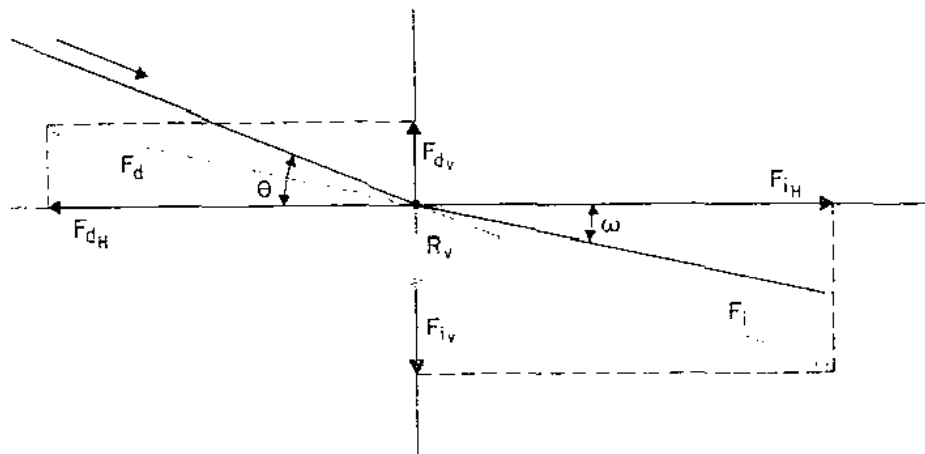
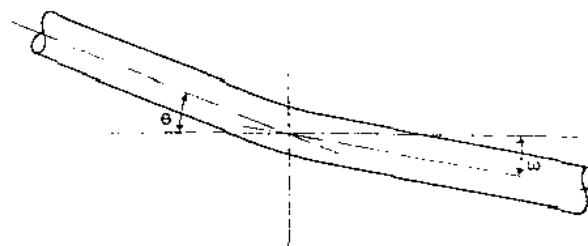


Fig. 152.—Fuerzas actuantes en el anclaje.

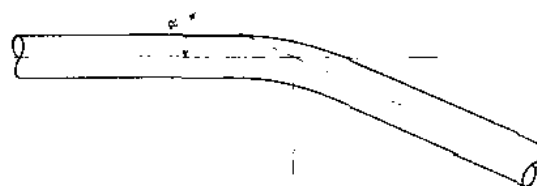
Calculada la magnitud de la resultante, deberá verificarse que ella pasa por el tercio central, a fin de evitar tracción en el concreto. El dimensionado del anclaje deberá hacerse para asegurar su estabilidad al volcamiento, deslizamiento y asentamiento.

Una vez determinadas la dirección y magnitud de todas las fuerzas actuantes, se procederá a calcular la posición y valor de la resultante.

Suponiendo el caso de cambios de dirección en ambos planos vertical y horizontal, se tiene:



PERFIL



PLANTA

Figs. 150 y 151.—Perfil y planta de aducción con cambio de dirección en ambos planos.

- ϕ = Angulo vertical antes del anclaje (Inclinación)
- ω = Angulo vertical después del anclaje (Inclinación)
- α = Angulo horizontal o de cambio de dirección.

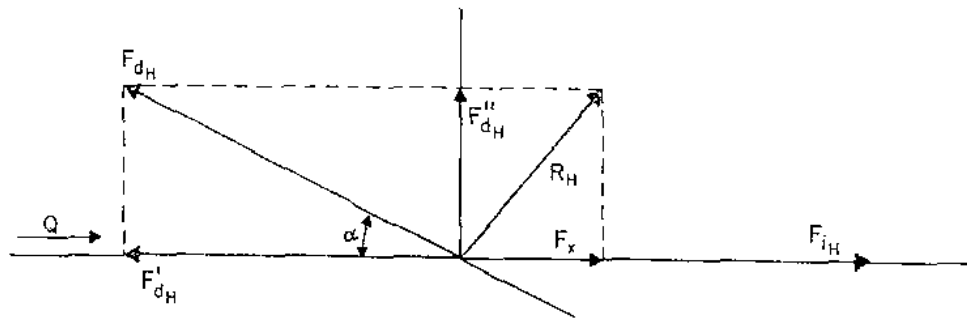
$$\begin{aligned} F_{iH} &= F_i \cos \theta \\ F_{dH} &= F_d \cos \omega \\ F_{iV} &= F_i \sin \theta \\ F_{dV} &= F_d \sin \omega \\ R'_V &= F_{iV} + F_{dV} \end{aligned}$$

* La resultante se considera negativa si está dirigida hacia abajo.

En planta, las dos proyecciones horizontales no actúan a lo largo del mismo eje, por lo cual descompondremos una de ellas en dos componentes de acuerdo a ejes normales, uno de los cuales contenga a la otra proyección.

Descomponiendo F_{dH} en dos componentes, F'_{dH} y F''_{dH} .

Para ello consideramos dos ejes perpendiculares, uno de los cuales coinciden con F_{iH} .



$$F_{iH} - F'_{dH} = F_x$$

$$F''_{dH} = F_{dH} \cos \alpha$$

$$F'_{dH} = F_{dH} \sin \alpha$$

Fig. 153.—Composición de fuerzas en el anclaje.

Luego la resultante $R_H = \sqrt{(F''_{dH})^2 + (F_x)^2}$

Luego hemos determinado los componentes vertical y horizontal de las fuerzas actuantes.

Cuando la tubería va enterrada, se tomará en consideración la reacción horizontal del terreno y analizarán las fuerzas sobre el anclaje tomando en consideración el coeficiente de fricción suelo-concreto.

Los coeficientes de fricción entre el concreto y diferentes tipos se indican en el siguiente cuadro.

CUADRO 38

COEFICIENTES DE FRICCIÓN ENTRE CONCRETO Y SUELO

Arena gruesa y grava	0,5 -0,6
Arena y grava mezclada con limo .	0,4 -0,5
Arena y limo o grava y limo con alto contenido de arcilla	0,3 -0,4
Arcilla dura	0,25-0,4
Arcilla blanda o limo	0,2 -0,3

◆ Ejemplo:

Calcular el anclaje para las condiciones siguientes:

Diámetro de la tubería = 500 mm

Espesor tubería = 0,017 m

Peso propio = 181,8 kg/m

Longitud tubo = 6 m

Gasto $Q = 186$ lts/seg

Presión estática = 91,7 m

Presión dinámica = 110,99 m

Exceso de presión por golpe de ariete = 82,6 m

Inclinación de la tubería $\theta = 21^\circ 42'$

(Ángulo vertical) $\omega = 9^\circ 32' 24''$

Cambio de dirección $\alpha = 30'$

Coefficiente de fricción concreto-tubería

$f = 0,42$

Resistencia del suelo $1,5 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de fricción en la junta de dilatación 750 kg/m

Coefficiente de fricción concreto-suelo $0,40$

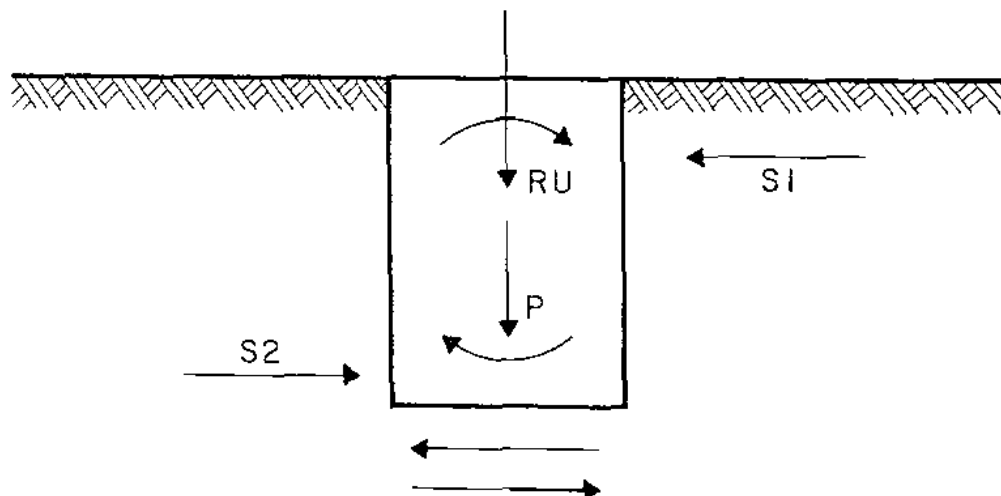


Fig. 154.—Fuerzas de fricción en anclaje de tubería enterrada.

Cálculo de las fuerzas que actúan

1. Fuerza debida a presión estática más golpe de ariete

$$F_1 = 1.000 \times 0,196 \times 174,6 = 34.283 \text{ kg}$$

2. Fuerza debida a velocidad del agua

$$F_2 = \frac{1.000}{9,81} \times 0,186 \times \frac{0,186}{0,196} = 18 \text{ kg (despreciable)}$$

3. Fuerza debida al golpe de ariete (fue incluida en 1)

4. Fuerza debida al peso de la tubería

$$a) F_4 = 20 \times 181,8 \times \sin 21,7^\circ = 1.344 \text{ kg}$$

$$b) F_5 = 45 \times 181,8 \times \sin 9,54^\circ = 1.356 \text{ kg}$$

5. Fuerza de fricción entre concreto y tubería:

$$a) F_6 = 0,42 \times \cos 21,7^\circ \left[(120 \times 181,8 + 20 \times 0,196 \times 1.000) - \frac{6}{2} (181,8 + 0,196 \times 1.000) \right]$$

$$F_6 = 0,42 \times 0,9291 \times 6.422,6 = 2.506 \text{ kg}$$

$$b) F_7 = 0,42 \cos 9,54^\circ \left[(45 \times 181,8 + 45 \times 0,196 \times 1.000) - \frac{6}{2} (181,8 + 0,196 \times 1.000) \right]$$

$$F_7 = 0,42 \times 0,9861 \times 15.867,6 = 6.571 \text{ kg.}$$

6. Fuerzas generadas en la Junta de dilatación:

$$F_8 = 750 \cdot \pi (0,5 + 2 \times 0,017) = 1.258 \text{ kg}$$

$$F_9 = F_8 = 1.258 \text{ kg}$$

Considerando el eje del anclaje, las fuerzas que actúan a cada lado serán:

$$\Sigma F_i = 34.283 + 18 + 1.344 - 2.506 - 1.258 = 31.881 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_D = 34.283 + 18 + 1.356 - 6.571 - 1.258 = 27.828 \text{ kg.}$$

Asumiendo para sismo un factor $f_s = 1,15$

$$F_1 = 1,15 \times 31.881 = 36.700 \text{ kg}$$

$$F_D = 1,15 \times 27.828 = 32.000 \text{ kg}$$

$$F_{iH} = 36.700 \times \cos 21,7^\circ = 34.100 \text{ kg}$$

$$F_{dH} = 32.000 \times \cos 9,54^\circ = 31.555 \text{ kg}$$

$$F_{iv} = 36.700 \sin 21,7^\circ = 13.570 \text{ kg}$$

$$F_{dv} = 32.000 \sin 9,54^\circ = 5.300 \text{ kg}$$

$$R_v = F_{iv} + F_{dv} = 13.570 + 5.300 = 18.870$$

$$F_{dH}' = F_{dH} \cos \alpha = 31.555 \times 30^\circ = 27.327 \text{ kg}$$

$$F_{dH}'' = F_{dH} \sin \alpha = 31.555 = 15.774 \text{ kg}$$

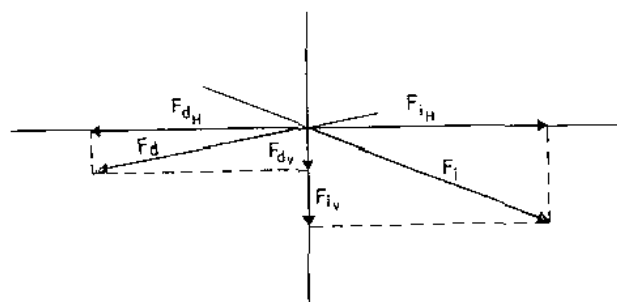
$$F_v = F_{iH} - F_{dH}' = 34.100 - 27.327 = 6.770 \text{ kg}$$

$$\text{Luego la resultante } R_H = \sqrt{(15.774)^2 + (6.770)^2} = 17.165 \text{ kg}$$

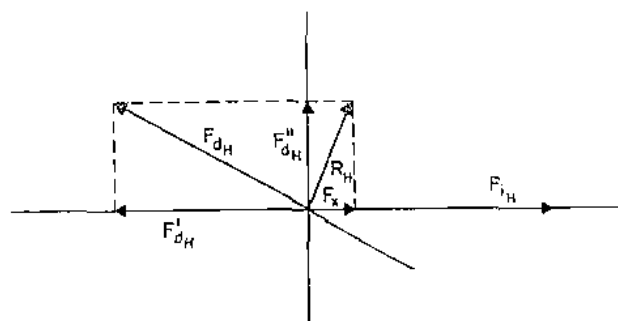
$$R = \sqrt{(R_H)^2 + (R_v)^2} = \sqrt{(18.870)^2 + (17.165)^2} = 25.509 \text{ kg}$$

$$R = 25.509 \text{ kg}$$

Determinamos el ángulo de la resultante con la horizontal:



PERFIL



PLANTA

Figs. 155 y 156.—Perfil y planta de las fuerzas actuantes. ♦

♦ Ejemplo:

Diseño de una línea de aducción por bombeo.

Una población de 16.000 habitantes incrementa su población de acuerdo a la curva siguiente:

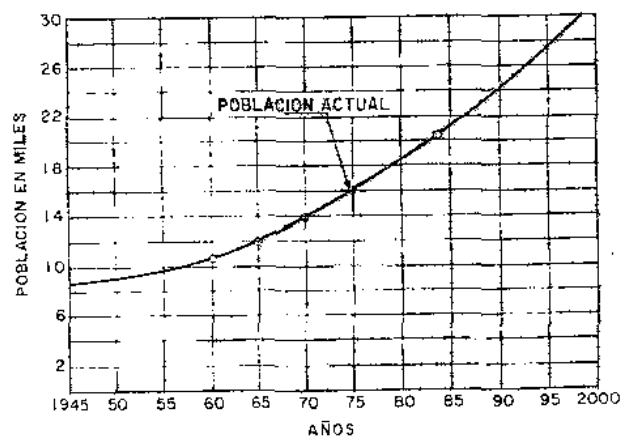
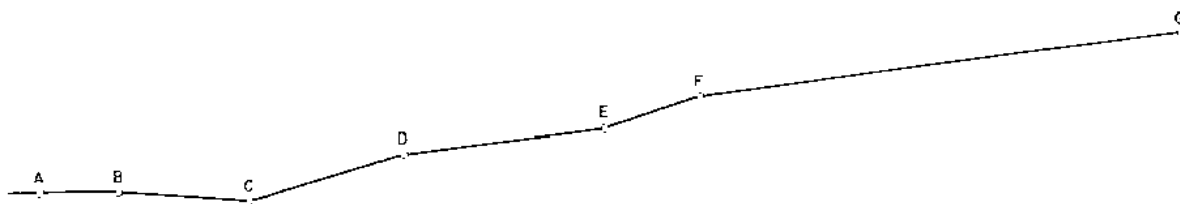


Fig. 157.—Curva de crecimiento poblacional.



COTA	157.23	157.23	150.54	178.70	194.06	214.55	254.60
DISTANCIA HORIZONTAL	0	50.0	134.06	231.50	358.40	417.28	712.44
DISTANCIA INCLINADA	0	50.0	134.33	235.75	363.59	425.93	723.84

Fig. 158.—Perfil de la línea de aducción.

Estime un tiempo de bombeo de 10 horas.

Se usará tubería de H. F. cuyos costos se indican en la tabla anexa. Asuma la cota de rebose del estanque.

Haga un análisis económico de su proyecto mediante la selección de por lo menos tres diámetros comerciales.

Estime el consumo de la energía eléctrica en 0.10 Bs/kw-hora.

Asuma un período de diseño de 20 años para la línea y 10 para los equipos de bombeo.

Se desea proyectar una línea de bombeo, para lo cual se tiene el perfil cuyos datos se reportan a continuación.

CUADRO 39
COSTO DE TUBERÍA

Diámetro	150 (en Bs/m)	200 (en Bs/m)	250 (en Bs/m)
4"	38.14	46.40	48.60
6"	43.15	50.26	52.80
8"	56.43	60.10	66.05
10"	74.20	79.60	84.88
12"	83.70	89.06	103.47
14"	95.63	111.00	129.13
16"	124.44	144.31	165.96
18"	154.19	192.29	187.69
20"	195.84	223.61	233.43

CUADRO 40
COSTO DE MANO DE OBRA

Diámetro		Costo Bs/m	PESO	
			Clase	Peso (kg/m)
4"	Excavación	3.36	150	20.4
	Colocación	3.92	200	22.3
	Relleno	2.04	250	23.8
6"	Excavación	4.45	150	33.0
	Colocación	5.58	200	36.0
	Relleno	2.65	250	38.8
8"	Excavación	5.58	150	48.25
	Colocación	7.64	200	52.3
	Relleno	3.28	250	56.3
10"	Excavación	6.63	150	65.0
	Colocación	10.45	200	71.0
	Relleno	3.84	250	76.3
12"	Excavación	8.85	150	84.0
	Colocación	12.26	200	91.5
	Relleno	4.60	250	98.8
14"	Excavación	9.90	150	105.8
	Colocación	14.85	200	114.5
	Relleno	6.12	250	123.8
16"	Excavación	10.97	150	128.5
	Colocación	16.90	200	140.2
	Relleno	6.86	250	151.0
18"	Excavación	12.03	150	153.3
	Colocación	18.97	200	176.2
	Relleno	7.20	250	190.1
20"	Excavación	13.90	150	181.8
	Colocación	22.00	200	197.5
	Relleno	8.14	250	213.3

NOTA: Transporte 0.20 Bs/ton/km
Accesorios, estimar 10 por 100 costo de tubería.

1. Gasto de diseño

Población actual = 16.000 habitantes

Población futura (1985) = 21.000 habitantes

Población futura (1995) = 27.500 habitantes

Dotación = 250 lts/pers/día

Tiempo de bombeo = 10 horas

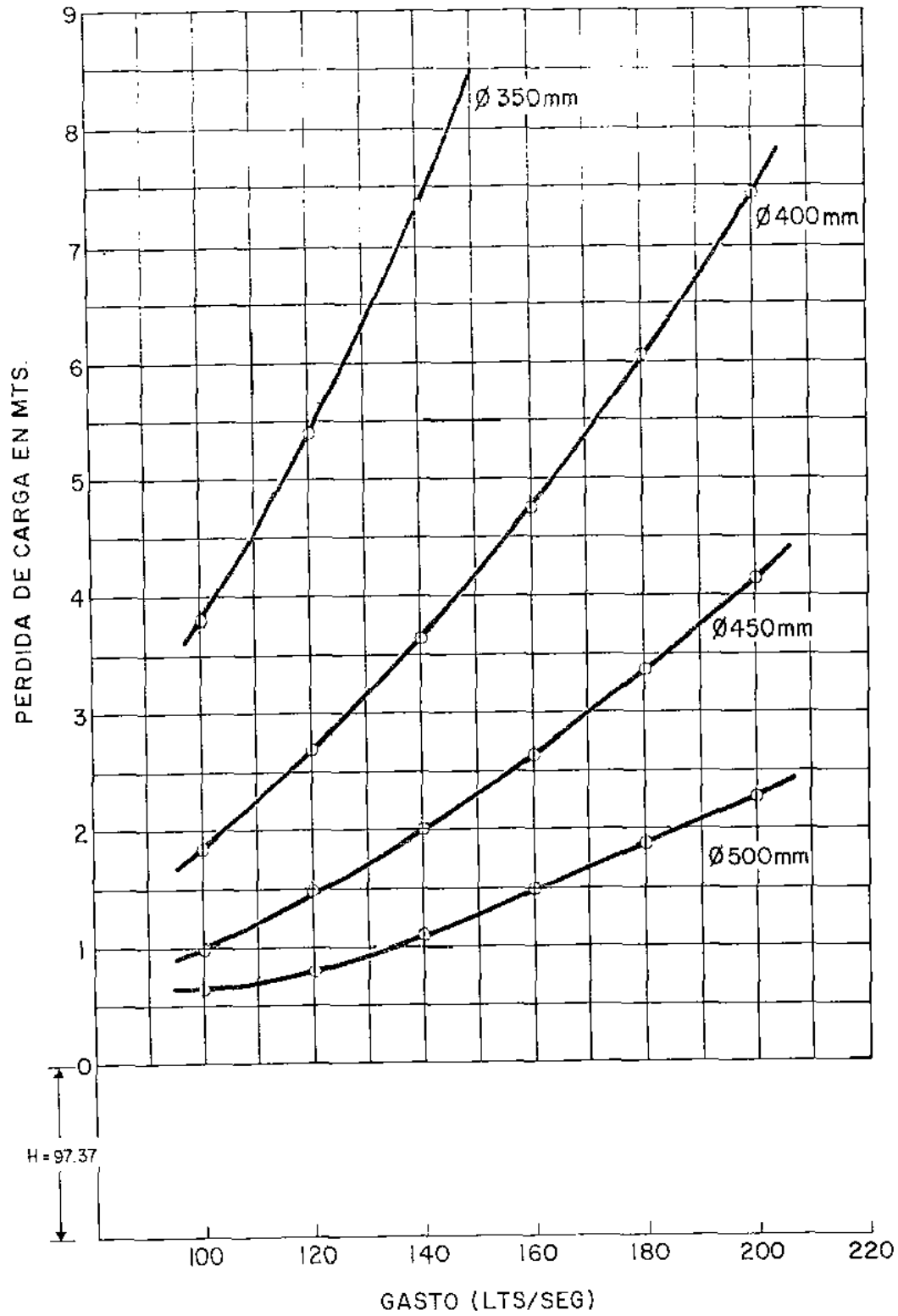


Fig. 159.—Curva de gastos (l/s) V_1 pérdida de carga (mts.).

Considerando el gasto máximo diario como gasto de diseño, se tendría:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{máx}} \text{ diario} = K_1 Q_{\text{mf}} \times \frac{24}{N}$$

tomando para $K_1 = 1$ para evitar sobre diseño.

a) Actualidad

$$Q_h = \frac{16.000 \times 250 \times 24}{86.400 \times 10} = 111,1 \text{ lts/seg}$$

b) Para los primeros 10 años (1985)

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{21.000 \times 250 \times 24}{86.400 \times 10} = 146 \text{ lts/seg}$$

c) Para los siguientes 10 años (1995)

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{27.500 \times 250 \times 24}{86.400 \times 10} = 191 \text{ lts/seg}$$

2. Selección de Diámetros

Usaremos los tres criterios señalados:

a) Expresión de Bresse

$$\phi = K_5 \lambda^{1/4} \times (Q_d)^{1/2} \quad K_5 = 1,3$$

$$\phi = 1,3 \times \left(\frac{10}{24}\right)^{1/4} \times (0,191)^{1/2}$$

$$\phi = 1,3 \times 0,803 \times 0,437 = 0,456 \text{ m}$$

$$\phi = 450 \text{ mm (18")}$$

b) Utilizando el ábaco para velocidades económicas (Fig. 126) para $Q = 191$ lts/seg, obtengo

$$\phi_1 = 500 \text{ mm (20")}$$

$$\phi_2 = 450 \text{ mm (18")}$$

$$\phi_3 = 400 \text{ mm (16")}$$

c) Utilizando las Normas INOS, velocidades económicas

$$Q_{\text{máx}} = 206 \text{ lts/seg} \quad V_{\text{máx}} = 1,3 \text{ m/seg} \quad \phi = 18"$$

Luego para nuestro estudio consideramos los diámetros ϕ 16", 18" y 20".

$$\text{Usaremos } C = 100 \quad n = 2$$

$$L' = 1,05 \times 729,84 = 760 \text{ m}$$

$$\alpha_{16} = 0^b 2246$$

$$\alpha_{18} = 0^b 1226$$

$$\alpha_{20} = 0^7 7032$$

3. Determinación de las pérdidas de carga:

Diámetro	PERDIDAS DE CARGA		
	Q actual = 111,11	Q ₁₀ = 146	Q ₂₀ = 191,0 lts/seg
16" (400 mm)	2,10 m	3,64 m	6,22 m
18" (450 mm)	1,15 m	1,98 m	3,40 m
20" (500 mm)	0,66 m	1,14 m	1,95 m

Gastos lts/seg	PERDIDAS DE CARGA				
	ø 350 mm	ø 400 mm	ø 450 mm	ø 500 mm	ø 550 mm
120	5,41	2,68	1,47	0,83	0,47
140	7,36	3,65	2,00	1,13	0,64
160	9,61	4,77	2,62	1,47	0,83
180	12,17	6,04	3,31	1,86	1,05
200	15,02	7,45	4,09	2,30	1,30

En base a estos datos se dibuja la curva de gastos contra pérdidas de carga.

Determinación de la potencia requerida:

$$H. P. = \frac{Q \times H_i}{76 \times \epsilon} \quad \epsilon = \text{eficiencia} = 75 \text{ por } 100$$

a) Período 1975-1985: $Q_d = 146$ lts/seg

$$H. P. = 2,56 \times H_i$$

b) Período 1985-1995: $Q_d = 191$ lts/seg

$$H. P. = 3,35 \times H_i$$

POTENCIA

	ø	H	J	Presión dinámica	Potencia
	Pulgadas	m	m	m	H. P.
'75-'85	16	97,37	3,64	101,01	259
	18	97,37	1,99	99,36	255
	20	97,37	1,14	98,51	253
'85-'95	16	97,37	6,23	103,60	347
	18	97,37	3,40	100,77	338
	20	97,37	1,95	99,32	333

Fig 1	J (m)	H + J (m)	HP Potencia	Potencia kW	Costo anual (Bs.)	Costo anual (Bs/lts/seg)	Costo en el período (Bs.)
120	2,68	100,05	216,4	161,4	58.911,00	490,93	294.555,00
140	3,65	101,02	254,9	190,1	69.386,50	495,62	346.932,50
160	4,77	102,14	294,6	219,7	80.190,50	501,19	400.952,50
180	6,04	103,41	355,5	265,1	96.761,50	537,56	483.807,50
200	7,45	104,82	437,9	321,8	102.857,00	514,28	
Total							1.526.247,50
120	1,47	98,84	213,8	159,4	58.181,00	484,84	290.905,00
140	2,00	99,37	250,6	186,9	68.218,50	487,28	341.092,50
160	2,62	99,99	288,4	215,1	78.511,50	490,70	392.557,50
180	3,31	100,68	326,6	243,5	88.877,50	493,76	444.387,50
200	4,09	101,46	365,8	272,8	99.572,00	497,86	
Total							1.468.942,50
120	0,83	98,20	212,4	158,4	57.816,00	481,80	289.080,00
140	1,13	98,50	248,6	185,4	67.671,00	483,36	338.355,00
160	1,47	98,84	285,0	212,5	77.562,50	484,77	387.812,50
180	1,86	99,23	321,9	240,0	87.600,00	486,67	438.000,00
200	2,30	99,67	359,3	267,9	97.783,50	488,92	
Total							1.453.247,50

Determinación del costo del equipo de bombeo:

Costo del motor = 500 Bs/H. P.

Costo de la bomba = 1,6 del costo del motor.

COSTO DEL EQUIPO

	φ	Potencia	Costo motor	Costo bomba	Costo total
	Pulgadas	H. P.	Bs	Bs	Bs
'75-'85	16	259	129.500	207.200	336.700
	18	255	127.500	204.000	331.500
	20	253	126.500	202.400	328.900
'85-'95	16	347	173.500	277.600	451.100
	18	338	169.000	270.400	439.400
	20	333	166.500	266.400	432.900

Determinación del exceso de presión por golpe de ariete:

$Q_{II} = 191$ lts/seg (para la tubería de aducción)

$$\text{velocidad} = v = Q/A \quad ; \quad A = \pi \times \frac{\phi^2}{4}$$

$$\begin{aligned} \phi = 16'' & \left\{ \begin{array}{l} A = 201,06 \text{ pulg}^2 \\ v = 4,83 \text{ pies/seg} \end{array} \right. \\ \phi = 18'' & \left\{ \begin{array}{l} A = 254,47 \text{ pulg}^2 \\ v = 3,82 \text{ pies/seg} \end{array} \right. \\ \phi = 20'' & \left\{ \begin{array}{l} A = 314,16 \text{ pulg}^2 \\ v = 3,09 \text{ pies/seg} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\text{espesores} \left\{ \begin{array}{l} \phi = 16'' \quad t = 0,90'' \\ \phi = 18'' \quad t = 0,95'' \\ \phi = 20'' \quad t = 1,00'' \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \text{módulos de elasticidad} \quad K &= 2 \times 10^8 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{agua}) \\ E &= 6 \times 10^6 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{H. F.}) \end{aligned}$$

ΔP para cerrado instantáneo (caso más desfavorable)

$$\Delta P = 63,6 \times v \times \sqrt{1 + \frac{K \times \phi}{E \times t}}$$

$$\text{Para } \phi = 16'' \quad \Delta P = 12,61 \text{ lbs/pulg}^2 = 8,83 \text{ m}$$

$$\text{Para } \phi = 18'' \quad \Delta P = 9,66 \text{ lbs/pulg}^2 = 6,76 \text{ m}$$

$$\text{Para } \phi = 20'' \quad \Delta P = 7,61 \text{ lbs/pulg}^2 = 5,33 \text{ m}$$

Para todos los diámetros se verifica que:

$$\text{Presión estática} + \Delta P > \text{Presión dinámica}$$

luego predomina el «golpe de ariete» en el diseño.

Verificación del Punto de cota mínima

$$\Delta H_{\max} = 254,60 - 150,00 = 104,60 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\max} + \Delta P = \begin{cases} 113,43 \text{ m} & (\phi = 16'') \\ 111,36 \text{ m} & (\phi = 18'') \\ 109,93 \text{ m} & (\phi = 20'') \end{cases}$$

Luego para este punto se requiere tubería clase 200 (140 m). al igual que para el tramo inicial (a partir de la bomba). y se determinarán las longitudes de tubería correspondientes a las clases 200 y 150. para cada diámetro.

COSTOS DE TUBERIAS

Clase	φ = 16"		φ = 18"		φ = 20"	
	150	200	150	200	150	200
Longitud m	656	67,70	675	48,70	685	38,70
Costo Bs./m	124,44	144,31	154,19	192,29	195,84	223,61
Costo total Bs.	81.632,65	9.769,80	104.078,25	9.364,50	134.150,40	8.653,70
Σ costo Bs.	91.402,45		113.442,75		142.804,10	
Accesorios Bs.	9.140,25		11.344,30		14.280,40	
Costo total Bs.	100.542,70		124.787,00		157.084,50	

COSTOS DE INSTALACION

φ	Excavación	Colocación	Relleno	Total
16	7.938,30	12.229,50	4.964,20	25.132,00
18	8.705,40	13.727,45	5.210,20	27.643,05
20	10.058,60	15.920,10	5.890,40	31.869,10

COSTOS DE TRANSPORTE

Distancia de transporte asumida = 100 km

Costo unitario = 0,20 Bs/ton/km

Costo por peso = 20,00 Bs/ton

φ	L.	Peso unit.	Peso total	Costo unit.	Costo total	Σ de costos totales
pulg	m	kg/m	ton	Bs/ton	Bs	Bs
16	67,70	140,20	9,50	20	190	1.876
	656,00	128,50	84,30	20	1.686	
18	48,70	176,20	8,60	20	172	2.242
	675,00	153,30	103,50	20	2.070	
20	38,70	197,50	7,65	20	153	2.643
	685,00	181,80	124,50	20	2.490	

COMPARACION DE LOS COSTOS TOTALES PARA LAS TRES ALTERNATIVAS

φ	Equipo	Energía	Tubería	Instalación	Transporte	Total
16	787.800	1.526.247,50	100.542,70	25.132	1.876	2.441.598,20
18	770.900	1.468.942,50	124.787	27.643	2.242	2.394.514,50
20	761.800	1.453.247,50	157.084,50	31.869,10	2.643	2.406.644,10

Luego la alternativa a escoger, por ser la más económica, es la de tubería de 18" de diámetro. ♦

Capítulo VI

Obras de captación

Estructuras de captación de fuentes superficiales sin regulación. Dique-toma. Dique-toma con pozo de carga. Lecho filtrante. Captación directa con bombeo. Estructuras flotantes

Estructuras de captación de fuentes superficiales reguladas. Torre-toma. Sifón

Obras de captación de fuentes subterráneas.
Pozos profundos

Criterios para el diseño. Diámetro.
Profundidad. Tipos

Longitud de captación. Área libre de captación.
Empacadura de grava. Material

Galerías de infiltración

Obras de captación

La obra de captación consiste de una estructura colocada directamente en la fuente a fin de captar el gasto deseado y conducirlo a la línea de aducción.

Para el diseño de obras de captación de fuentes superficiales, habrá que considerar aquellos aspectos característicos que señalamos en el capítulo correspondiente a fuentes de abastecimiento, y que nos conduce a considerar dos tipos:

- a) Fuentes superficiales sin regulación.
- b) Fuentes superficiales con la regulación de sus caudales.

ESTRUCTURAS DE CAPTACION DE FUENTES SUPERFICIALES SIN REGULACION

El diseño de una obra de captación de una fuente sin regulación supone un caudal del río superior al gasto máximo diario para cualquier época.

Bajo el punto de vista hidráulico, el problema se reduce a determinar una altura de aguas sobre el área de captación, tal que el gasto mínimo aforado asegure la captación del gasto deseado (Q_{max} diario).

Bajo el punto de vista estructural, el diseño deberá proveer seguridad a la acción destructiva del río: deslizamiento, volcamiento, erosión, sedimentación, etc.

Cuando se trate de ríos de poco caudal o quebradas, puede diseñarse una estructura de captación interceptando el flujo del río y asegurando la captación del gasto requerido.

Un dispositivo que intercepte al curso del río estará expuesto a una serie de factores negativos, por lo cual deberá ser tal que presente las mejores condiciones de funcionamiento, entre otras:

- a) El nivel de entrada de las aguas debe quedar a la máxima altura posible para evitar ser alcanzada por los sedimentos.

- b) El área de captación debe protegerse contra el paso de material grueso.
- c) La velocidad de la corriente en las cercanías de la estructura debe ser tal que no provoque excesiva sedimentación.
- d) Debe ofrecer seguridad de volcamiento y deslizamiento, mediante anclajes firmes y seguros.

Una de las estructuras que mejor satisface estas condiciones consiste en un dique-toma con área de captación ubicado sobre la cresta del vertedero central.

En la práctica, se diseña un vertedero central para permitir el gasto medio de la fuente superficial y un vertedero de crecida para permitir el paso del gasto máximo aforado y evitar socavaciones en las laderas y fundaciones del dique.

En virtud de las múltiples variables que intervienen en la determinación de este tipo de obra de captación, su diseño está basado en aproximaciones, basadas en fórmulas experimentales. A tal efecto, N. Nyerges en su trabajo «Obras de Captación de Cursos Superficiales de Agua para gastos Moderados» (33), presentado en el Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria, presenta una solución gráfica-analítica que logra con bastante aproximación una solución adecuada.

La altura H puede estimarse en base a la fórmula de vertederos $Q = CLH^{3/2}$. El coeficiente C puede estimarse en base al ábaco de la figura 160.

La carga H sobre la cresta del vertedero impartirá al agua una velocidad V_h , cuyo valor puede calcularse como

$$V_h = \sqrt{2g(H - h)}$$

$$q = h_1 \sqrt{2g(H - h)}$$



Foto 23.—Dique-toma con captación sobre la cresta del vertedero central.

Siendo q el caudal por metro lineal de vertedero. Las deducciones hechas (33), concluyen en la expresión

$$q_c = C_2 C_1 \left[\frac{Vh^3}{\tau_s} \operatorname{long}_e \frac{B}{s} + \frac{g}{2Vh} (B^2 - S^2) \right]$$

Q_c = gasto captado

C_1 = % de longitud útil de captación

C_2 = coeficiente de construcción de la rejilla.

Para facilitar el diseño, N. Nyerges en la referencia señalada, recomienda la utilización del ábaco de la gráfica 161, que permite estimar las alturas H y h_1 de rebose, en función del gasto Q por metro lineal.

Los valores de C_1 y C_2 , están dados en la tabla anexa para diferentes condiciones y tipos de rejilla.

A fin de garantizar la captación, se utiliza un factor de seguridad, de 2 a 3, con lo cual se obtendrá un ancho b de rejilla que debe ser igual o mayor que b_0 .

A fin de lograr un diseño económico, se procura un ancho mínimo de dique-toma en la cresta del vertedero, esto estará determinado por la estabilidad necesaria y por el diámetro de la tubería a empotrar.

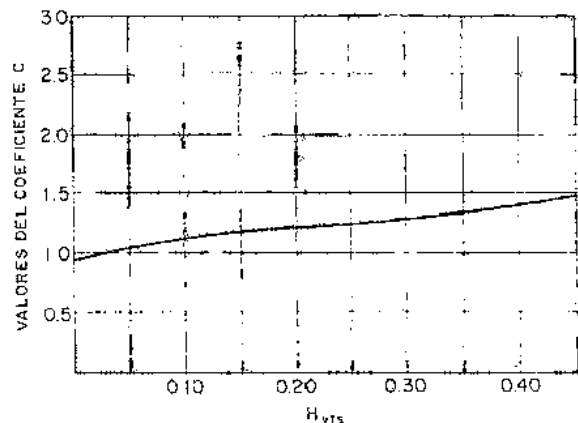


Fig. 160.—Valores aproximados del coeficiente C en la expresión $q = CH^{3/2}$ (N. Nyerges).

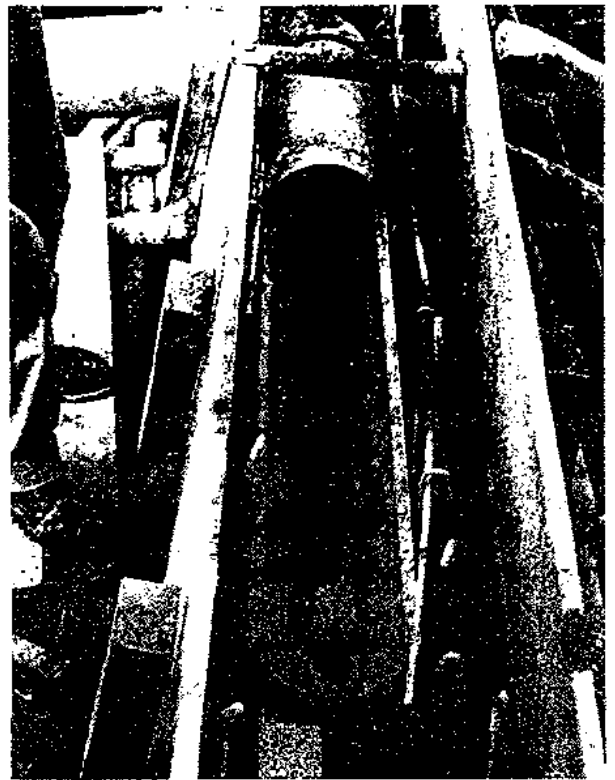


Foto 24.—Detalle constructivo de la zona de captación de un dique-toma con captación superior.

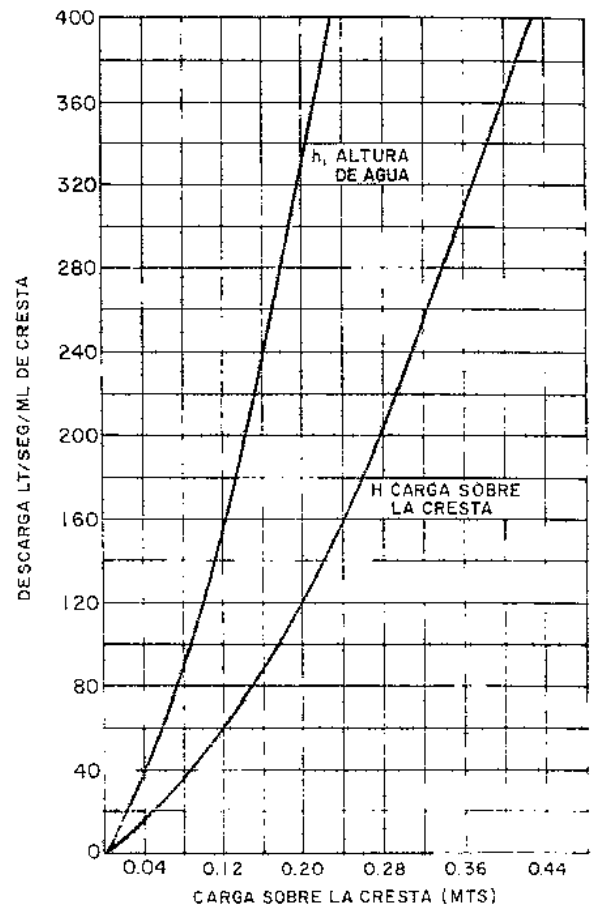


Fig. 161.—Descarga máxima por metro lineal de Cresta de Vertedero (N. Nyerges).

Tipo	Descripción	C_2	C_1	C_2^2
1	Barras cuadradas de 1 cm de lado, espaciadas 1 cm c/u.	0,45	0,50	0,225
2	Barras cuadradas de 1 cm de lado, espaciadas cada 2 cm.	0,55	0,65	0,357
3	Barras cuadradas de 1,5 cm de lado, espaciadas a 1 cm.	0,45	0,40	0,180
4	Barras cuadradas de 1,5 cm de lado, espaciadas a 2 cm.	0,55	0,56	0,308
5	Igual tipo 1, pero con tela metálica de espesor 2 mm.	0,30	0,18	0,054
6	Igual al tipo 2, con tela metálica soldada.	0,37	0,23	0,085
7	Igual al tipo 3, con tela metálica soldada.	0,30	0,14	0,042
8	Igual al tipo 4, con tela metálica soldada.	0,37	0,20	0,074

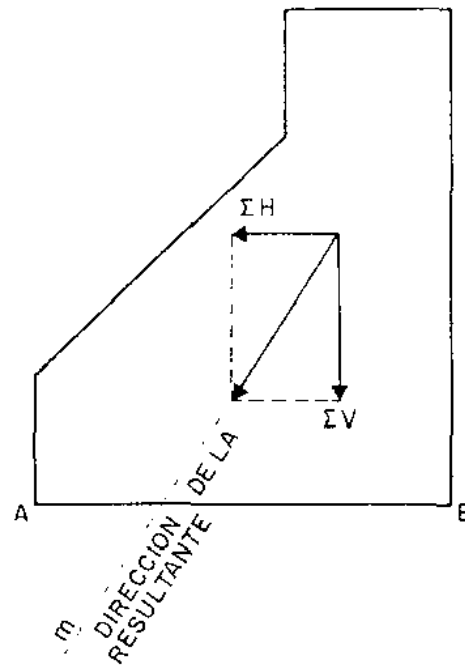


Fig. 163.—Posición de la resultante de fuerzas actuantes en el dique-toma.

Bajo el punto de vista estructural, un análisis de la Sección del dique se hace necesario.

Este aspecto tiene por objeto la determinación de las dimensiones de la Sección transversal, con el fin de contrarrestar los efectos del volcamiento y deslizamiento causados por:

- Empuje hidráulico.
- Empuje de sedimentos.
- Impactos sobre el dique.

En el caso de represas, los factores principales son el empuje hidráulico, la subpresión, el empuje de sedimentos y la presión negativa de la lámina vertical, pero en el caso de diques pequeños, juega un papel importante la fuerza del impacto por causa de objetos arrastrados; en cambio el efecto de la subpresión y presión negativa de la lámina son despreciables en la mayoría de los casos.

El cálculo de las fuerzas de impacto requieren de la estimación de las condiciones con que el impacto se produce. Puede calcularse por la ecuación de la

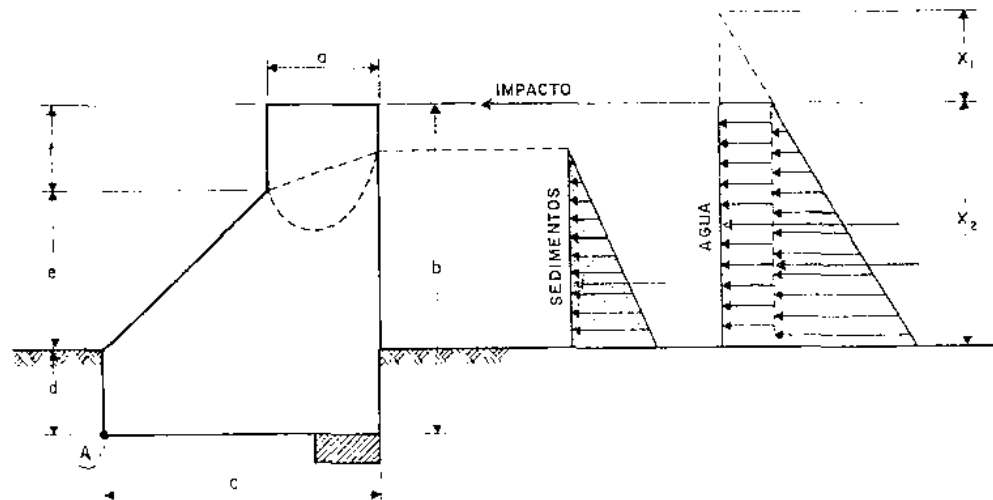


Fig. 162.—Fuerzas actuantes sobre la sección transversal de un dique-toma.

cantidad de movimiento $C_1 M_1 = M_1 \cdot V_1$, estimada la velocidad máxima del río y el tamaño, peso y velocidad de los objetos arrastrados.

I. Verificación de la posición de la resultante

\overline{AB} = Longitud de la base

e = Excentricidad

$$e = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_V}{\Sigma V} = \frac{\Delta M}{\Sigma V}$$

La línea de acción debe pasar por el Tercio Central en la base del dique, por lo tanto, se debe cumplir la condición

$$C/3 \leq e \leq 2C/3.$$

II. Verificación al volcamiento

Se usará un factor de seguridad al volcamiento ≥ 2 :

$$F_v = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MV} \geq 2.$$

III. Verificación al deslizamiento

Se usará un factor de seguridad al deslizamiento $\geq 1,5$.

μ = coeficiente de fricción del concreto y roca = 0,70

$$F_d = \frac{\mu \Sigma V}{\Sigma H} \geq 1,5$$

Si $F_d \geq 1,5$ No se necesita dentellón.

Si $F_d < 1,5$ Se usará dentellón.

γ agua = 1.000 kg/m³

γ sedimentos = 1.800 kg/m³ $\gamma'_s = 1.100$ kg/m³ (sumergidos)

concreto = 2.200 – 2.400 kg/m³

X_1 = altura de crecida.

Una tabla como la que se indica a continuación, se sugiere para la determinación de las fuerzas y momentos actuantes.

CUADRO 42

FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES EN LA SECCION TRANSVERSAL

Fuerza	Brazo	Mov. vol.	Mov. Resist.	Observaciones
Impacto F_1				
Empuje hidráulico F_2				
Empuje de sedimentos F_3				
Concreto				

♦ Ejemplo:

Diseñar un dique-toma para captar un gasto $Q = 20$ lts/seg. siendo los gastos aforados los siguientes:

$$Q_{\min} = 30 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = 45 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\max} = 100 \text{ lts/seg.}$$

1. Para $Q = 45$ lts/seg. utilizando la figura 161, se tiene:

$$H = 10 \text{ cm} \quad h = 4 \text{ cm.}$$

Luego adoptamos para el vertedero central las dimensiones

$$H_1 = 10 \text{ cm.} \quad L = 1,00 \text{ m.}$$

2. Dimensionado del vertedero de crecida. Tomando en consideración el ancho del cauce, fijamos una longitud.

$$L = 4,20 \text{ m} \quad \text{y} \quad H_c = 10 \text{ cm.}$$

Se tiene, del ábaco anterior, que la capacidad será:

$$Q = 3,20 \times 45 + 1,0 \times 130 = 144 + 130 = 274 \text{ lts/seg} > 100 \text{ lts/seg.}$$

3. Determinación del área de captación

$$q = h_1 \sqrt{(H - h_1)} \quad Q_{\min} = 30 \text{ lts/seg}$$

$$Vh = \sqrt{2g(H - h_1)}.$$

Para

$$Q = 30 \text{ lts/seg} \quad h_1 = 0,033 \text{ m}$$

$$Vh_1 = 0,9 \text{ m/seg.}$$

Siendo

$$Q_c = 20 \text{ lts/seg.}$$

Asumimos un ancho $B = 0,325$ m para un ancho de cresta de 0,40

$$b_0 = 0,25$$

$$\frac{Z}{B} = \frac{1}{8}$$

$$S_0 = 0,075.$$

Determinamos la distancia:

$$S = \frac{Z V h^2}{g B} = \frac{1}{8} \times \frac{(0,91)^2}{9,81} = 1,06 \text{ cm}$$

$$1,06 < 7,5.$$

Cálculos $C_1 \times C_2$

$$Q_c = C_2 C_1 \left[\frac{Vh^3}{g} \lg_e \frac{B}{S_0} - \frac{g}{2Vh} (B^2 - S_0^2) \right]$$

$$0,20 = C_2 C_1 \left[\frac{(0,91)^3}{9,81} \lg_e \frac{0,325}{0,075} + \right.$$

$$\left. + \frac{9,81}{2 \times 0,91} (0,325^2 - 0,075^2) \right]$$

$$C_2 C_1 = \frac{0.20}{\frac{(0.91)^4}{9.81} \lg_e 4.33 + \frac{9.81}{2 \times 0.91} \times 0.1} =$$

$$= \frac{0.20}{0.0768 \lg_e 4.33 + 0.539}$$

$$C_2 C_1 = \frac{0.020}{0.651} = 0.0307.$$

Considerando un factor de seguridad $f = 3$

$$0.0307 \times 3 = 0.0921.$$

Si usamos rejillas tipo 1:

$$C_2 C_1 = 0.225 > 0.0921.$$

$$\text{Peso del concreto} = 2.300 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma \text{ del agua} = 1.000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s \text{ sedimento} = 1.800 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma'_s \text{ sedimento (sumergidos)} = 1.100 \text{ kg/m}^3$$

Sub-presión lineal. Con. de presión a la sub-presión $C = 2/3$.

Carga sobre el vertedero = 10 cm.

$$\text{Fuerza de Impacto } C M = m \times v = \frac{500}{9.81} \times$$

$$\times 1.85 = 100 \text{ Kg}$$

$$F = 100 \text{ kg}$$

$$P_s = \frac{1}{2} \times 1.100 \times 0.80^2 = 352 \text{ kg.}$$

$$P_1 = 0.10 \times 0.80 \times 1.000 = 80 \text{ kg.}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \times 1.000 \times 0.80^2 = 320 \text{ kg.}$$

$$W_1 = 2.300 \times 0.40 \times 1.20 = 1.104 \text{ kg.}$$

$$W_2 = 2.300 \times \frac{1}{2} \times 0.80 \times 0.57 = 524 \text{ kg.}$$

$$W_3 = 2.300 \times 0.80 \times 0.20 = 368 \text{ kg.}$$

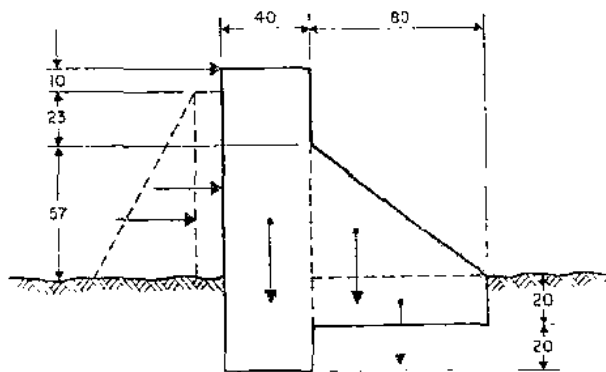


Fig. 164.—Sección transversal del dique-toma y fuerzas actuantes.

	Fuerza (kg)	Brazo (m)	Mom. Vol. (kg-m)	Mom. resist. (kg-m)	Observaciones
Impacto	100	1.10	110		
Sedimentos	352	0.46	162		
Agua P ₁	80	0.60	48		
Agua P ₂	320	0.46	147		
			467		
Concreto W ₁	1.104	1.00		1.104	
Concreto W ₂	524	0.53		278	
Concreto W ₃	368	0.40		147	
				1.529	

Volcamiento:

$$\text{Coef. de Seguridad al volcamiento} = \frac{1.529}{467} = 3.3 > 2.$$

Posición de la resultante

$$a = \frac{\Delta M}{\Sigma V} = \frac{1.062}{2.001} = 0.53 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad} = \frac{1.20}{2} - 0.53 = 0.60 - 0.53 = 0.07$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1.20}{6} = 0.20 \quad 0.07 < 0.20.$$

Hundimiento:

Esfuerzo máximo:

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) =$$

$$= \frac{2.001}{1.20 \times 1.0} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.07}{1.20} \right) = \left\{ \begin{array}{l} 2.251 \text{ kg/m}^2 \\ 1.084 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

Verificación de deslizamiento

$$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{2.001}{852} = 2.34 > 1.5.$$

No requiere dentellón. ♦

En algunos casos, a fin de evitar socavaciones, dependiendo de la altura y del gasto de rebose, conviene construir la cara aguas abajo del dique toma, de forma del perfil de la lámina de agua.

Para gastos pequeños, la aproximación que se logra mediante la aplicación directa de las expresiones de hidráulica conocidas para vertederos y orificios sumergidos, dan suficiente exactitud

$$Q_{\min} = 1.84 LH^{3/2}$$

$$Q_c = CA \sqrt{2gH}.$$

Donde H es la carga que el gasto mínimo de aforo crea sobre la cresta del vertedero y Q_c es el gasto deseado.



Foto 25.—Captación en el vertedero central con perfil vertiente Creager.

◆ Ejemplo:

Diseñar un dique-toma para captar un gasto de 13 lts/seg de una fuente superficial cuyos datos de aforo son:

$$\begin{aligned} Q_{\min} &= 15 \text{ lts/seg} \\ Q_{\text{medio}} &= 20 \text{ lts/seg} \\ Q_{\max} &= 2.000 \text{ lts/seg.} \end{aligned}$$

Asumiendo para el vertedero de reboso un ancho de 1 m

$$H_1 = H_{\text{medio}} = \left(\frac{0,020}{1,84 \times 1,0} \right)^{2/3} = 0,049 \text{ m} \approx 5 \text{ cm}$$

Tomamos $Hv_c = 10 \text{ cm}$

$$H_2 = H_{\text{mínima}} = \left(\frac{0,015}{1,84 \times 1,0} \right)^{2/3} = 0,041 \text{ m} = 4,1 \text{ cm.}$$

Vertedero de crecida:

$$\text{Para } L = 4,0 \text{ m.}$$

Gasto a través del vertedero de reboso

$$Q_{v_r} = 1,84 \times 1,0 (0,10)^{3/2} = 0,043 \text{ m}^3/\text{seg} = 43 \text{ lts/seg.}$$

Gasto a través del vertedero de crecida:

$$Q = 980 - 43 = 937 \text{ lts/seg}$$

$$H_3 = \left(\frac{0,937}{1,84 \times 4,0} \right)^{2/3} = 25,4 \text{ cm} \quad \text{tomamos } H = 30 \text{ cm}$$

Dimensiones:

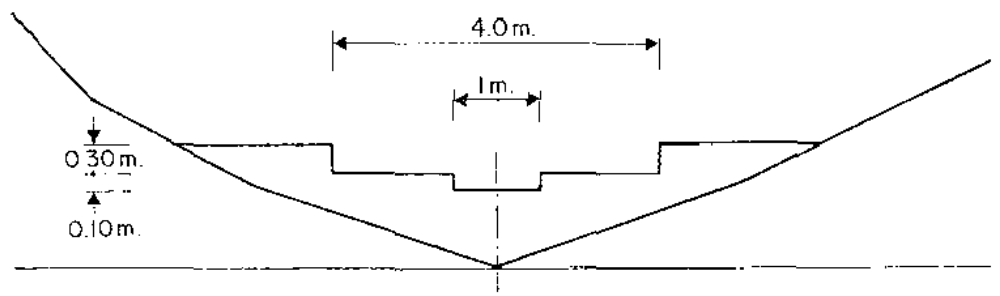


Fig. 165.—Sección de dique-toma y cauce del río.

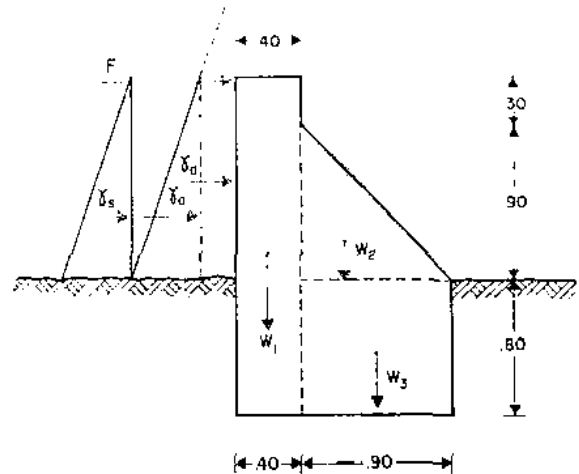


Fig. 166.—Fuerzas actuantes sobre la sección.

Area de captación:

$$\begin{aligned} A &= \frac{Q_c}{C \sqrt{2g} H_2} = \frac{0,013}{0,60 \sqrt{19,62 \times 0,041}} = \\ &= 0,0242 \text{ m}^2 = 242 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Ancho del vertedero = 20 cm.

Rejilla de 10 cm de ancho, formada por barras de 1 cm separadas 0,5 cm.

$$\text{Area} = 10 \times 0,5 = 5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Espacios libres requeridos} = \frac{242}{5} = 48,4.$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud de la rejilla} &= 48,4 \times 0,5 + 49,4 \times 1 = \\ &= 72,6 \text{ cm} < 1,0 \text{ m.} \end{aligned}$$

		F. horizontal-Kg	F. vertical-Kg	Brazo-m	M. volc. kg-m	M. resist. kg-m
Impasto	$0.500 \cdot 29,81$	100	-	2,0	200	
Agua	$0,30 \cdot 0,90 \cdot 1,000$	270	-	1,25	337,5	
Agua	$1,2 \cdot (0,90)^2 \cdot 1,000$	405	-	1,10	445,5	
Sedimentos	$1,2 \cdot (0,80)^2 \cdot 1,800$	576	-	1,08	622,1	
Concreto w_1	$1,7 \cdot 0,4 \cdot 2,400$	-	1,632,0	1,10	-	1,795,2
Concreto w_2	$1,2 \cdot (0,9)^2 \cdot 2,400$	-	1,972,0	0,60	-	583,2
Concreto w_3	$0,9 \cdot 0,8 \cdot 2,400$	-	1,728,0	0,45	-	777,6
Total		1,425	3,924,0		1,605,1	3,456,0

Verificación de la sección:

$$C_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_V} = \frac{3.456,0}{1.605,1} = 2,15 > 2,0$$

$$C_D = \frac{\sum F_V}{\sum F_H} = \frac{3.924}{1.425} = 2,75 > 1,5$$

$$\frac{\Delta M}{\Sigma V} = \frac{3.456 \cdot 1.605,1}{3.924} = \frac{1.851}{3.924} = 0,421$$

$$\text{tercio central} = \frac{L}{6} = \frac{1,30}{6} = 0,217$$

$$\text{excentricidad} = \frac{1,30}{2} - 0,421 = 0,65 - 0,42 = 0,23.$$

La resultante pasa fuera del tercio central y habrá que modificar la sección, repitiendo el procedimiento. ♦

Una variante de la obra de captación anterior, ha sido sugerida por José H. Becerra (34), en su trabajo: «Consideraciones sobre obras de Captación para acueductos rurales», donde recomienda la construcción de un *Pozo de Carga*, en el dique mismo, a fin de atenuar la tendencia a provocar succión que provoca adherencia de hojas a la rejilla de captación.

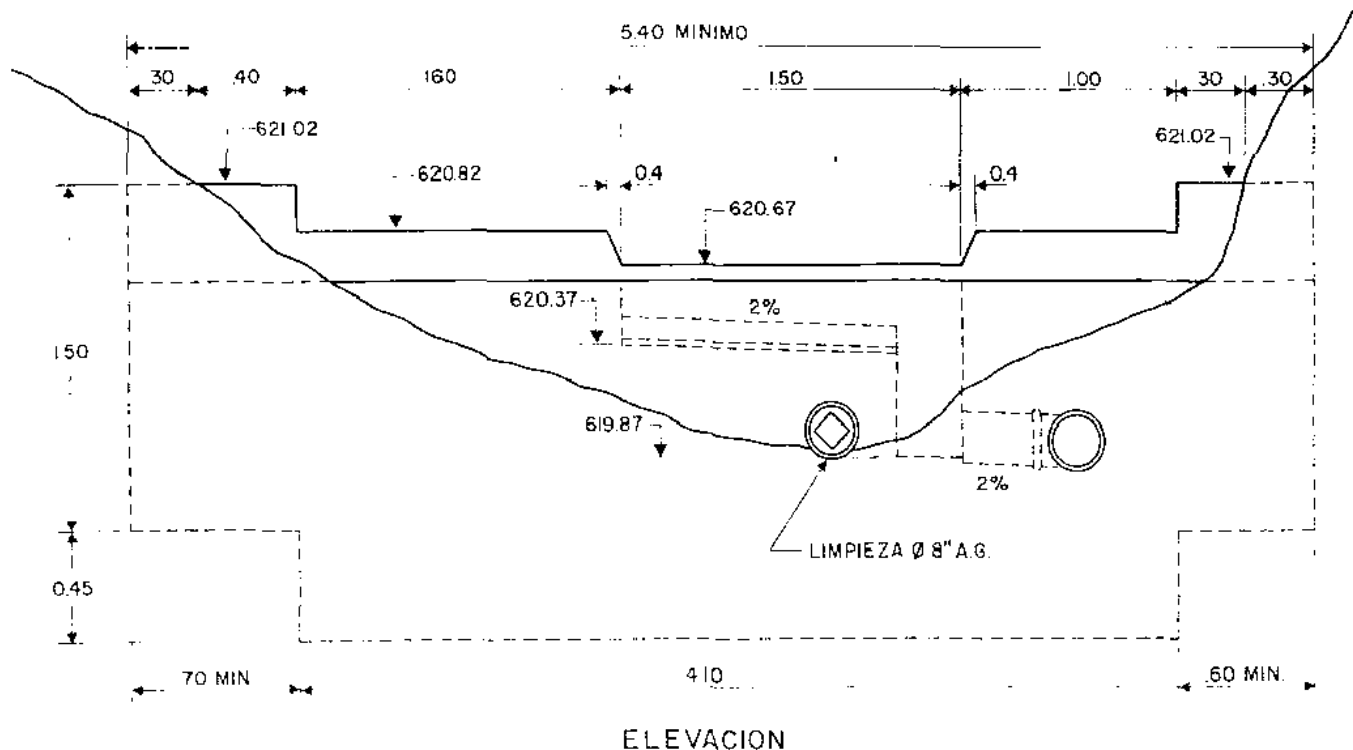


Fig. 167 a).—Dique-toma con pozo de carga.

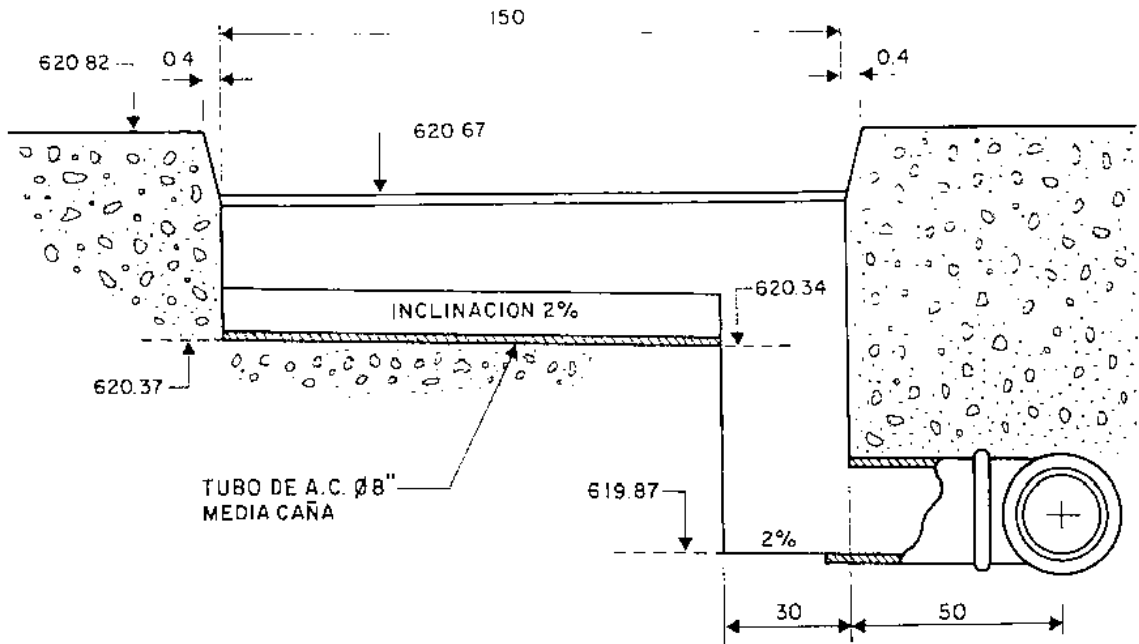


Fig. 167 b).—Detalle de salida.

En el caso de captación de fuentes superficiales sin regulación, el arrastre de partículas en épocas de crecidas, puede ocasionar problemas, cuando la turbiedad es muy alta, por lo cual una variante que disminuya tal eventualidad se logra con una estructura de captación mediante lecho filtrante, como el que se muestra en la fotografía y en la figura 168.

Para lograr mayor eficiencia, es imprescindible proveerlo de dispositivos que permitan el flujo invertido de un chorro de agua que provoque la limpieza parcial del lecho.

Otro tipo de obra de captación de fuentes superficiales, ya sea requiriendo bombeo o no, que

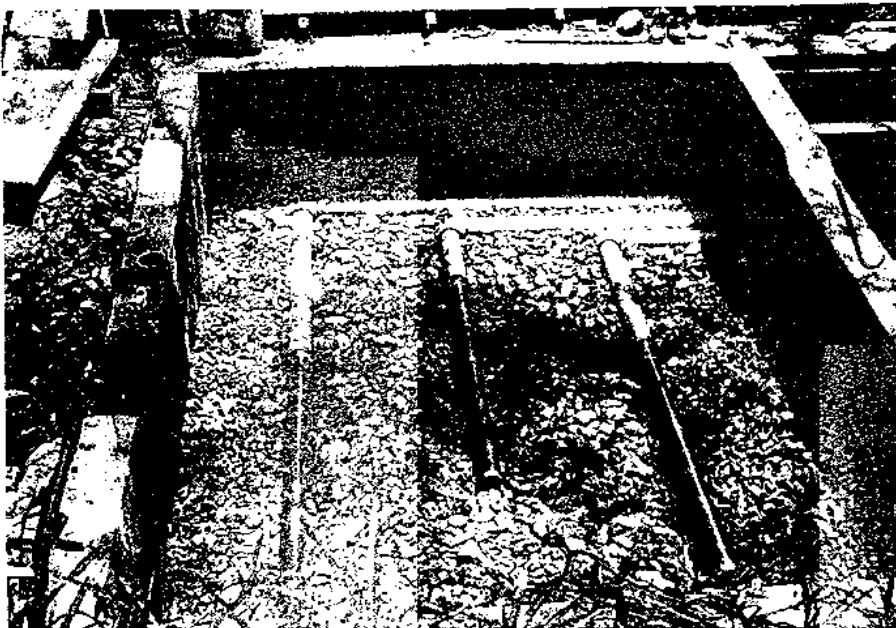


Foto 26.—Captación mediante lecho filtrante.

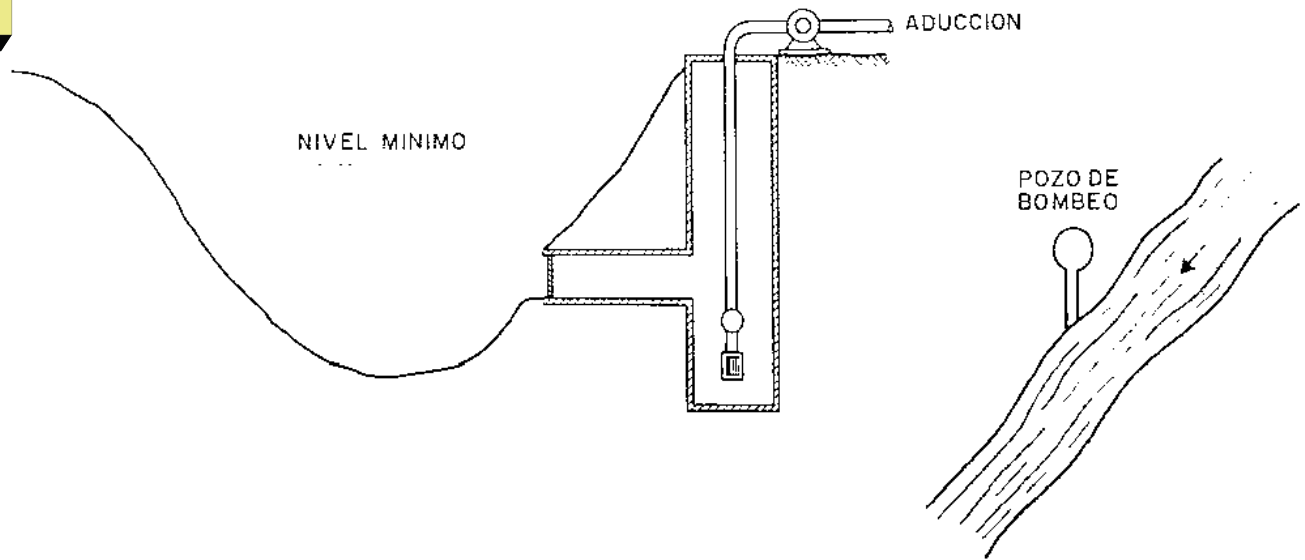


Fig. 169.—Obra de captación mediante pozo recolector.

tiende a evitar el pase de material grueso a la obra de captación es la utilización de un canal de desviación y pozo recolector constituido lateralmente al río, como se muestra en la figura 169.

En estos casos, debe determinarse el nivel de las aguas en la transversal, a fin de definir la ubicación del canal de desviación.

Obras de captación de fuentes superficiales sin regulación, mediante estaciones de bombeo

El mayor problema de este tipo de captación es el de asegurar la sumergencia de la criba de succión, sobre todo cuando la fuente ofrece grandes variaciones de nivel. Ello implica que la utilización de bom-

bas centrífugas horizontales permita una ubicación tal que no sea alcanzada por los niveles máximos del caudal y que a su vez permita satisfacer la carga de succión de los niveles mínimos.

Evidentemente en ríos con variaciones de nivel relativamente pequeños, el problema se reduce a asegurar la sumergencia; pero para grandes variaciones de nivel ello no resulta sencillo y es necesario acudir a estaciones de bombeo móviles o flotantes. Esta última ofrece mayores ventajas prácticas y su dimensionado depende del tamaño y peso de los equipos de bombeo.

Esta estructura de captación generalmente se provee de doble succión, y se ancla en tres puntos, dos de los cuales quedan en tierra y uno en agua. La fotografía muestra detalles de este tipo de obra.

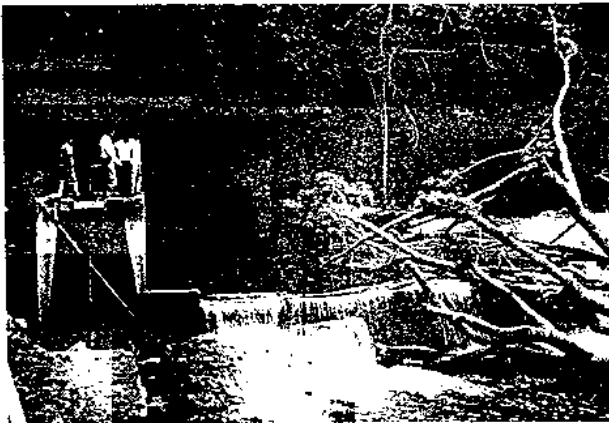


Foto 27.—Obra de captación mediante pozo recolector, Mariguitar-Estado.

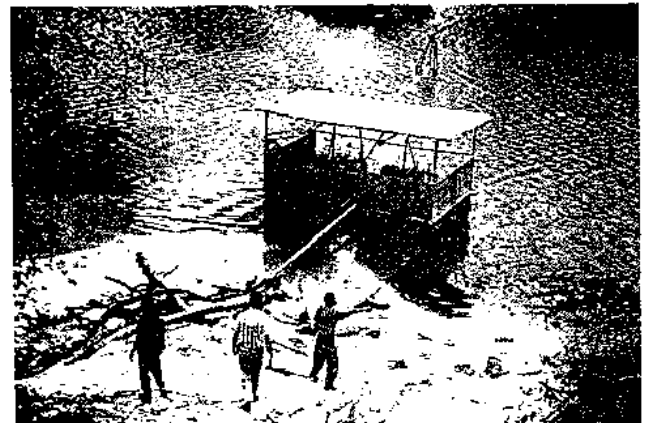


Foto 28.—Captación de fuente superficial mediante estructura flotante, La Paragua, Estado Bolívar, Venezuela.

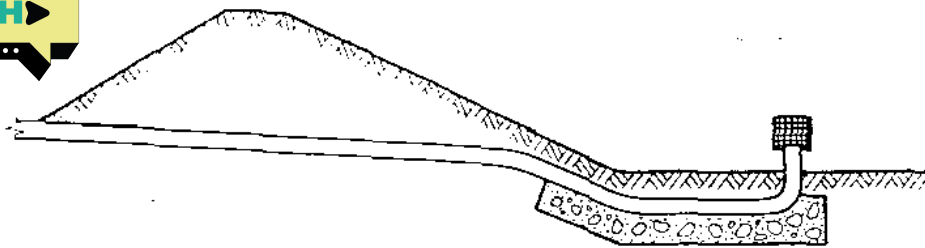


Fig. 170.—Corte esquemático de obra de captación directa de un embalse.

ESTRUCTURAS DE CAPTACION DE FUENTES SUPERFICIALES REGULADAS

La regulación de un río para compensar sus variaciones de caudal durante épocas de crecida con las de estiaje, supone el diseño y construcción de un dique o represa, pero su utilización amerita una obra de captación adecuada para los diferentes niveles.

En el caso de abastecimientos para ciudades que demandan altos gastos de consumo de agua, una estructura de captación adecuada para una represa, puede ser una Torre-Toma, la cual debe poseer varias compuertas a diferentes niveles para permitir la captación del gasto deseado. La fotografía muestra la Torre-Toma de la represa de Lagartijo, del acueducto de Caracas, Venezuela.

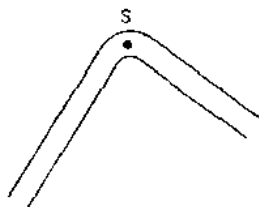
El gasto a través de las compuertas puede determinarse suponiéndolas como orificios sumergidos y estimados los valores de los coeficientes C_v , en la expresión $Q = C A \sqrt{2g} H$ para los diferentes posibles niveles en el embalse. Pero es indudablemente un problema más complejo que amerita estudios especiales de presión sobre áreas de las compuertas.

En el caso de gastos pequeños, una captación sencilla de un embalse puede hacerse mediante una estructura sumergida, como la que se muestra en la figura 170, pero presenta los inconvenientes de la sedimentación, lo cual provoca su obstrucción y pase de material sedimentado.

Otra alternativa para captaciones de gastos pequeños es la utilización de un sifón, el cual reduce considerablemente los problemas que los sedimentos provocan.

El cálculo hidráulico consistirá en la determinación del diámetro conveniente a fin de vencer la succión y las pérdidas de carga que en la tubería provocaría la captación de un gasto Q .

La aplicación del teorema de Bernoulli para los niveles críticos en el embalse y en el vértice del sifón,



así como en un punto considerado en la línea de aducción permitirá un diseño satisfactorio.

Su mayor inconveniente está en la acumulación de aire en el vértice, con la consiguiente interrupción del sifonaje, por lo que se hace necesario el diseño de una cámara de aire que mantenga un tiempo de funcionamiento suficientemente largo.

La aplicación del teorema de Bernoulli entre la captación, el vértice del sifón y una descarga sumergida, permite establecer un sistema de ecuaciones del tipo:

$$H = \frac{V^2}{2g} + K \frac{V^2}{2g} + f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

K = coeficiente de turbulencia.

Si el vértice S , del sifón, está a una distancia mayor que $P_a - P_v$, sobre la superficie del agua en el embalse, la acción del sifón es imposible.

P_a = Presión barométrica.

P_v = Presión de vapor para la temperatura del agua.

◆ Ejemplo:

Diseñar la captación mediante sifón para un gasto de 15 lts/seg, asumiendo una elevación de 600 m y una temperatura de agua de 23° C. El levantamiento topográfico muestra cotas relativas del perfil del sifón.

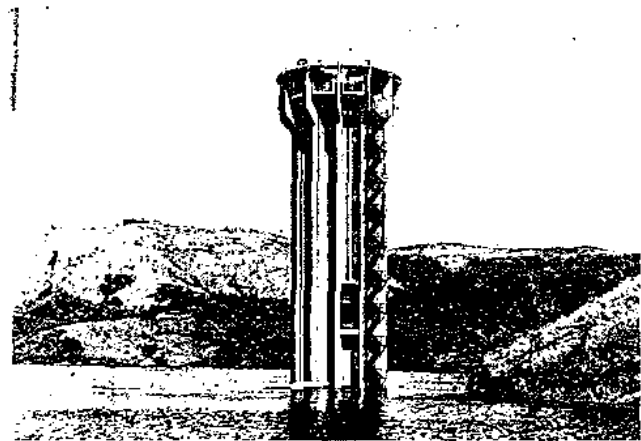


Foto 29.—Captación mediante Torre-toma. Represa de Lagartijo, Estado Miranda, Venezuela.

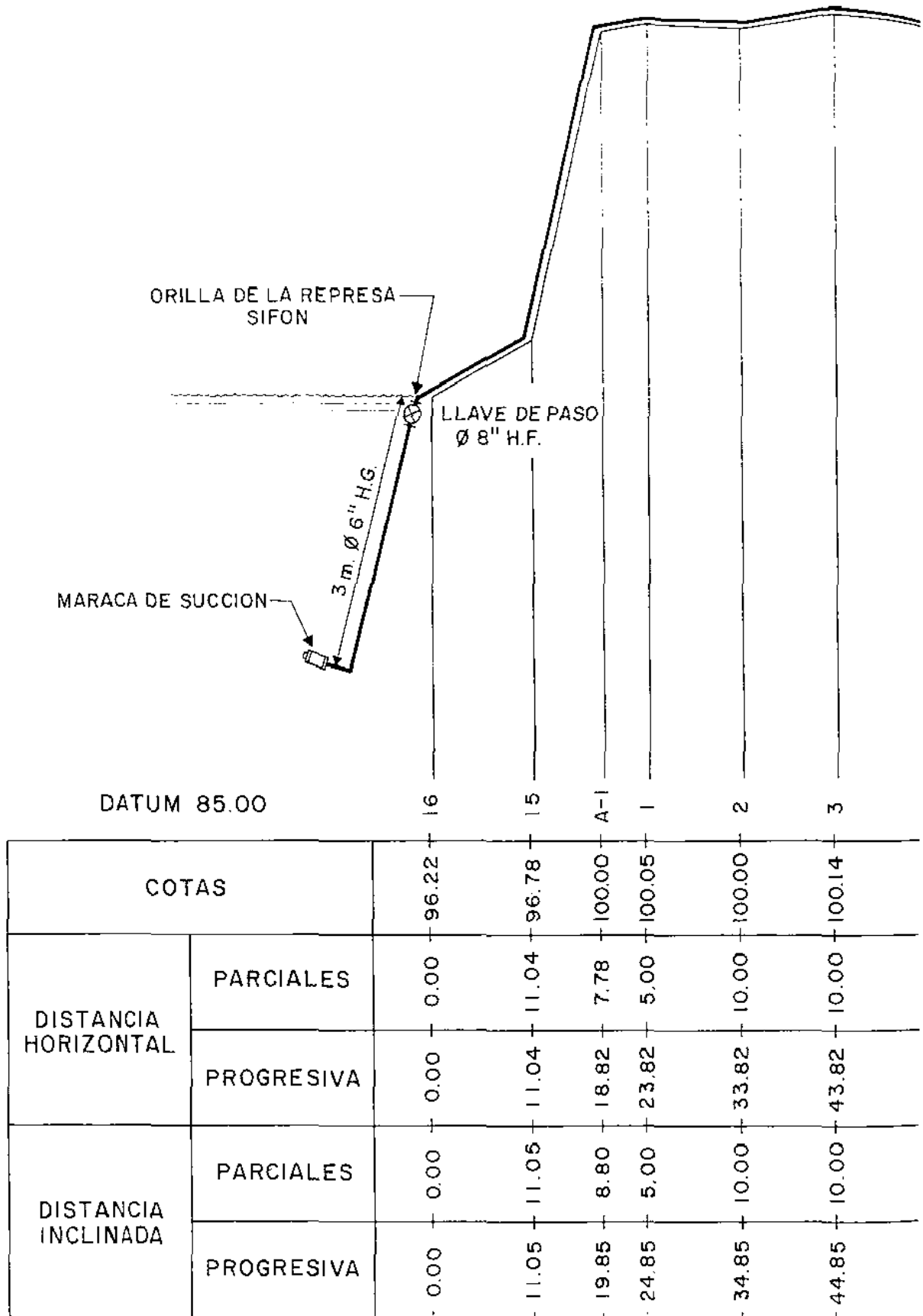
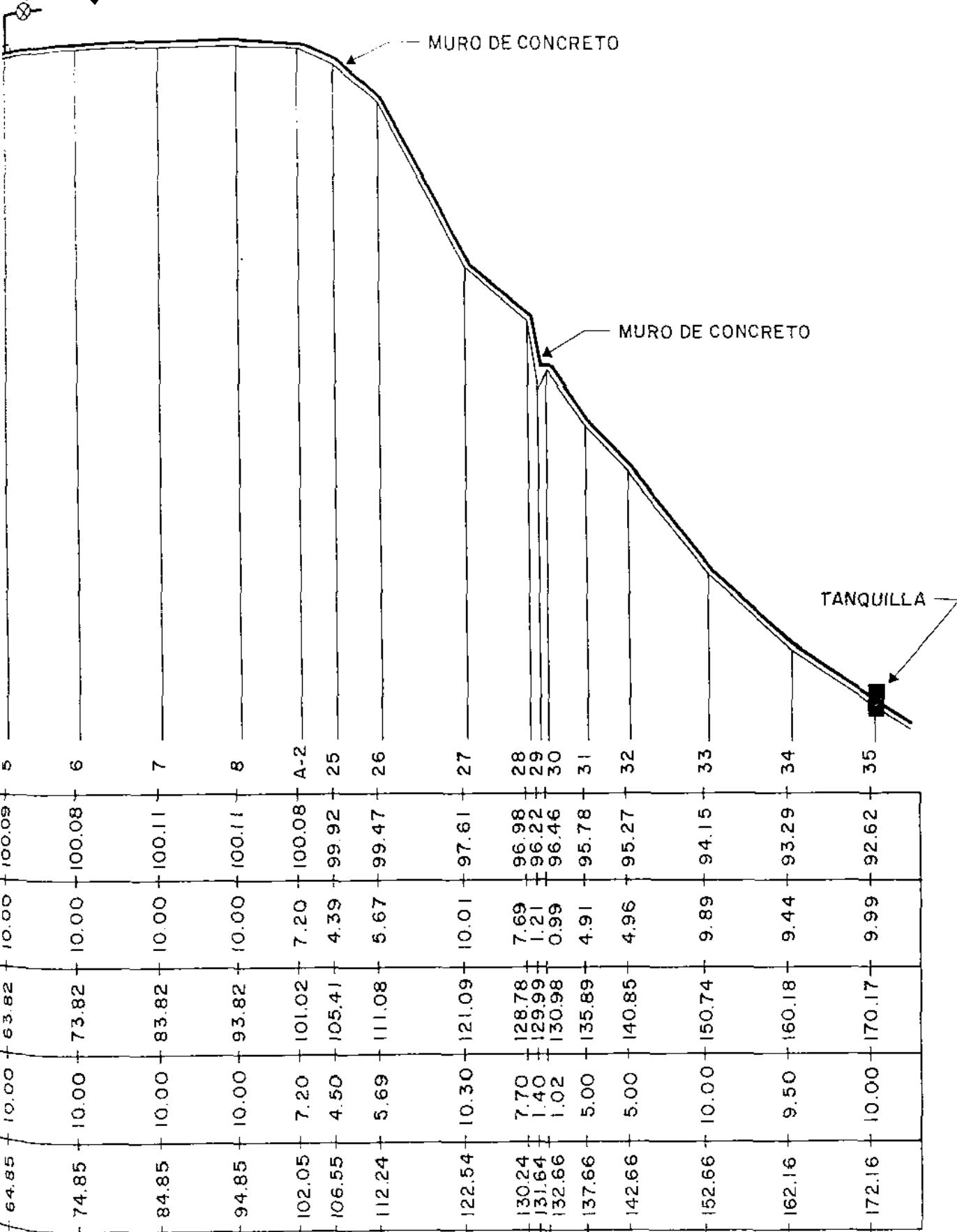
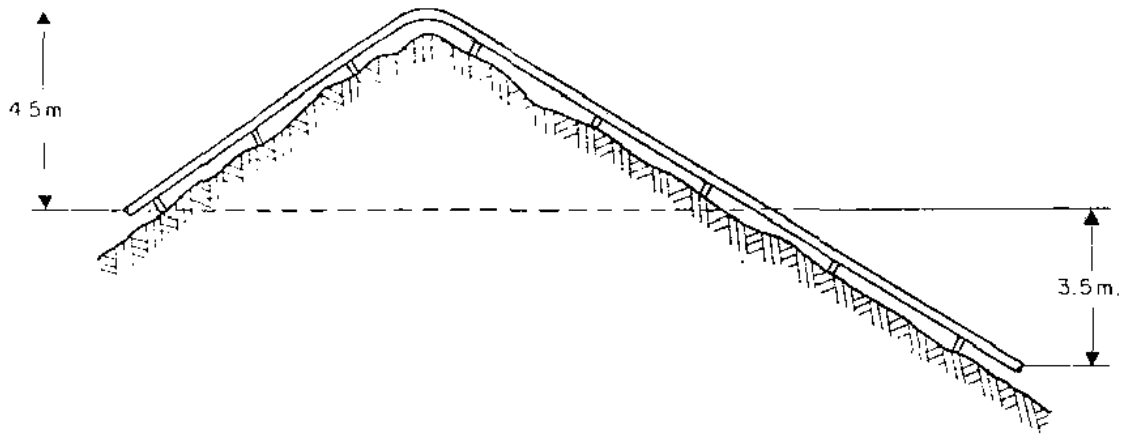


Fig. 171.—Obra de s



embalse mediante sifón.



Cálculo de la captación (sifón).

Altura del sitio del embalse: 600 m y temperatura agua = 30° C

$$\frac{P_1}{\gamma} < 9.6 \text{ m}$$

$$\frac{P_1}{\gamma} \approx 0.4 \text{ m}$$

$$H > 9.6 - 0.4 = 9.2 \text{ m}$$

$$\frac{P_2}{\gamma} > 0 \quad \text{asumiendo} \quad \frac{P_2}{\gamma} = 2 \text{ m}$$

$$\frac{P_2}{\gamma} = 2 - 9.2 = -7.2 \text{ m.}$$

Si elegimos

$$\frac{P_2}{\gamma} \approx -7.0 \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre 1-2

$$H_2 = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + (H_2 + 4.5) + h_f + h_m$$

$$H_2 = \frac{V^2}{2g} - 7.0 + H_2 + 4.5 + 1.1 + 0.9$$

$$\frac{V^2}{2g} = 7.0 - 6.5 = 0.5 \text{ m}$$

Aplicando entre 1-3

$$H_2 = \frac{V^2}{2g} + h_{f1-3} + h_m$$

$$H_2 = 0.5 + 2.10 + 0.90 = 3.5 \text{ m.}$$

Asumiendo la marca de succión a la cota 93.00 y nivel mínimo de las aguas a la cota 96.00.

La tanquilla de descarga a la cota 92.62.

Usando tubería de ϕ 6" HG.

Longitudes:

Succión a vértice: 100 m.

Vértice a tanquilla: 70 m.

$$J_{1-2} = 0.43782 \times 100 \times 15^{-2} = 0.85 \text{ m}$$

$$J_{2-3} \approx 0.7 \times 0.85 = 0.60 \text{ m.}$$

La tanquilla estará a

$$(100.14 + 0.48) - 92.62 = 8.00 \text{ m.} \blacklozenge$$

CAPTACION DE FUENTES SUBTERRANEAS

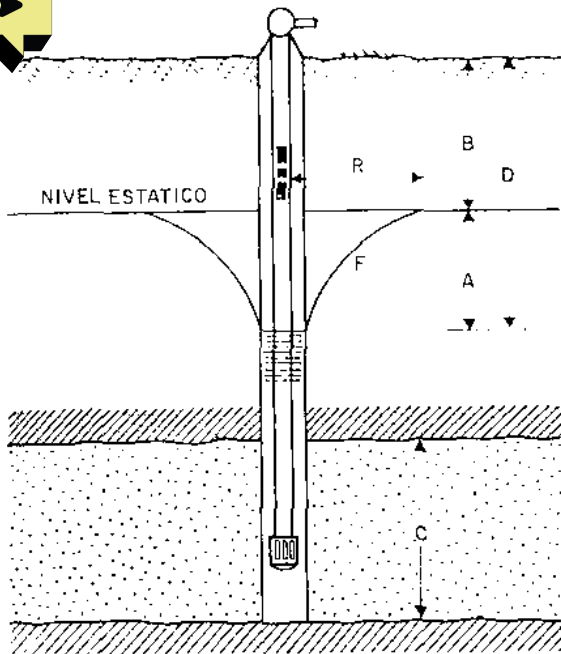
La obra de captación de una fuente subterránea la constituye el pozo o la galería de infiltración.

A fin de lograr el mejor diseño es necesario establecer algunas definiciones y características de los pozos.

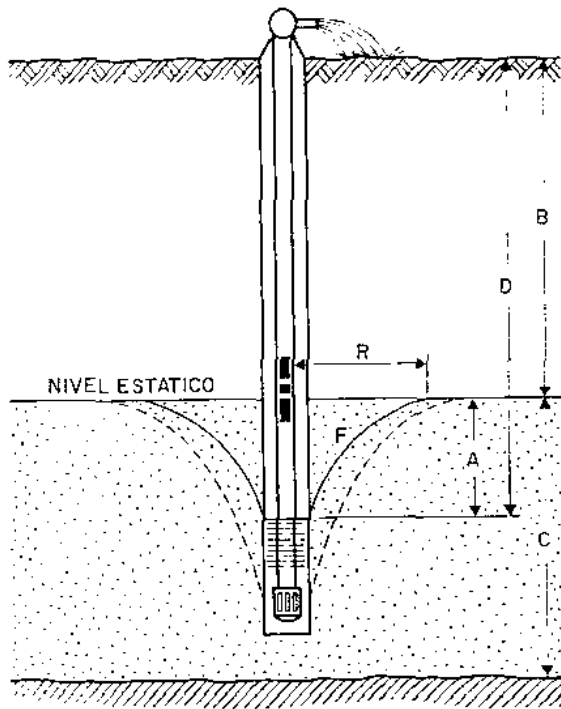
Nivel estático (N. E.). Es la distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel del agua en el pozo no afectado por ningún bombeo. Este nivel está definido por la línea de carga en el acuífero, pudiendo variar ligeramente por efectos de lluvias, sequías, mareas, etc.

Nivel de bombeo (N. B.). Es la distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel del agua en el pozo, cuando se extrae un determinado gasto. Evidentemente este nivel es dependiente del gasto bombeado.

Abatimiento (s). Es la diferencia entre nivel de bombeo y nivel estático, y similarmente será función del gasto bombeado.



a



b

Fig. 172.—Captación de aguas subterráneas mediante pozo profundo: a) en acuíferos libre; b) en acuíferos confinados.

Capacidad específica (Q/s). Está referida a un pozo y representa la relación entre el gasto extraído y el abatimiento provocado para un tiempo determinado. Se expresa como lts/seg/m.

- A = ABATIMIENTO
- B = NIVEL ESTÁTICO
- C = ESPESOR DEL ACUÍFERO
- D = NIVEL DE BOMBEO
- R = RADIO DEL CÍRCULO DE INFLUENCIA
- F = CONO DE DEPRESION

Las figuras 172 a-b, representan las características señaladas para pozos perforados en acuíferos libres y confinados, respectivamente.

El pozo, como obra de captación de un acuífero, está constituido por la rejilla de captación, el centralizador, la tubería de revestimiento, la empackadura de grava (caso de ser necesario), la bomba y los accesorios complementarios para el funcionamiento correcto durante el período de diseño.

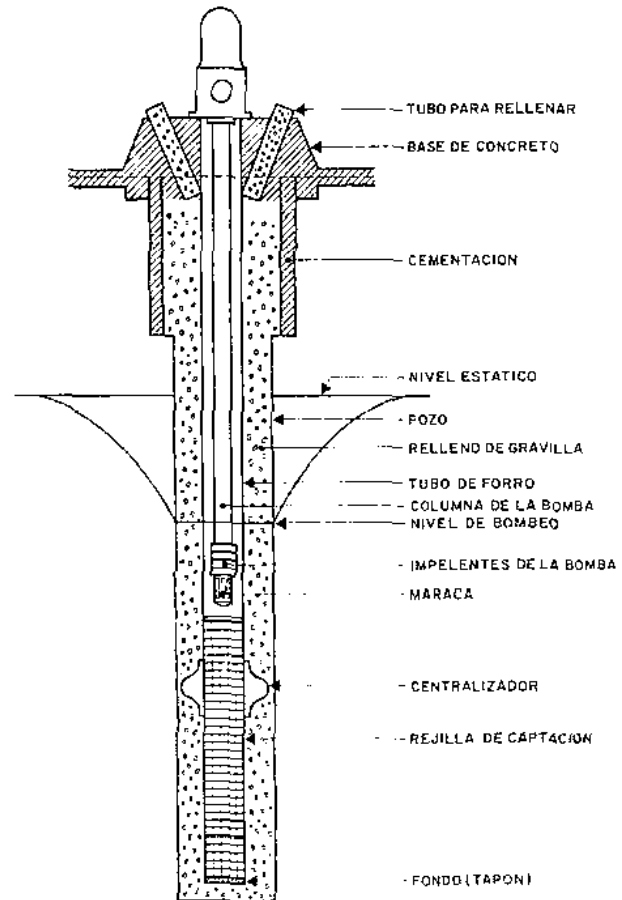


Fig. 173.—Elementos característicos de un pozo como obra de captación.

Una vez conocidas las características de los acuíferos, y las propiedades que gobiernan su aprovechamiento, queda por determinar cuáles serán las formas de diseño de un pozo que permita su aprovechamiento racional en la forma más ventajosa.

Un pozo eficientemente diseñado debe ser capaz de permitir la utilización de los recursos naturales del acuífero en toda su amplitud. Por ello, un buen diseño de pozos dependerá en gran parte de la cantidad de datos disponibles. En una zona donde se disponga de datos de perforaciones anteriores, análisis de arena, exámenes de agua, pruebas de bombeo, gastos y radio de influencias, resultará relativamente fácil el diseño. En cambio, si no se dispone de suficiente información, cualquier nuevo pozo será puramente tentativo y diseñado sin bases ciertas.

Es conveniente insistir sobre la necesidad de conocer al menos los resultados de la perforación de prueba: Formaciones atravesadas, situación de tope y piso de la formación acuífera, granulometría de las arenas, el valor de la permeabilidad, la calidad del agua, la posición del nivel estático, etc.

Es de destacar, que cuando se trata de obtener gastos de cierta consideración mediante uno o varios pozos, es conveniente hacer pozos de observación ($\phi = 2''$), que permitan proporcionar la información deseada.

Cada diseño de un pozo puede considerarse como un caso particular y cambiará de acuerdo a la naturaleza y condiciones del acuífero, ya que las condiciones hidráulicas determinantes pueden ser distintas en uno y otro caso.

Para ello será conveniente definir:

1. Diámetro.
2. Profundidad.
3. Tipo de pozo (influencia en abatimiento).
4. Longitud de la zona de captación.
5. Área libre de captación y abertura.
6. Engranzonado del pozo.
7. Selección del material y tipo de rejilla.

1. Diámetro

Hemos visto la poca influencia que tiene el diámetro de la perforación en la extracción de un mayor gasto, ello se deduce de la relación $Q \sim 1/\log \frac{r_1}{r_2}$, al estudiar el método de equilibrio.

Una idea acerca de esta relativa importancia nos la da el cuadro 43, donde se aprecia la relación de

rendimiento en función de los diámetros para acuíferos libres con radio de influencia $R = 122$ m (35).

CUADRO 43
RELACION ENTRE EL RENDIMIENTO
Y EL DIAMETRO DEL POZO

4"	6"	8"	12"	18"	24"	30"	36"	42"	48"
100	105	110	115	123	128	134	138	140	142
	100	105	110	117	122	127	131	134	137
		100	105	113	118	127	128	131	134
			100	106	111	116	119	122	125
				100	104	108	112	114	117
					100	104	107	110	112
						100	103	106	108
							100	102	105
								100	102

El cuadro 43, refiere los porcentajes de aumento de los gastos en relación a diferentes diámetros, bajo una determinada condición ($R = 122$ m). Evidentemente que ello puede ser útil, cuando queremos perforar para construir un pozo definitivo cuya pro-

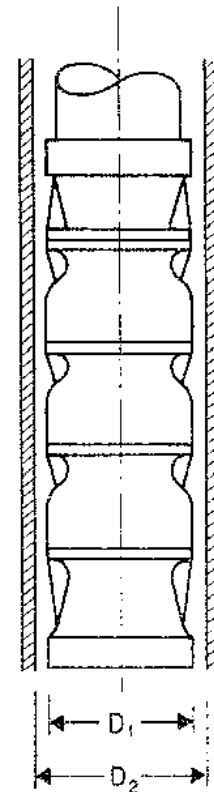


Fig. 174 —Relación entre el diámetro de la perforación y el diámetro de la bomba

de esté acorde a la capacidad de producción del acuífero, pero no debemos olvidar que la extracción de un gasto estará definido por el equipo de bombeo a instalar, y en ello son factores determinantes el diámetro del impulsor, el número de impulsores y la velocidad de rotación de los mismos.

En consecuencia, si queremos extraer un gasto Q , será condición necesaria que el acuífero sea capaz de producirlo, pero adicionalmente deberá disponerse del equipo de bombeo capaz de extraerlo.

Esto obliga a seleccionar un diámetro de la perforación capaz de albergar al equipo apropiado, con lo cual debemos suponer cierta holgura para satisfacer su instalación sin riesgos de estrechez o atascamientos por deficiencias en la verticalidad del pozo

d_1 = diámetro del impulsor,

d_2 = diámetro de la perforación o forro del pozo.

Normalmente, se considera que un diámetro de dos unidades (") mayores es suficiente para permitir cierta flexibilidad y absorber cualquier desviación en la verticalidad del pozo que pueda ocasionar inconvenientes.

Las normas del MSAS «Normas para la ubicación, perforación, acondicionamiento, desarrollo y protección sanitaria de pozos» (36), recomienda:

El diámetro del pozo deberá seleccionarse en función del volumen de agua requerido, tomando en cuenta las características del acuífero y el equipo de perforación utilizado, para lo cual se recomiendan los valores siguientes:

CUADRO 44
RELACION ENTRE DIAMETRO DEL POZO
Y GASTO DE BOMBEO

Diámetro de la tubería de forro	Gasto de bombeo recomendado
6"	Hasta 10 lts/seg
8"	Hasta 15 lts/seg
10"	Hasta 25 lts/seg
12"	Hasta 40 lts/seg
14"	Hasta 60 lts/seg
16"	Hasta 80 lts/seg
20"	Hasta 120 lts/seg
24"	Hasta 190 lts/seg
30"	Más de 190 lts/seg

Estos diámetros están basados en bombas trabajando a baja velocidad (1.800-2.200 rpm). Por tal motivo, resulta preferible diseñar el pozo tomando en cuenta la curva característica del impulsor para la velocidad (rpm) que se proyecte emplear.

Una vez fijado este diámetro mínimo es cuestión de estudiar, bajo un punto de vista económico, si un aumento de gasto del orden de 10 a 20 por 100, compensa o no el exceso en el costo del pozo.

En pozos profundos con niveles tanto estáticos como de bombeo altos, el diámetro de la tubería de forro y del pozo puede reducirse a partir de la máxima profundidad a la que se contemple colocar la bomba, y, al efecto, se recomienda que desde la superficie hasta una profundidad no menor de 5 metros por debajo del nivel de los impulsores, el diámetro debe ser al menos 2" mayores que el diámetro de los tazones.

2. Profundidad total del pozo

La profundidad a dar al pozo definitivo en la mayoría de los casos se hace hasta la profundidad total del espesor del acuífero. Esto lógicamente si queremos aprovechar al máximo su capacidad, ya que con ello logramos mayor capacidad específica.

Sin embargo, algunas veces el agua de los estratos inferiores es de mala calidad, por lo cual es conveniente más bien sellar esta zona. En estos casos, antes de hacer la reperforación debe llenarse el fondo con material impermeable hasta la profundidad deseada, apisonándolo en capas, a fin de evitar que ocurra asentamiento de la rejilla.

3. Tipos de pozos

Al estudiar las fuentes, vemos cómo se comportan de una manera diferente acuíferos libres de acuíferos confinados. Por tanto, es preciso también, al considerar las obras de captación en cada una de estas situaciones, que el diseño atienda a consideraciones y características específicas, así: Al diseñar los pozos de acuíferos libres los abatimientos necesariamente afectarán el espesor saturado y no tiene sentido la utilización de áreas de captación en zonas donde no habrá penetración de agua. En cambio, un pozo construido en un acuífero confinado no debería verse afectado en su espesor por los abatimientos que provoque la extracción de un gasto Q y la totalidad del estrato podría ser utilizada como área de captación.

4. Longitud de la zona de captación

Tomando en consideración las características diferentes de los acuíferos, un buen diseño de pozo debe considerar tanto en posición como en longitud la rejilla que servirá de captación de agua. Para ello consideramos las siguientes situaciones:

Acuíferos Artesianos:

En este caso la disminución del área de acercamiento sucede en el plano horizontal, siempre y cuando el nivel de bombeo no descienda más del nivel superior de los sedimentos.

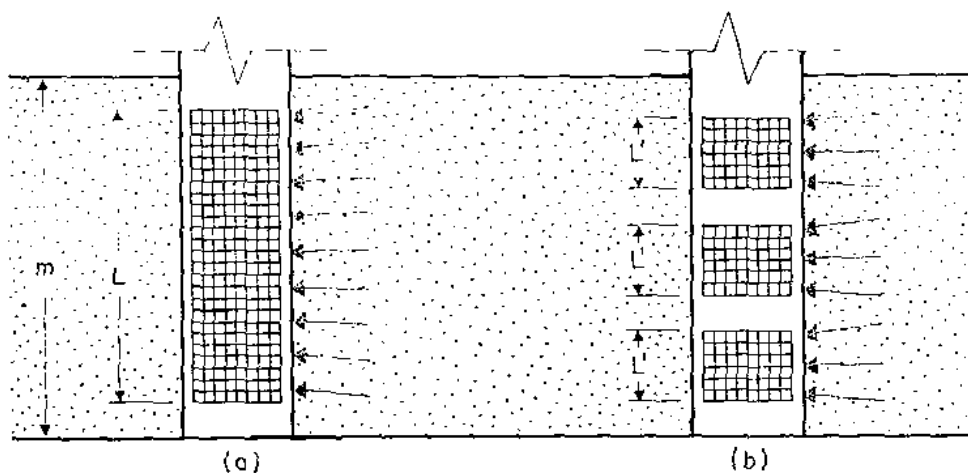


Fig. 175 a) y b).—Posición conveniente de la rejilla de captación en un pozo en acuíferos confinados.

- a) *Acuíferos Artesianos Homogéneos*: Una buena práctica de diseño indica que el máximo abatimiento disponible de un acuífero artésiano es la distancia entre el N. E. y la parte superior del acuífero.

Lo ideal sería entonces, colocar rejilla en todo el espesor, sin embargo, por razones económicas, resulta ventajoso colocar del 70 al 80 por 100 del espesor, con lo cual logramos hasta el 90-95 por 100 de la producción total del acuífero.

Para acuíferos con espesor de menos de 8 m, es suficiente con instalar rejilla en el 70 por 100 y para espesores entre 8 y 15 m, se recomienda hasta el 80 por 100.

La ubicación de la rejilla debe ser simétrica con respecto al espesor del acuífero o dividir la sección de rejilla en tramos cortos interespaciados con secciones de tubería, como se observa en las figuras 175 a) y b).

- b) *Acuíferos Artesianos No-Homogéneos*:

Cuando se trata de acuíferos artésianos no-homogéneos, es conveniente la colocación de la rejilla en el estrato más permeable, es decir, aprovechando en su totalidad el estrato más productivo.

Para esta determinación, deberá hacerse un análisis granulométrico de las diferentes muestras, para conocer la de mayor permeabilidad.

Acuíferos libres

- a) *Acuíferos Libres Homogéneos*: En el caso de acuíferos libres, la situación de longitud de rejilla se hace más difícil, toda vez que se quiere aprovechar o extraer el mayor gasto posible del pozo, esto implica descenso del nivel de

agua dentro del estrato saturado y, por tanto, menor longitud para aprovechar el espesor. Por tanto, el mejor diseño consistirá en extraer el mayor gasto posible con el mínimo abatimiento.

En caso de acuíferos libres, la longitud de la rejilla dependerá del nivel de bombeo.

Usualmente, el pozo se bombea a una tasa tal que hace que el nivel de bombeo llegue a un punto ligeramente más alto que la rejilla.

El mejor diseño es aquél en el cual se logra el máximo rendimiento, y una relación óptima entre el gasto y la depresión se obtiene cuando éste llega de $2/3$ a $1/2$ del espesor del acuífero.

Luego la longitud de rejilla deberá estar entre $1/3$ a $1/2$ del espesor.

En general, puede decirse que no conviene bombear un pozo en un acuífero libre, de modo que el abatimiento sea mayor de $2/3$ del espesor.

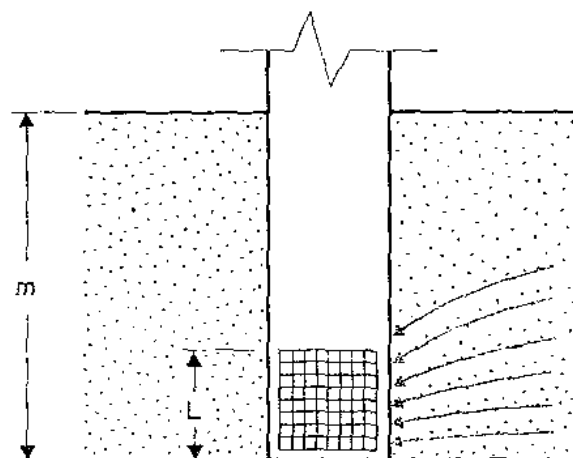


Fig. 176.—Posición conveniente de la rejilla de captación en un pozo en acuíferos libre.

Obviamente, la posición lógica de la rejilla es en el fondo del acuífero, ya que es la zona donde habrá penetración o flujo de agua.

- b) *Acuíferos Libres No-Homogéneos*: Se tratará de aprovechar la parte más baja del acuífero más permeable, a fin de lograr el mayor abatimiento; sin embargo, esto no siempre es posible, ya que la condición de bombeo provoca un descenso de nivel y, por tanto, determina su ubicación.

Para cualquier tipo de acuíferos de más de 30 m, se aconseja hacer estudios más profundos, ya que factores de anisotropía modifican grandemente la relación Q/s.

5. Área libre de captación

Existiendo las limitaciones mencionadas anteriormente para las longitudes convenientes de la rejilla, el área libre podrá ser ajustada por el diámetro de la rejilla y la abertura de la misma.

Las aberturas de la rejilla dependerán exclusivamente de la granulometría del acuífero, ya que es una de las funciones de la rejilla el impedir el derrumbamiento del material no consolidado del pozo, permitiendo también que cierto porcentaje de material fino adyacente al pozo sea removido.

En estas condiciones, tendremos que definir dos situaciones:

- a) Acuíferos que no requieren engranizado.
- b) Acuíferos que deben engranizarse.

Siendo la presencia de granos menores la causa más importante en la reducción de la permeabilidad de un acuífero, así como los conductos intergranulares mismos, es necesario tratar de eliminar de las vecindades del pozo ese material que dificulta su aprovechamiento.

Dos formas de aprovechamiento son:

- a) Instalando una rejilla que retenga un cierto porcentaje del material y permita el desarrollo del material fino.
- b) Proveyendo un espesor de material granular grueso que haga factible su aprovechamiento e incremente su permeabilidad: empacadura de grava.

Obviamente que siendo el tamaño del grano lo que define la abertura de la rejilla, para el caso de materiales (arena) finos, la abertura será muy pequeña y requeriríamos posiblemente longitudes o diámetros muy grandes. Para materiales gruesos (gravas) estas aberturas podrán ser mayores y se tendrán pocos problemas de pase de material.

Se ha considerado que un valor que sirve de límite para considerar la necesidad en engranizar o no un pozo es el tamaño correspondiente al 40 por 100 retenido.

En efecto, para tamaños de partículas iguales o mayores a 0.010" que correspondan al 40 por 100 retenido no se considera conveniente colocar al pozo empacaduras de grava.

- a) *Cuando no se requiere engranizado*

La conveniencia o no de colocar una empacadura de grava a un pozo dependerá del tamaño de los granos, luego debe dejarse claramente establecido que no siempre es necesario engranizar un pozo y que, por el contrario, en determinadas circunstancias, ello puede ser contraproducente o innecesario.

En aquellos casos donde el material granular existente en la formación acuífera es lo suficientemente grueso, puede considerarse innecesaria y posiblemente económicamente injustificada la colocación de un material granular más grueso.

Bajo esas condiciones, bastará con seleccionar una rejilla de abertura tal que retenga al material y permita el flujo del agua a velocidades de penetración, tales que no provoque exageradas pérdidas de carga.

Si se trata de un acuífero homogéneo, las aberturas deberán seleccionarse para retener de un 40 a un 50 por 100 del material.

Las Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (36), recomiendan:

«En aquellos casos en los cuales la granulometría del acuífero no requiera engranizado del pozo, las aberturas serán tales que no permitan el paso de más de 40 a 60 por 100 del material del acuífero, de acuerdo al coeficiente de uniformidad del mismo material.»

La abertura (60 %) se recomienda cuando las aguas son excesivamente corrosivas, ya que cualquier aumento en la ranura provocará excesivo pase de arena.

Esto se comprende fácilmente en el dibujo de una muestra homogénea. (Coeficiente de uniformidad tendiente a la unidad.)

Supongamos una curva cuyo 50 por 100 retenido corresponda al tamaño 0.020", un aumento (por corrosión) de 0.005" (\approx 0.13 mm), provocaría sólo una retención del 10 por 100, es decir, que pasaría el 90 por 100 del material y posiblemente el pozo pasaría arena en forma continua de por vida.

En caso de acuíferos no-homogéneos, se tiene un rango mucho más amplio para la selección de la rejilla, ya que un aumento de la abertura no influirá grandemente en pase de arena más fina.

En estos casos hasta el 30 por 100 puede ser recomendable para la abertura, lo cual sólo significará mayor tiempo de desarrollo del pozo.

Un aumento en la abertura como en el interior, casi no reflejará un porcentaje mayor que pasa.

Por otra parte, la remoción de este 50-70 por 100 del material mejorará notablemente la transmisibilidad del pozo.

Algunas otras consideraciones deben tenerse en cuenta cuando se trata de formaciones no-homogéneas:

1. La abertura de la rejilla debe variarse de acuerdo a la granulometría de los materiales que aparezcan.

2. Si existe una capa de material fino sobre material grueso, se recomienda prolongar 0,60 m de rejilla más fina hasta profundizar el material más grueso.
3. Cuando el tamaño de la abertura del material más grueso es más del doble de la del fino, conviene dar una transición, y ésta puede seleccionarse de un tamaño el doble de la abertura pequeña, y luego prolongarse 60 cm de ésta.

Estas reglas disminuyen las posibilidades de pase de arena debido a inexactitudes en la determinación de la posición y límite de los estratos.

Definida la abertura, queda por definir el diámetro de la rejilla. El límite máximo será el diámetro del forro del pozo.

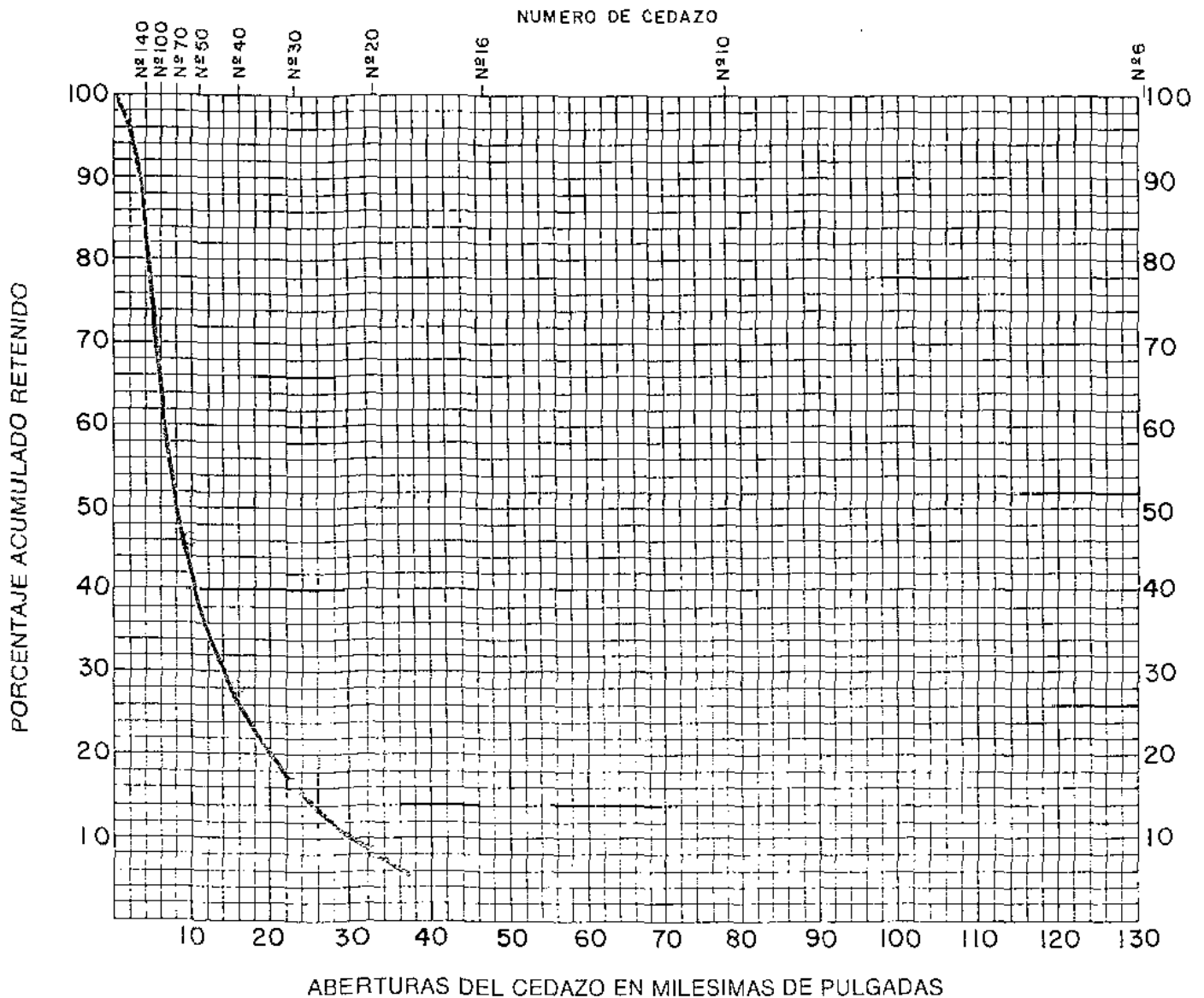


Fig. 177.—Curva granulométrica de un acuífero homogéneo.

El diámetro es escogido basado fundamentalmente en la velocidad de entrada de agua a través de la ranura.

De acuerdo a investigaciones hechas, se ha encontrado que con velocidades de penetración del orden de 0.1 pies/seg (3 cm/seg), se logra que las pérdidas por fricción en la rejilla sean mínimas, que la rata de incrustación se reduzca al mínimo y que la rata de corrosión se reduzca al mínimo.

Para velocidades resultantes de $V = Q/A$ menores o iguales a 1.5 cm/seg, resulta conveniente y económico disminuir el diámetro de la rejilla.

Los fabricantes de rejilla dan tablas que permiten conocer el área libre en función del diámetro y la abertura.

Hay que tener presente que para el caso de niveles de bombeo bajos, el diámetro de la rejilla estará fijado por el diámetro de la bomba. Sin embargo, por debajo del punto de colocación de la bomba, la rejilla puede disminuir de diámetro.

Otras Normas:

El U. S. Bureau of Reclamation recomienda usar una abertura igual a la mitad de la malla determinada por el 85 por 100 que pasa (15 por 100 retenido) y escoger el tamaño comercial inmediatamente inferior.

♦ Ejemplo:

Si el 15 por 100 retenido corresponde a una abertura de 0.120", se buscará el cedazo (abertura) más cercano a $0.120/2 = 0.060"$. ♦

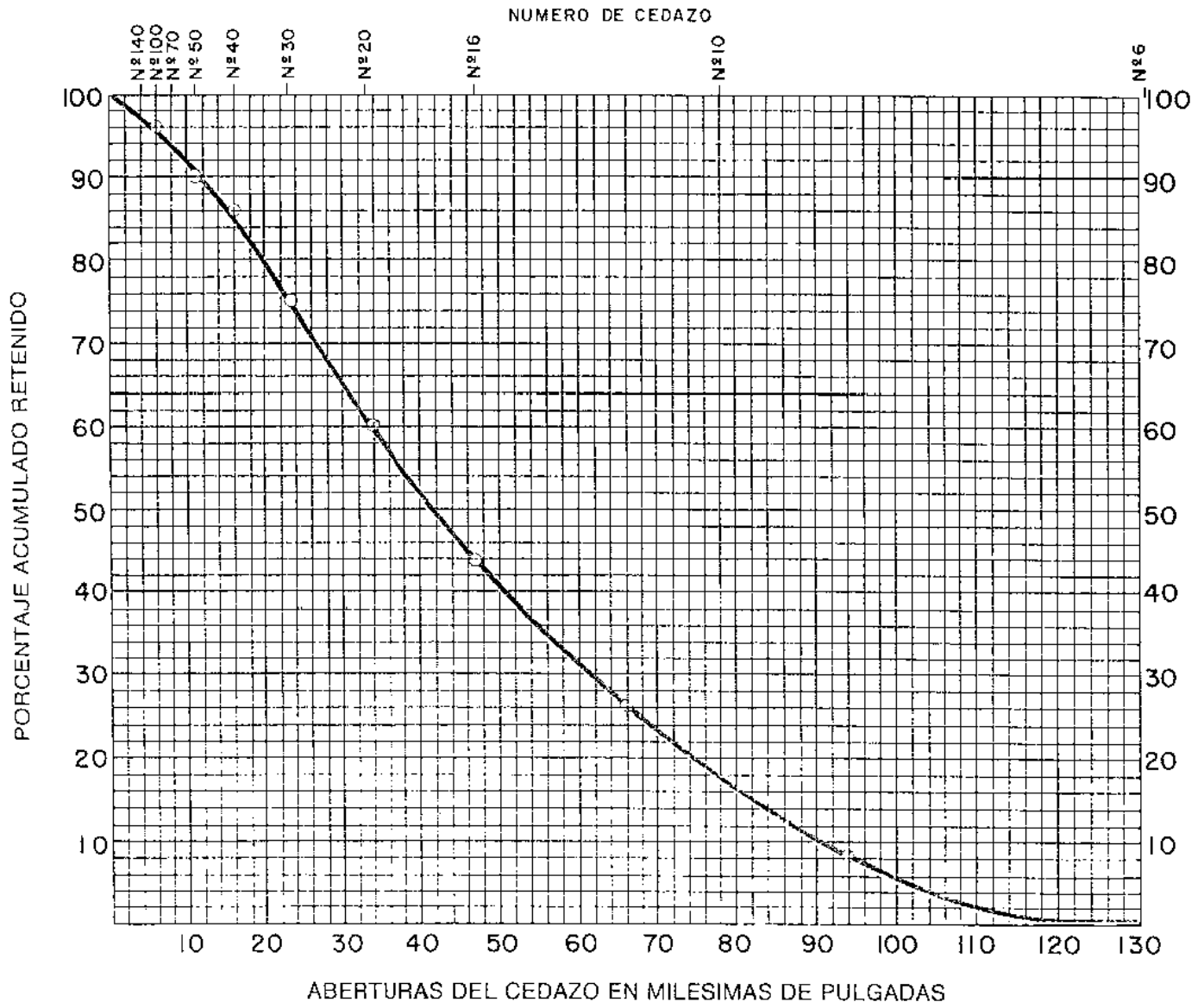


Fig. 178.—Curva granulométrica de un sedimento heterogéneo.

continuación se copia el cuadro 45 de la Johnson en el Screen.

CUADRO 45
RELACION ENTRE DIMENSIONES
Y AREA LIBRE DE LA REJILLA

Diámetro nominal (en pulgadas)	Area libre en pulgadas cuadradas por pie de colador						
	=10	=20	=40	=60	=80	=100	=150
3"	10	19	32	42	43	55	65
3 1/2"	12	22	37	49	50	64	77
4"	14	26	44	57	58	74	88
4 1/2"	16	29	49	64	66	84	100
5"	18	33	55	72	73	94	112
5 5/8"	20	36	61	79	81	104	124
6"	21	39	65	85	87	111	132
8"	28	51	87	113	116	131	160
10"	36	65	110	143	147	166	203
12"	42	77	130	170	174	180	223
14" D. E.	38	71	123	163	177	198	251
15" D. E.	39	76	132	175	190	217	268
16" D. E.	35	69	123	164	171	198	250
16" Especial	38	71	125	168	175	203	256
18" D. E.	39	78	139	186	193	224	283
18" Especial	42	79	141	189	196	227	287
20" D. E.	47	88	156	209	218	252	318
24" D. E.	46	87	158	217	266	307	389
26" D. E.	49	91	166	227	278	321	406
30" D. E.	57	108	192	268	329	379	480
36" D. E.	65	124	224	307	376	434	550

b) Acuíferos que deben engranzonarse

Los pozos con empacaduras de grava difieren de los desarrollados naturalmente, en que la zona inmediata a la rejilla se hace más permeable al remover todo el material que existía y sustituirlo por material más grueso. Esto equivale a un aumento en el diámetro efectivo del pozo.

El propósito de la empacadura de grava es el de aumentar la permeabilidad del acuífero en las vecindades del pozo.

En formaciones de arena fina, resulta ventajoso utilizar una empacadura de grava que permita desarrollar al máximo el rendimiento de la formación.

6. Diseño del engranzonado

Para el diseño de una empacadura de grava, debe entenderse que existe una relación de importancia entre la gradación de la grava y la abertura de la rejilla a utilizar, de forma tal que prevenga el pase de arena.

En este caso, la selección de la abertura de la rejilla debe ser para retener la grava y ésta, a su vez, debe ser capaz de retener el material de la formación.

Varios métodos se han desarrollado para la selección de la grava. Un método cuya aplicación se ha generalizado bastante es el de la Universidad de Minnesota (37), cuyo procedimiento se detalla a continuación.

1. Se hace el ensayo granulométrico de la muestra de la formación.

2. Se grafican los porcentajes retenidos por cada cedazo. Ver las aberturas correspondientes.
3. A partir de la curva granulométrica de la formación natural, se obtiene una curva teórica de la grava basada en los siguientes criterios:

- a) El valor modal, correspondiente al 70 por 100 de la grava, debe representar un valor de 4 a 6 veces el de la arena. Para tales efectos se recomienda 4, cuando la arena es fina y uniforme, y el máximo de 6 para arenas gruesas y no uniformes.
- b) Búsquese para la grava un coeficiente de uniformidad menor de 2.5.
- c) Trácese una curva que satisfaga estos dos criterios, para ello puede utilizarse como auxilio el tamaño efectivo de la grava, seleccionándose de 9 a 12 veces el de la arena.
- d) Determinése el 40 por 100 retenido y trácese la curva de la grava con los 3 puntos definidos, manteniendo cierta analogía con la de la arena.
- e) Se seleccionan 4 tamices standards. En vista de que no es posible adquirir grava que satisfaga enteramente esa granulometría y tomando en cuenta las múltiples alternativas en el dibujo de la curva, habrá que permitir cierto rango de variación.

Se considera que la diferencia de los porcentajes retenidos puede ser del orden del 8 por 100 por debajo, 8 por 100 por arriba, con lo cual podemos dibujar un haz de curvas que satisfaría la condición dada.

◆ Ejemplo:

Se tiene el siguiente acuífero:

- 0-10 m: arena arcillosa.
- 10-13 m: arena media (curva A).
- 13-20 m: arcilla dura.
- 20-25 m: arena media (curva B).
- 25-30 m: arena fina (curva C).

Los análisis granulométricos respectivos se indican a continuación, dibujándose la figura (180).

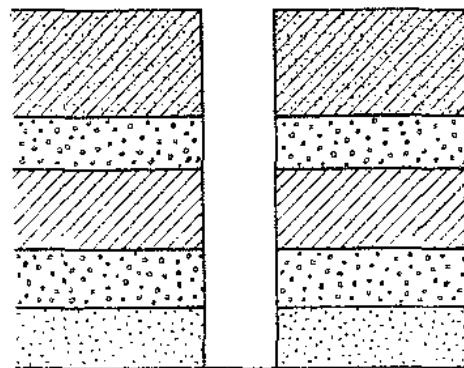


Fig. 179 — Perfil geológico de perforación para pozo profundo.

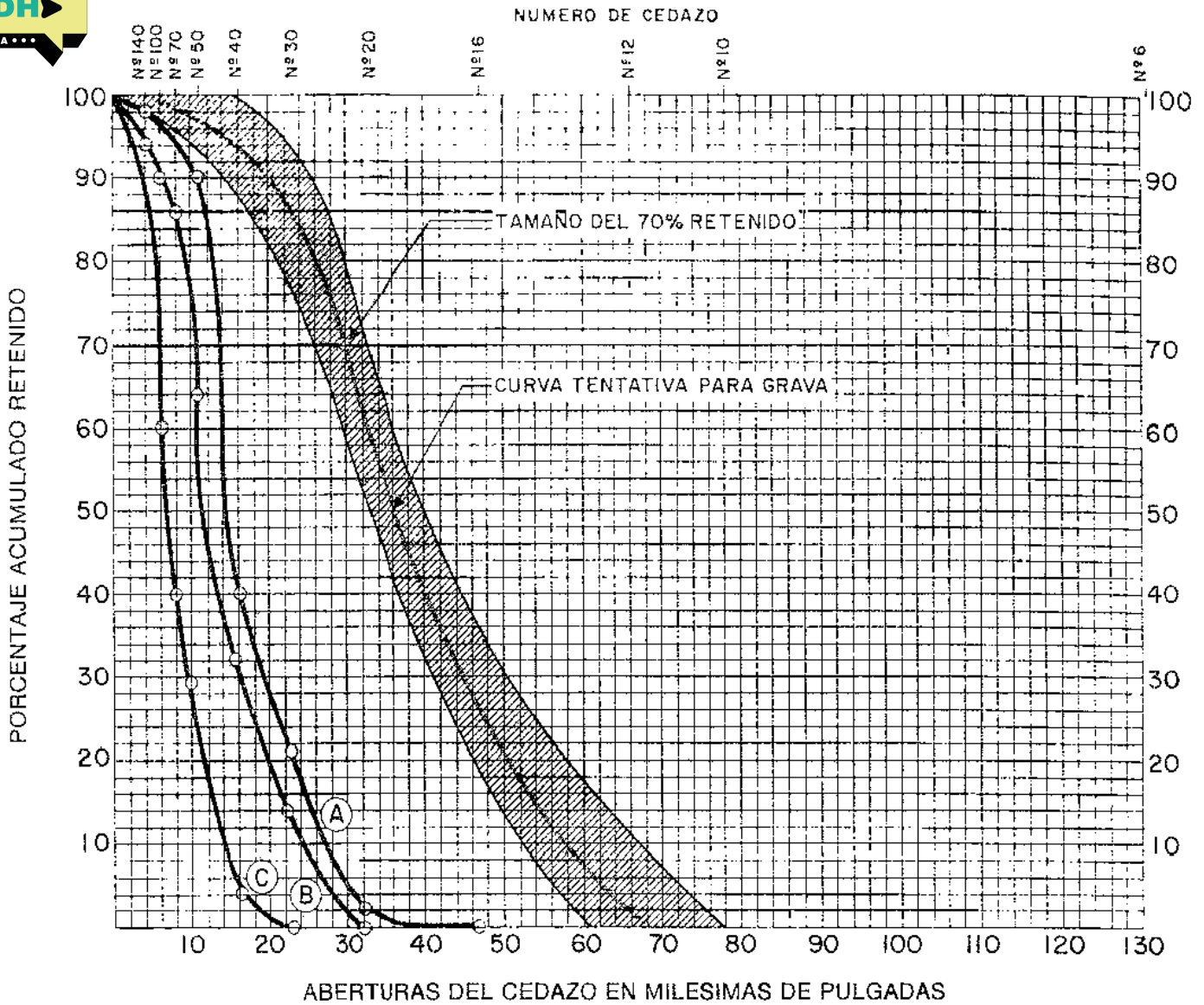


Fig. 180.—Curvas granulométricas de los acuíferos A, B y C y curva proyectada para la grava de sostén.

Aberturas del colador			Acumulado retenido					
#	pulg	mm	Peso en gramos	% A	Peso en gramos	% B	Peso en gramos	% C
6	0,131	3,360						
10	0,078	2,000						
16	0,047	1,190						
20	0,033	0,550	5,5	2				
30	0,023	0,500	58,0	21	23,6	14		
40	0,016	0,420	110,5	40	60,5	32	8,6	4
60	0,010	0,297	248,0	90	120,8	64	62,2	29
70	0,008	0,210	260,0	94	162,0	86	86,0	40
100	0,006	0,180			170,0	90	129,0	60
140	0,004	0,105	271,0	98	179,0	95	202,0	94
			276,0	100	189,0	100	218,0	100

Nivel estático: 1,5 m.

Nivel de bombeo: 9,8 m.

$Q = 9$ lts/seg.

Aquí se tienen dos acuíferos. El acuífero superior es homogéneo, teniendo un tamaño del 70 por 100 retenido de 0.013".

El acuífero inferior tiene dos estratos distintos, de 0.011" y 0.006" de tamaño del 70 por 100 retenido, respectivamente.

Uno de los estratos requiere engranizado (C), luego a fin de aprovechar todos los acuíferos, conviene engranizar el pozo y en vista de que las características de las tres arenas son muy similares, se va a emplear la misma grava para las tres.

Se selecciona una grava de 0.030" de tamaño del 70 por 100 retenido, siendo éste cinco veces mayor que el mismo tamaño para la arena más fina.

Muestra A: de 10-13 m	Tamaño 70 %: 0.013"
Muestra B: de 20-25 m	Tamaño 70 %: 0.011"
Muestra C: de 25-30 m	Tamaño 70 %: 0.006"
Tamaño 70 % grava: 4-6 veces mayor → 0.030"	
0.006 × 4 = 0.024"	
0.006 × 6 = 0.036"	

$$\text{Coeficiente de uniformidad: } \frac{0.040''}{0.020''} = 2.0$$

Se dibuja una curva a través del punto definido en esta forma, más o menos similar a las curvas de las arenas, tomando siempre en cuenta que el coeficiente de uniformidad sea menor de 2.5. En este caso, el coeficiente de uniformidad resultó de 2.0 (véase curva en línea punteada en la figura 180).

Ahora se procede a la elaboración de las especificaciones de la grava. Se seleccionan cuatro tamices standard y se definen los porcentajes retenidos para cada tamiz, admitiendo una variación de 8 por 100 en ambos sentidos.

Tamiz	Porcentajes acumulados retenidos	
	Curva tentativa (en %)	Grava (± 8 %)
# 30	86	78-94
# 20	60	52-68
# 16	26	18-34
# 12	2	0-10

Por consiguiente, la grava que se compra debe cumplir las especificaciones siguientes:

Tamaño efectivo: Igual o menor a 2.5.

Porcentajes acumulados retenidos: 0-10 por 100; 18-34 por 100; 52-68 por 100; 78-94 por 100 para los tamices núms. 12, 16, 20 y 30, respectivamente.

En la figura 180 se indica la zona sombreada, en la cual debe caer la curva granulométrica de la grava.

En la curva tentativa para grava determinamos que el 90 por 100 retenido corresponde a una abertura de 20 milésimas de pulgada, es decir, que podremos usar una rejilla #20. Los estratos A y B sin engranzonado hubiesen requerido igual rejilla (#20).

Según cuadro 45, tenemos que ϕ 6", 20, área libre = 39 cm² por pie de rejilla.

$$A = \frac{0.009}{0.05} = 0.18 \text{ m}^2 = 279 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Área necesaria} = \frac{279}{39} = 7.2 \text{ pies} = 2.16 \text{ m.}$$

de rejilla ϕ 6" abertura #20.

Se observa en el ejemplo que se tienen dos acuíferos, uno de los cuales es artesiano (el inferior).

Acuífero inferior

Espesor: 10 m.

Longitud recomendable de colador: 70-80 por 100:

$$0.7 \times 10 = 7 \text{ m.}$$

Posición: Preferiblemente en la zona de mayor permeabilidad (de 20 m-27 m).

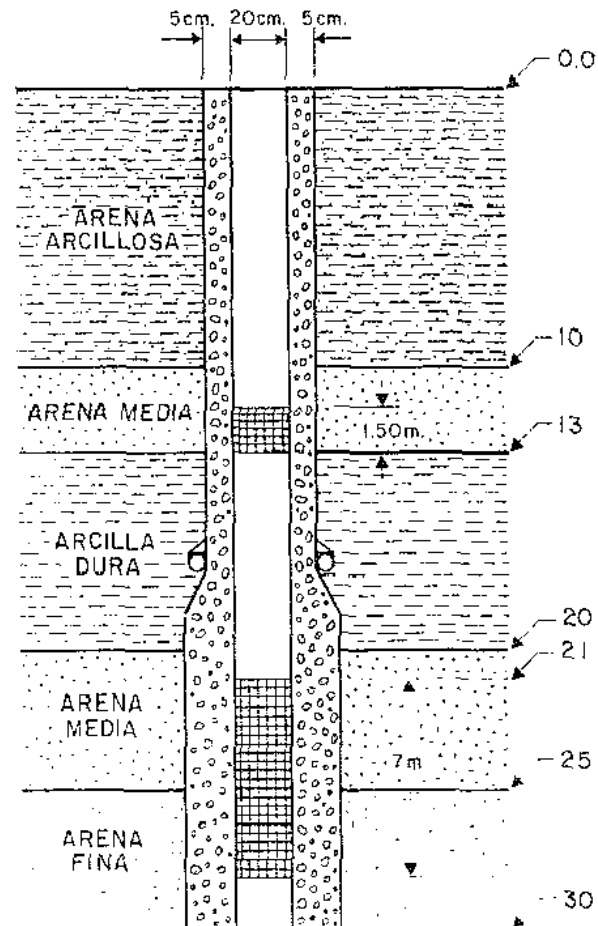


Fig. 181 -- Corte esquemático del diseño del pozo

Espesor: 3 m.

Acuífero no confinado: $0,5 \cdot 3 = 1,50$ m.

Posición: de 11,50-13 m.

La utilización o no de esta zona dependerá de su riqueza o productividad, ya que se trata de un espesor pequeño y a poca profundidad, lo cual puede ocasionar problemas de índole sanitario. ♦

Otro método del U. S. Bureau of Reclamation consiste en dibujar en papel semi-logarítmico la curva de porcentaje que pasa versus abertura.

1. Determinar el diámetro medio (D_{50}) y multiplicar por 12 y 58.

Graficar estos puntos $12D_{50}$ y $58D_{50}$.

2. Determinar el diámetro de la malla D_{15} y multiplicar por 12 y 40.

Graficar estos puntos $12D_{15}$ y $40D_{15}$ sobre la horizontal correspondiente al 15 por 100 que pasa.

3. Unir los puntos $12D_{50}$ y $12D_{15}$.

Unir los puntos $58D_{50}$ y $40D_{15}$.

Estas dos rectas nos dan los límites de la granulometría de la grava. Como no recomienda que el gránzón sea mayor que el tamiz #1/2" (≈ 13 mm), se traza una vertical, y este polígono limita la grava.

La curva ideal debe estar contenida en este polígono y debe trazarse aproximadamente paralela a la del acuífero.

♦ Ejemplo:

Determinar la curva granulométrica de la empacadura de grava adecuada para la arena, cuyos datos se indican a continuación:

Tamiz	Abertura	Porcentaje que pasa
# 40	0,420 mm	96
# 50	0,297 mm	78
# 70	0,210 mm	60
# 100	0,150 mm	40
# 140	0,105 mm	6

Dibujamos la curva:

Tamaño D_{50} : $0,17 = 0,17$ mm.

Tamaño D_{15} : $0,03 = 0,03$ mm.

$12D_{50} = 12 \times 0,17 = 2,04$ mm

$58D_{50} = 58 \times 0,17 = 9,86$ mm

$12D_{15} = 12 \times 0,03 = 0,36$ mm

$40D_{15} = 40 \times 0,03 = 1,20$ mm.

Selección de la abertura de la rejilla

Teóricamente, lo más conveniente sería colocar rejilla de abertura tal que el 100 por 100 del gránzón sea retenido; sin embargo, se admite que el porcentaje de retención sea de aproximadamente hasta un 90 por 100.

El U. S. Bureau of Reclamation considera que la mejor abertura de rejilla es la mayor, que permita la estabilización del gránzón. De acuerdo a ello, recomienda escoger la abertura en la misma forma que para pozos desarrollados naturalmente, es decir, igual a la mitad de la malla determinada por el D_{85} (15 por 100 retenido) y seleccionar la malla comercial inferior.

En el ejemplo anterior

$$D_{85} = 0,86 \text{ mm.}$$

Seleccionamos rejilla #100. ♦

Selección de la rejilla cuando existen formaciones de diferentes granulometrías unas sobre otras, o capas estratificadas

La existencia de capas con granulometrías diferentes superpuestas, presenta condiciones particulares que ameritan un diseño cuidadoso, sobre todo en la selección de la abertura de la rejilla de captación y su ubicación respecto al estrato.

En estas condiciones de capas acuíferas estratificadas, las ranuras de la rejilla deben variarse, adoptando los criterios expuestos para cada condición. Sin embargo, ello debe complementarse con dos criterios adicionales que aseguren la eficiencia del diseño, ellos son:

1. Cuando exista una capa de material fino sobre otro más grueso, debe prolongarse en no menos de 60 cm la longitud de rejilla correspondiente al material fino, penetrando en el estrato más grueso.
2. En los casos de capas finas colocadas sobre capas más gruesas, el cambio de las de rejilla debe ser tal que la abertura mayor no sea más del doble de la menor. En caso de que las granulometrías existentes así lo impongan, se recomienda incluir entre ambas una transición que cumpla esta relación cuya longitud no sea menor de 30 cm.

Estos dos criterios contribuyen a lograr pozos con poco o ningún riesgo al pase de arena, ya que los asentamientos provocados durante el desarrollo encontrarán rejillas apropiadas para crear condiciones de gradación alrededor del pozo y asegurar la retención del material del acuífero.

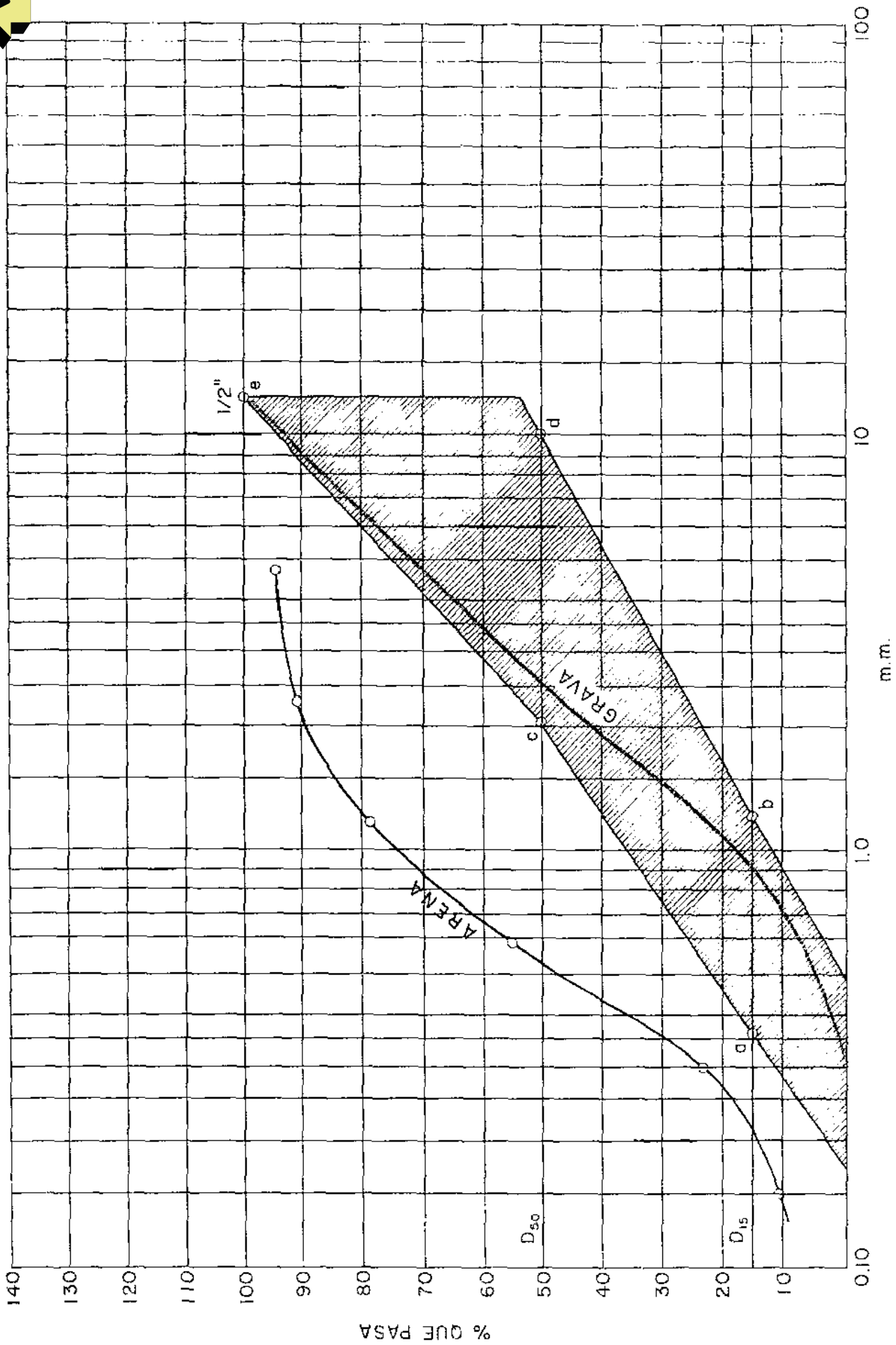


Fig. 182.—Curva del acuífero C y curva proyectada para la grava por el método del U. S. Bureau of Reclamation.

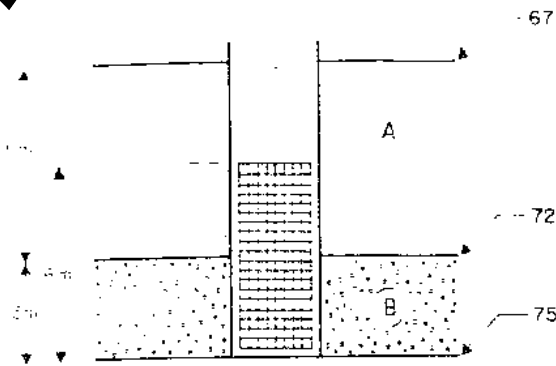


Fig. 183.—Selección de rejilla para estratos contiguos con granulometrías diferentes.

Asumiendo un pozo que presenta 2 estratos de granulometrías diferentes (A) y (B).

Asumiendo una longitud de rejilla de 6 m. de los cuales 3 m estarán en el acuífero B y 3 m en el acuífero A. La rejilla adecuada para el acuífero A, sea la núm. 30 y la del acuífero B, la núm. 80. En estas condiciones, si adoptáramos una solución sin tomar en cuenta los criterios señalados anteriormente, el pozo se convertiría en un eterno pasador de arena, toda vez que el material más fino descendería al provocarse el desarrollo del pozo y pasaría por las aberturas de la rejilla núm. 80 en forma continua.

Un buen diseño se logra prolongando 60 cm de la rejilla núm. 30 hacia el estrato B, e intercalando unos 30 cm de rejilla núm. 60 (el doble de la más fina) y colocando luego el resto de rejilla núm. 80.

Profundidad	Espesor	T. E.	(TE) ²	Selección de la ranura
62-72	5 m	10×10^{-3}	100	Núm. 30
72-75	3 m	26×10^{-3}	676	Núm. 80

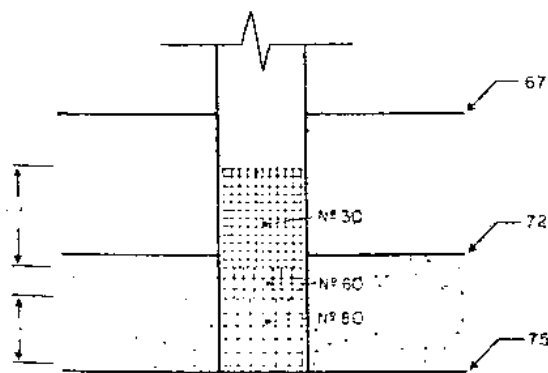


Fig. 184.—Rejilla compuesta para retener material granulométrico en acuíferos diferentes.

7. Selección del material y tipo de rejilla

La obra de captación de un acuífero está constituida principalmente por la rejilla, cuyas características para el mejor funcionamiento hidráulico ya hemos determinado. Sin embargo, existen otros factores que determinan la mejor selección del material de fabricación, toda vez que por su condición de colocada a mediana o grandes profundidades, que dificultan su reemplazo cuando los factores agresivos del agua y o del suelo obligan al proyectista a tomar las provisiones necesarias para dar la durabilidad que un período de diseño económico le impone.

Los principales factores a considerar en la selección del material y tipo de rejilla son:

- I. El grado de mineralización del agua, lo cual refleja su carácter corrosivo o incrustante.
- II. La presencia de película bacteriana.
- III. La resistencia estructural impuesta por condiciones de esfuerzos a los cuales puede estar sometida la rejilla.

1. Grado de mineralización del agua

La determinación de la tendencia corrosiva o depositante de un agua, mediante el índice de Langelier, es una de las características de importancia en esta selección del material a usar para la rejilla de captación.

Si se trata de aguas corrosivas, éstas provocarán una destrucción más rápida en las zonas más débiles de la captación, y cualquier aumento en una abertura contribuirá al pase de material granular (arenas) no previstos en el diseño, por lo cual un pozo puede convertirse en un terreno pasador de arena y arruinarlo de por vida. Por tal razón, en presencia de aguas con carácter corrosivo, debe seleccionarse un material que soporte bien la corrosión. El grado o severidad de la corrosividad permitirá seleccionar un material con mayor o menor resistencia a esta acción destructora, tomando en cuenta los costos de las rejillas.

Algunas características indicadoras del grado de corrosividad son las siguientes:

- a) pH del agua y pH_s de saturación. Valores del índice de Langelier negativos indican aguas con características corrosivas y valores del índice de Langelier positivos señalan la presencia de aguas incrustantes.

$$\text{Índice de Langelier} = \text{pH} - \text{pH}_s$$

- b) La presencia de oxígeno disuelto contribuye a la corrosividad de las aguas subterráneas. Este contenido de oxígeno disuelto en aguas subterráneas es mayor en acuíferos libres que en acuíferos confinados.
- c) El contenido del dióxido de carbono (CO_2) en aguas, por encima de ciertos límites, tiende a darle características corrosivas. Generalmente, un exceso de CO_2 por encima de 50-60 mg/lts es motivo para aumentar la tendencia a la corrosividad.
- d) Contenido de cloruros, es otro factor indicativo del grado de corrosividad de un agua. Así, en aguas con contenido de cloruros que excedan a 600 mg/lts, debe esperarse tener características corrosivas, aumentando su grado de corrosividad a medida que la concentración de cloruros sea mayor.
- e) La presencia de Sulfuro de Hidrógeno (H_2S) en aguas, es causa para suponer su acción corrosiva.
- f) El grado de mineralización, medido por la cantidad de minerales totales disueltos, da una idea acerca de la capacidad de la conductividad eléctrica de un agua, lo cual a su vez puede ser causa de corrosión de origen electrolítico. En tales condiciones debe seleccionarse una rejilla construida por un solo metal.

Si se trata de aguas incrustantes (índice de Langelier positivo), existirá la tendencia a la deposición de minerales que tienden a obstruir la rejilla de captación. Entre otros: a) el alto contenido de carbonato cálcico, lo cual se refleja en aguas con durezas también altas, producen acumulación de sedimentos que obstruyen el área libre de captación; b) la precipitación de hierro, provocada por el contenido alto de

este elemento en aguas subterráneas, hace frecuente la incrustación en las rejillas de captación, y c) el contenido de manganeso en presencia de oxígeno y a pH alto dan por resultado incrustaciones de depósitos de manganeso.

En el caso de aguas incrustantes, también se precisa de rejillas resistentes a la corrosión, toda vez que su eliminación sólo puede hacerse mediante la aplicación de ácidos capaces de destruir esa incrustación.

II. Presencia de película bacteriana

Algunas bacterias no patógenas, presentes en aguas subterráneas, como son las bacterias ferruginosas, sulfurosas y manganésicas, pueden ocasionar obstrucción del área libre de captación mediante la formación de masas gelatinosas, como consecuencia de sus procesos vitales mediante la oxidación del hierro y manganeso disuelto en el agua. Debido al efecto combinado del crecimiento de estos organismos (*Crenotrix* principalmente) y la precipitación del hierro disuelto, se produce la obstrucción de la rejilla por esta masa gelatinosa, lo cual sólo puede ser eliminado por la acción de agentes corrosivos como el cloro y el ácido clorhídrico, requiriéndose una rejilla construida de material resistente a la corrosión.

III. Resistencia estructural de la rejilla

Dependiendo de la profundidad y posición de los estratos acuíferos aprovechables, una rejilla puede estar sometida a diversos esfuerzos que obligan a resistencias estructurales apropiadas a cada caso.

Generalmente, una rejilla está sometida a esfuerzos de compresión y a esfuerzos de presión lateral, pero a veces puede también estar sometida a esfuerzos de tensión, como es el caso de rejillas en posiciones intermedias en la longitud total del pozo.

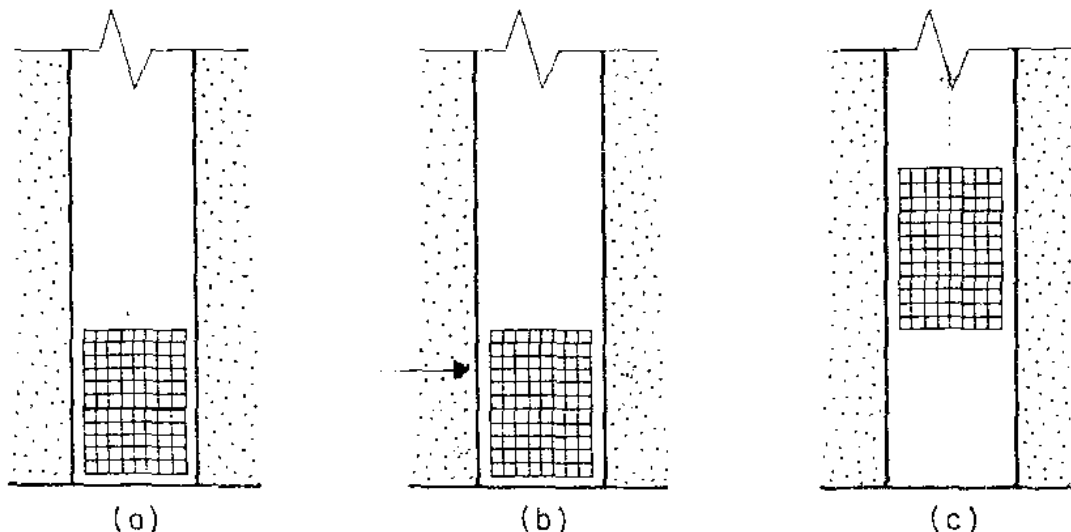


Fig. 285. Esfuerzos sobre rejillas colocadas en pozos profundos

En el primer caso, una rejilla colocada en el fondo está sometida a la compresión por la considerable carga de los tubos encima de ella; en el segundo caso, la inestabilidad de las formaciones acuíferas tiende a presionar lateralmente ocasionando esfuerzos de empuje lateral, y en el tercer caso, una rejilla intermedia de la cual pende una longitud determinada de tubos, estará sometida a esfuerzos de tensión que exigen una resistencia particular a cada condición.

Las figuras 185 (a), (b) y (c) muestran estas condiciones.

Esta resistencia estructural estará en función del módulo de elasticidad del material, por lo cual, además de satisfacer condiciones de calidad del agua, debe absorber los esfuerzos a los cuales estará sometida.

Se pueden satisfacer los requisitos de resistencia estructural mediante miembros verticales más resistentes (materiales con módulos de elasticidad mayores) o colocando mayor número de ellos cuando se trate de compensar esfuerzos de compresión o tensión mayores; y colocando miembros horizontales más gruesos cuando se trate de absorber mayores presiones laterales.

El cuadro 46, tomado de «Diseño de Pozos para Agua» por Joe L. Mogg, ingeniero Civil, de Edward E. Johnson (35), muestra las diferentes características de fabricación de rejillas para pozos y su uso recomendado.

◆ Ejemplo:

Diseñar el pozo definitivo de una perforación de prueba cuyo perfil geológico se muestra en la figura 186.

Los análisis granulométricos de los acuíferos A y B, se indican a continuación:

Abertura (pulgadas)	Acumulado retenido (%)	
	A	B
0,131		12
0,094		31
0,066		53
0,047		74
0,033	27	86
0,023	66	92
0,016	82	96
0,011	88	
0,008		
0,006	95	

El gasto a extraer es de 24 lts/seg.

Solución:

1. Diámetro definitivo:

Se selecciona del cuadro 44 en base al gasto $\phi = 10$ pulgadas.

2. Profundidad total del pozo:

No existiendo limitaciones en la calidad del agua, se perforará hasta la profundidad total $L = 37,5$ m.

CUADRO 46

METALES UTILIZADOS EN LA FABRICACION DE REJILLAS Y SUS VENTAJAS

Nombre del metal	Análisis	Factor de Costo	Recomendado para
Monel	70 % níquel 30 % cobre	1,5	Grandes cantidades de cloruro de sodio combinado con oxígeno disuelto tal como agua salada. Usualmente no necesita instalarse en pozos para agua potable.
Super níquel	70 % cobre 30 % níquel	1,2	Casos como el anterior, pero con aguas no tan corrosivas.
Everdur	96 % cobre 3 % silicón 1 % manganeso	1,0	Dureza total muy alta, altos contenidos de cloruro de sodio (sin oxígeno disuelto presente). Alto contenido de hierro. Es el metal más usado para pozos municipales e industriales. Es extremadamente resistente al tratamiento con ácido.
Acero inoxidable	74 % acero 18 % cromo 8 % níquel	1,0	Sulfuro de hidrógeno. Oxígeno disuelto. Dióxido de carbono. Bacterias ferruginosas. Resistencia. Ocupa el segundo lugar, después del everdur, en el uso para pozos municipales e industriales.
Latón cobrizo silícico	83 % cobre 15 % zinc 1 % silicón	0,9	Tiene los mismos usos que el everdur, pero no es tan bueno ni tan resistente. Se usa en aguas relativamente inactivas.
Hierro «Armeo»	93,84 % hierro puro (doblemente galvanizado)	0,6	No es resistente a la corrosión, pero la experiencia indica que funciona satisfactoriamente en algunas áreas. Se usa para pozos de irrigación en zonas donde las aguas son relativamente neutrales.
Acero	99,35/99,72 % hierro 0,08/0,15 % carbón 0,20/0,50 % manganeso (doblemente galvanizado)	0,5	No es resistente a la corrosión. Generalmente se usa en pozos temporales como pozos de prueba o pozos de drenaje. Sin embargo, ha dado duración satisfactoria en algunas áreas del Sur-Oeste de los Estados Unidos, donde las aguas no son ni corrosivas ni incrustantes.

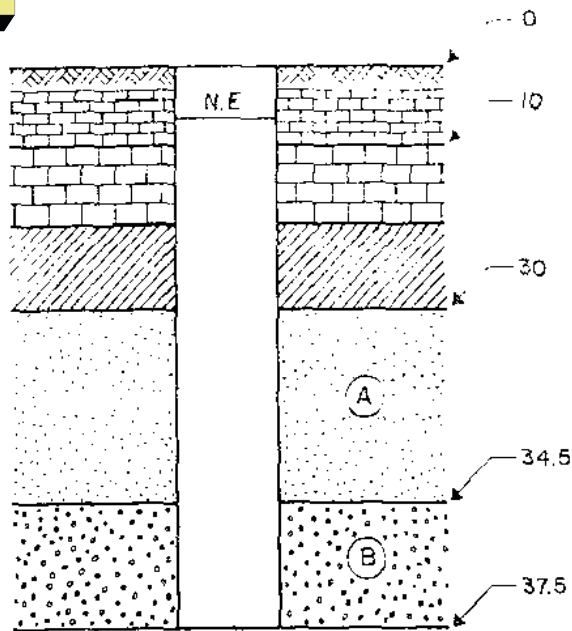


Fig. 186.—Corte esquemático o perfil geológico del pozo.

3. Posición de la rejilla de captación:

Siendo un acuífero artesiano, lo ideal sería ubicarla en posición simétrica con respecto al espesor, pero por tratarse de dos capas estratificadas, se trata de aprovechar el más permeable.

$$L = 70\% \text{ m} = 0.70 \cdot 7.5 = 5.25 \text{ m}$$

$$40\% \text{ retenido} = 0.030'' = 0.010'$$

No requiere engranizado.

4. Selección de la abertura.

El acuífero superior es más fino y requiere rejilla número 30; por tanto, desde la profundidad 32.25 hasta la 34.5 debería usarse rejilla núm. 30, pero a fin de evitar pase de arena, ésta se prolongará 60 cm hacia el estrato inferior (B), requiriéndose en total 2.85 m de rejilla núm. 30.

El acuífero B requiere rejilla núm. 80, pero se considera buena práctica no pasar de una rejilla a otra con diferencias mayores del doble, por lo cual usaremos una transición de 60 cm de rejilla núm. 60, y el resto lo utilizaremos de rejilla núm. 80.

En resumen, se tiene: 5.25 m de rejilla de las siguientes características:

2.85 m de rejilla núm. 30.

0.60 m de rejilla núm. 60.

1.80 m de rejilla núm. 80.

En nuestro caso, generalmente tenemos que atenernos a las longitudes de rejilla del proveedor, por lo cual no siempre es factible lograr las soluciones deseables.

Profundidad	Espesor	T. E.	T. E. ²	Selección del rango		
				Mín (50%)	40%	Máx (30%)
30-34.5 m	4.5 m	10×10^{-3}	100	28	30	32
34.5-37.5 m	3.0 m	26×10^{-3}	676	68	80	95

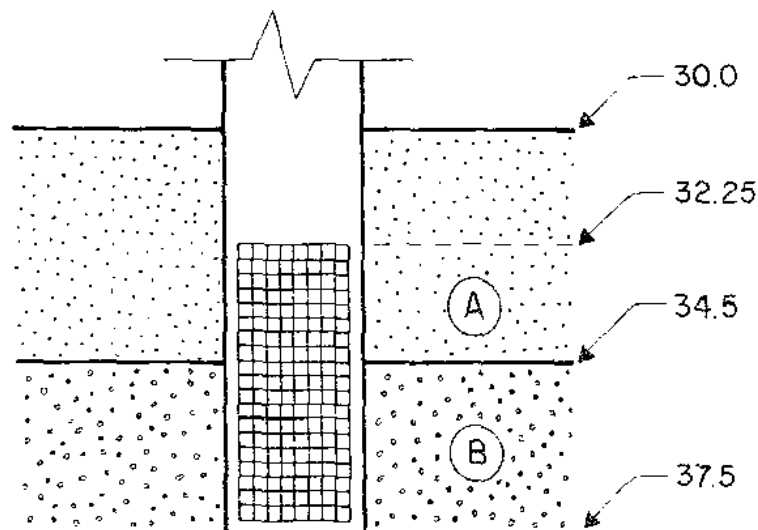


Fig. 187.—Posición de la rejilla y longitud de captación.

rejilla se ubicara en el fondo de la formacion.
 aprovechar la formacion mas productora.

5. Area libre de captacion.

A fin de lograr la solucion mas economica y estando el N. E. suficientemente alto, estudiamos la posibilidad de reducir el diámetro de la rejilla.

En el cuadro 45 encontramos para rejilla núm. 30 un area $a = 74 \text{ pulg}^2/\text{pie}$.

Para 2.85 m (9.5 pies) $A = 9.5 \cdot 74 = 703 \text{ pulg}^2$.

Rejilla 60 $a = 143 \text{ pulg}^2$.

Para 0.60 m (2 pies) $A = 2 \times 143 = 286 \text{ pulg}^2$.

Ranura 80 $a = 147 \text{ pulg}^2$.

Para 1.80 m (6 pies)

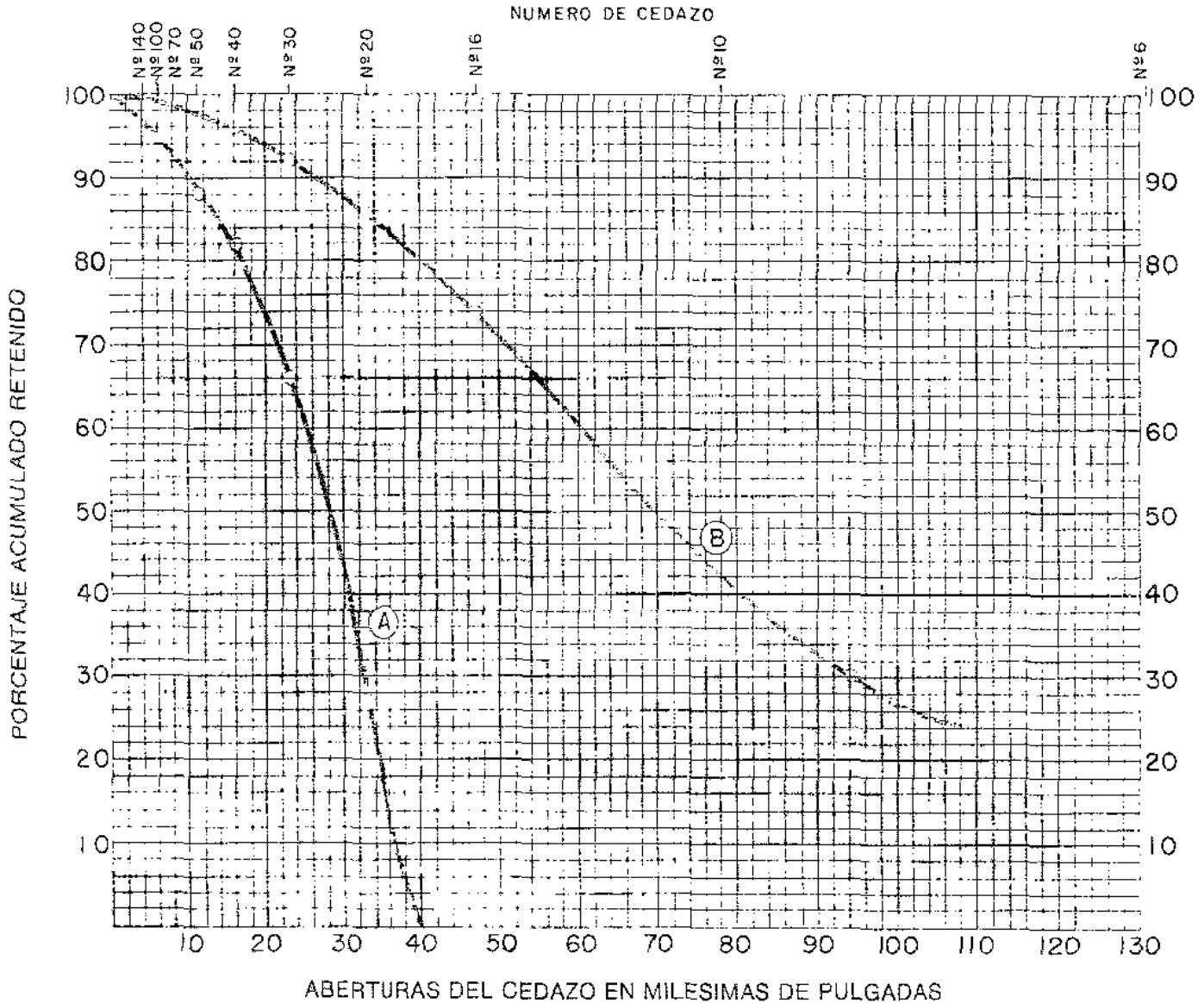
$$A = 6 \cdot 147 = 882 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Area total} = 703 + 286 + 882 = 1,871 \text{ pulg}^2$$

Area requerida para captar el gasto deseado, manteniendo velocidades de penetracion no mayores de 3 cm/seg.

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.024}{0.03} = 0.8 \text{ m}^2 = 8,000 \text{ cm}^2 = 1,240 \text{ pulg}^2$$

Luego, podemos mantener la longitud y disminuir el diámetro.



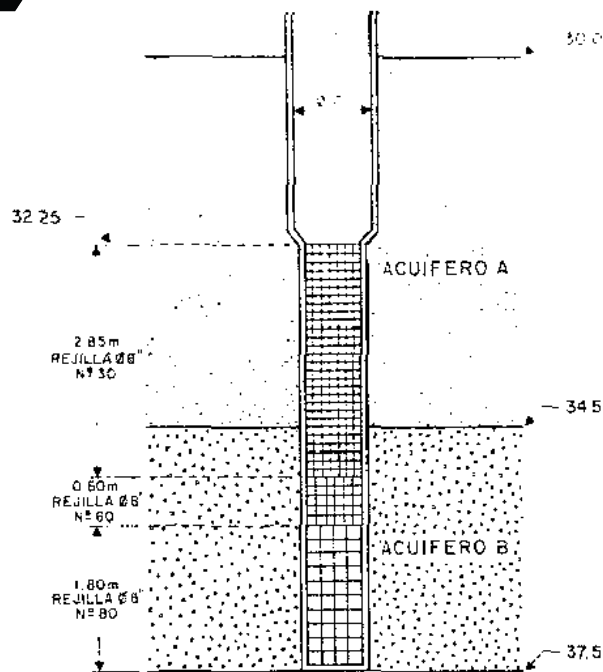


Fig. 189.—Corte esquemático del pozo diseñado.

Disminuyendo el diámetro de la rejilla a ϕ 8":

Rejilla 30 $a = 62 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ $A = 9,5 \times 62 = 589 \text{ pulg}^2$.

Rejilla 60 $a = 113 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ $A = 2 \times 113 = 226 \text{ pulg}^2$.

Rejilla 80 $a = 116 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ $A = 6 \times 116 = 696 \text{ pulg}^2$.

Area total = $589 + 226 + 696 = 1.511 \text{ pulg}^2 > 1.240$.

Reducimos a ϕ 6":

Rejilla 30 $a = 47 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ $A = 9,5 \times 47 = 446,5 \text{ pulg}^2$

Rejilla 60 $a = 85 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ $A = 2 \times 85 = 170,0 \text{ pulg}^2$

Rejilla 80 $a = 87 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ $A = 6 \times 87 = 522,0 \text{ pulg}^2$

Area total = $446,5 + 170 + 522 = 1.138,5 \text{ pulg}^2 < 1.240$

Luego, no podemos usar rejilla de ϕ 6" y usaremos rejilla de 8". ♦

♦ Ejemplo:

Caso de un acuífero libre, cuando uno de los estratos requiere engranzonado.

Gasto de captación $Q = 5 \text{ lts/seg.}$

Los análisis granulométricos de los acuíferos muestran:

Núm.	Abertura pulg.	Acumulado retenido			
		A		B	
		Peso	%	Peso	%
16	0,047	—	—	—	—
20	0,033	15 g	6	—	—
30	0,023	47,5 g	19	—	—
40	0,016	92,5 g	37	26 g	10
50	0,010	175,0 g	70	65,0 g	25
70	0,008	205,0 g	82	93,6 g	36
100	0,006	222,5 g	89	169,0	65
140	0,004	—	—	236,6 g	91

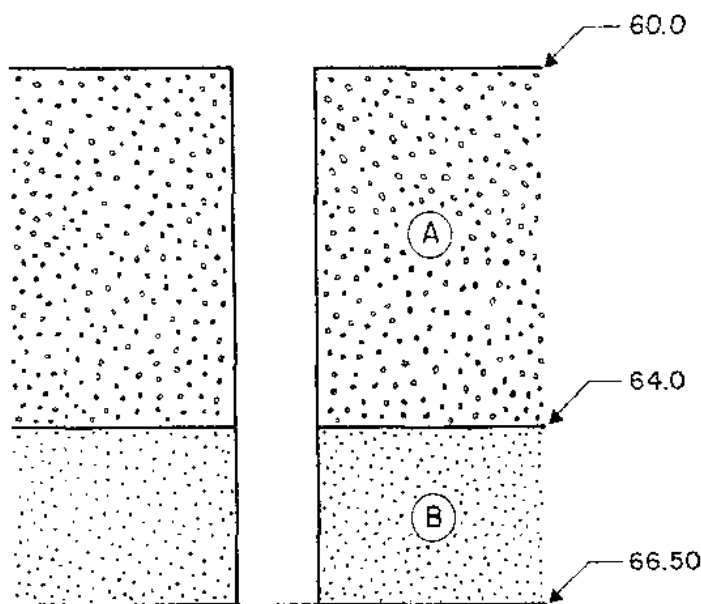


Fig. 190.—Caso de un acuífero grueso sobre acuífero fino.

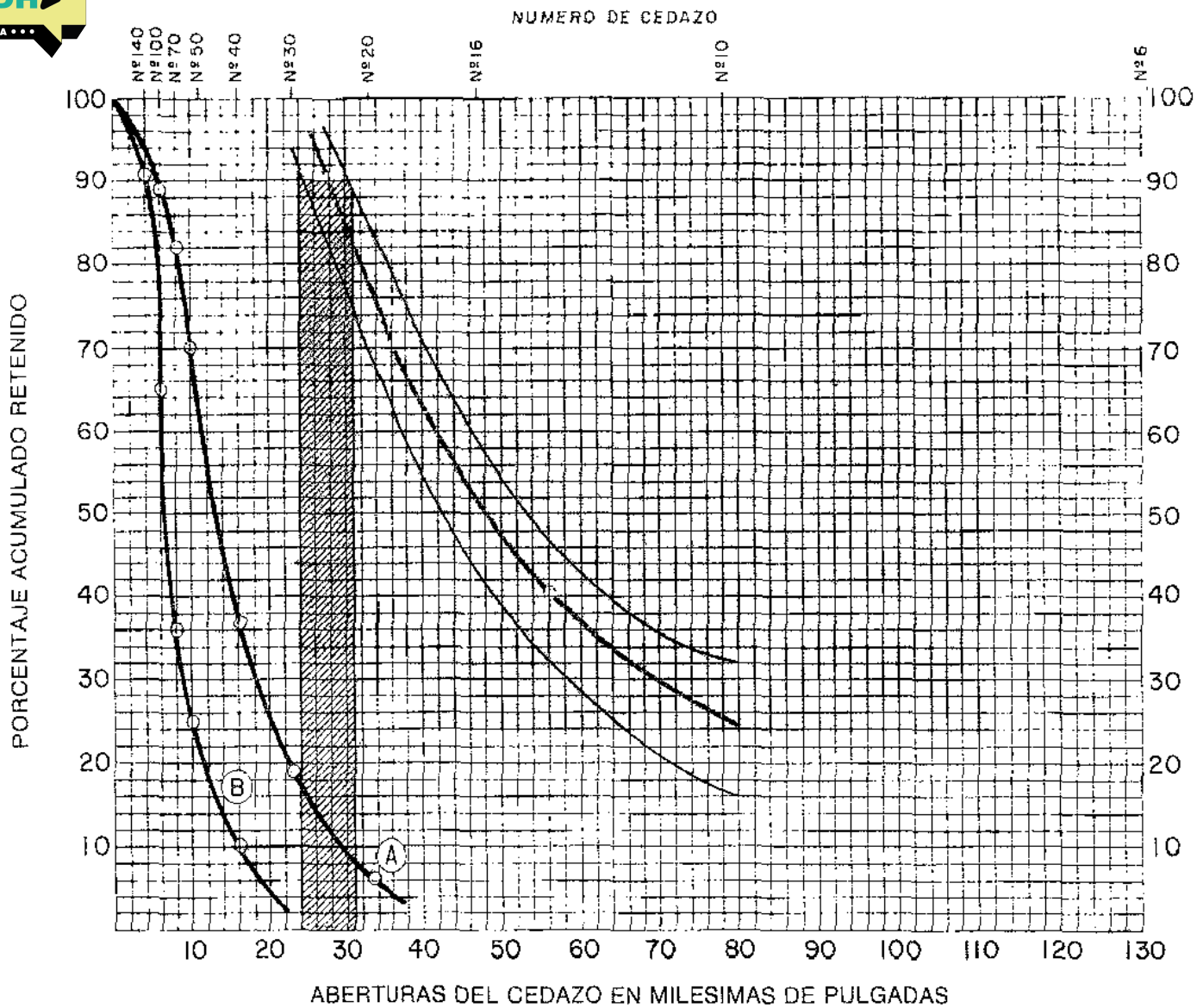


Fig. 191.—Curvas granulométricas de los acuíferos A y B y curva proyectada para la empacadura de grava.

Dibujadas las curvas granulométricas, se observa que el estrato superior A no requiere empacadura de grava (40 % retenido mayor que 0.010"), pero al estrato inferior sí es conveniente. Por otra parte, tratándose de un acuífero libre, la ubicación de la rejilla se hará en el fondo, lo cual obliga al engranizado de este estrato.

Al colocar la empacadura de grava al estrato más fino (B), el acuífero A pasa a ser un material más fino respecto a la grava, lo cual puede ocasionar problemas. En este caso, conviene engranizar todo el espesor y seleccionar la rejilla en función de la grava.

Selección de la grava:

Arena A	Grava
70 % retenido = 0.006"	$6 \times 0.006 = 0.036"$
T. E. _A = 0.004"	$7 \times 0.004 = 0.028"$

$$C.U.G = \frac{40 \% RET}{T. E.} < 2.5$$

Selección C.U. = 2 40 % RET = $2 \times 0.028 = 0.056"$

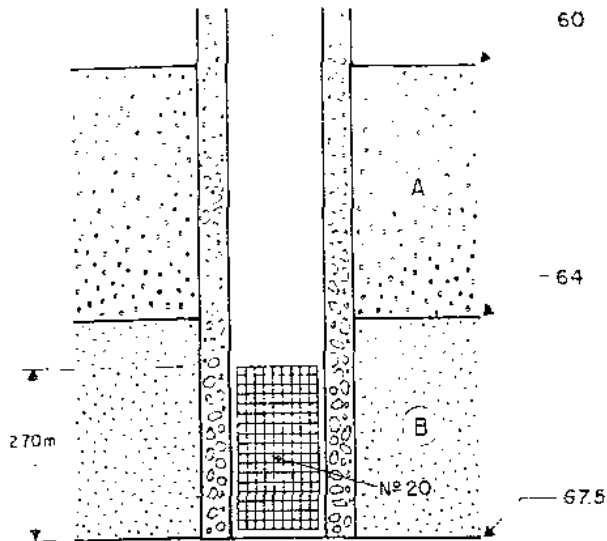


Fig. 192.—Longitud y posición de la rejilla seleccionada.

Se usará rejilla núm. 20, en vista de que la núm. 30 que corresponde no existe en el comercio.

La ubicación de la rejilla se hará en el fondo y tendrá una longitud de:

$$L = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) m = 0,4 \times 6,5 = 2,60$$

Tomamos $L = 2,70$ m (9 pies).

Area libre de captación:

$$\phi 6'' \quad \#20 \quad a = 39 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$A = 9 \times 39 = 351 \text{ pulg}^2$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0,006}{0,03} = 0,2 \text{ m}^2 = 2,000 \text{ cm}^2 = 310 \text{ pulg}^2. \quad \blacklozenge$$

Galerías de infiltración

Una galería de infiltración consiste en una canalización, túnel o tubería ranurados, construidos por debajo del nivel freático de estratos acuíferos cercanos a ríos, de forma de interceptar la corriente, provocando su captación.

En el extremo superior se coloca una boca de inspección y en el inferior un pozo recolector, desde donde se conducen las aguas por bombeo o por gravedad a lo largo de la línea de aducción.

Las figuras 193 y 194 muestran esquemas de galerías de infiltración.

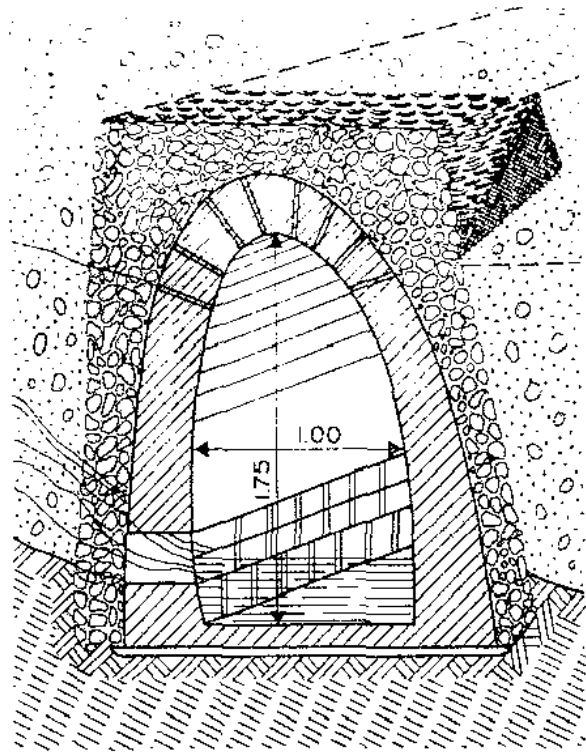


Fig. 193.—Modelo de galería de infiltración de forma abovedada.

Por su ubicación, las galerías de infiltración son captaciones donde puede admitirse que el «Método de Equilibrio» desarrollado para fuentes subterráneas es aplicable: en tales condiciones se determina la permeabilidad mediante perforaciones de prueba y se hace luego el cálculo de la longitud requerida para la captación del gasto deseado.

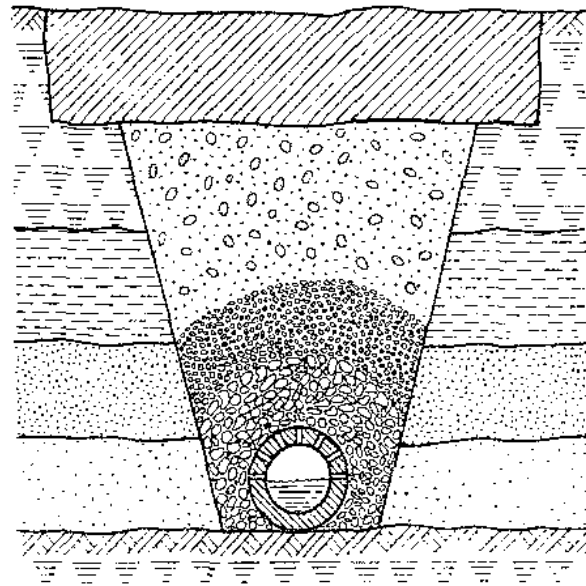


Fig. 194.—Modelo de galería de infiltración con tubería de A.C.P.

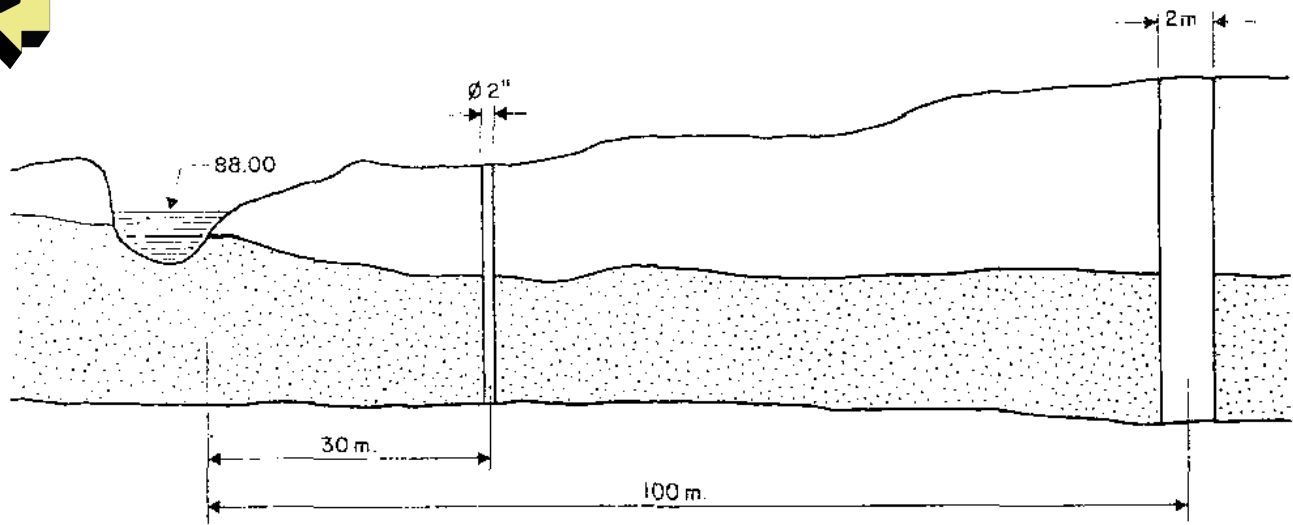


Fig. 195.—Corte esquemático del acuífero utilizable y ubicación de la Galería de Infiltración.

◆ Ejemplo:

Diseñar una galería de infiltración para captar 17,5 lts/seg, sabiendo que en una zona cercana a un río existe un estrato acuífero libre al cual se ha hecho una investigación mediante una perforación de las siguientes características.

En B, a una distancia de 100 m del curso superficial, se hace una excavación de prueba de 2 m para la construcción de la galería y se bombea agua a una rata de 4 lts/seg, hasta lograr satisfacer la condición de equilibrio, midiéndose el nivel de agua a la cota 87,75.

Un pozo de $\phi = 2''$ a una distancia de 30 m, que sirve de observación, indica el nivel de agua a la cota 87,90.

Acuífero libre:

$$Q = \frac{\pi K}{2.31} \times \frac{h_1^2 - h_0^2}{\log \cdot \frac{r_1}{r_0}}$$

$$r_1 = 70 \text{ m}$$

$$r_0 = 1 \text{ m}$$

$$h_1 = 87,90 - 85,00 = 2,90 \text{ m}$$

$$h_0 = 87,75 - 85,00 = 2,75 \text{ m}$$

$$P = 6,42 \text{ lts/seg/m}^2$$

$$Q = P \times I \times A \quad I = \frac{88,00 - 85,00}{100} = 0,03$$

$$Q = 0,00612 \times 0,03 \times 1,00 = 0,000193 \text{ m}^3/\text{m} = 0,193 \text{ lts/seg/m}$$

$$L = \frac{17,6 \text{ lts/seg}}{0,193 \text{ lts/seg/m}} = 90 \text{ m}$$

Longitud requerida de galería = 90 m.

Usando una tubería de $\phi 10''$ ACP, con perforaciones de $\phi 1/2''$ y no admitiendo velocidades v mayores de 5 cm/seg:

$$q = 0,193 \text{ lts/seg/m}$$

$$A = \frac{0,193}{0,55 \times 0,05} = 0,0175 \text{ m}^2$$

$$\text{Area correspondiente a } \phi 1/2'' \quad a = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de perforaciones} = \frac{175}{1,27} = 138 \text{ perforaciones/m.} \quad \blacklozenge$$



Fuentes de abastecimiento de agua
Aguas superficiales y subterráneas.
Características generales en su aprovechamiento
Aguas superficiales

Fuentes superficiales sin regulación
Fuentes superficiales que requieren regulación.
Capacidades de almacenamiento. Método de diagrama
de masas. Método estadístico y de diagrama
de masas. Método de meses secos.
Método estadístico

Aguas subterráneas. Acuíferos libres. Acuíferos
confinados. Características. Hidráulica
de las aguas subterráneas. Métodos de equilibrio
y de desequilibrio

Calidad del agua para abastecimiento público
Análisis y ensayos prácticos de campo

Fuentes de abastecimiento y sus características

Las fuentes de abastecimiento de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un acueducto y previo a cualquier paso debe definirse su tipo, cantidad, calidad y ubicación.

De acuerdo a la forma de aprovechamiento, consideraremos dos tipos principales:

Aguas superficiales.

Aguas subterráneas.

Para el ingeniero de Diseño, el conocimiento de todas las características, ventajas e inconvenientes y previsiones adecuadas para cada una de ellas, le permitirá la mejor selección técnica y económica entre las alternativas posibles de utilización de las fuentes de abastecimiento.

La experiencia nos enseña cuáles son las ventajas que nos reporta determinado sistema o determinada herramienta de trabajo, pero también nos enseña las desventajas e inconvenientes de su uso en situaciones específicas.

En el caso específico de las fuentes de abastecimiento, es frecuente oír quejas acerca de los inconvenientes y problemas que acarrea, por ejemplo, un río que es utilizado como fuente de abastecimiento y se clama por un equipo de perforación para obtener agua del subsuelo.

La misma consideración puede hacerse y es real para aquellas comunidades que, habiendo sido abastecidas por aguas subterráneas y que conociendo sus problemas, suponen que la utilización de una fuente superficial acabará con los problemas que intrínsecamente una fuente subterránea conlleva.

El mejor diseño será aquel que reduzca al mínimo, durante el período útil, los inconvenientes peculiares a cada fuente y haga más eficiente el servicio.

A fin de formarnos una idea acerca de las características generales de estos dos tipos de fuentes de abastecimiento, se presenta el cuadro 47, que permite

comparar algunas características que pueden privar en ocasiones para su selección.

CUADRO 47

CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS

A) ASPECTOS CUANTITATIVOS Y DE EXPLOTACION

Aguas superficiales	Aguas subterráneas
Generalmente aportan mayores caudales.	Generalmente sólo disponen de caudales relativamente bajos.
Caudales variables.	Poca variabilidad del caudal.
No siempre precisan bombeo.	Generalmente requieren bombeo.
Generalmente la captación debe hacerse distante del sitio de consumo.	Permite más cercanía al sitio de utilización.
Costos de bombeos relativamente bajos.	Costos de bombeo más altos.

B) ASPECTOS CUALITATIVOS

Turbiedad	Variable (baja o muy alta)	Prácticamente ninguna.
Color	Variable.	Constante, bajo o ninguno.
Temperatura	Variable.	Constante.
Mineralización	Variable, generalmente muy alta.	Constante y dependiente del subsuelo.
Dureza	Generalmente baja.	Dependiente del suelo, generalmente alta.
Estabilización	Variable, generalmente algo corrosivas.	Constante, generalmente algo incrustantes.
Contaminación bacteriológica	Variable, generalmente contaminadas.	Constante, generalmente poca o ninguna.
Contaminación radiológica	Expuestas a contaminación directa.	Protegida contra la contaminación directa.

Estas consideraciones son de tipo general, y la selección de una u otra dependerá de factores eco-

ros, de tratamiento requerido, de la operación y mantenimiento y de la productividad de la fuente.

AGUAS SUPERFICIALES

Las aguas superficiales, constituidas por ríos, quebradas y lagos, requieren para su utilización de información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad del agua.

1. Estado sanitario de la hoya:

Debe comprender: *a)* naturaleza de la geología superficial (rocosa, arenosa, arcillosa, desmoronable, etc.); *b)* características de la vegetación (bosques, terrenos cultivados e irrigados); *c)* presencia o ausencia de moradores en los márgenes, principalmente aguas arriba de los posibles sitios de captación; *d)* distancias o focos de contaminación (descargas de aguas negras, cochineras, balnearios, lavaderos, etc.).

2. Caudales disponibles

La utilización de una fuente de abastecimiento supone suficiente capacidad para suplir el gasto requerido durante el período de diseño prefijado para el sistema de abastecimiento.

Al considerar fuentes superficiales, ríos, quebradas principalmente, debemos verificar la posibilidad de suministro constante, bien sea porque los aforos mínimos representan valores superiores a la demanda o bien porque sea factible establecer una regulación de sus gastos de forma que el período de crecidas permite almacenar volúmenes compensatorios de la demanda en la época de sequía. Evidentemente, esto sólo puede conocerse si disponemos de los registros de escurrentía durante períodos lo suficientemente largos que permitan predecir la situación en lapsos similares a los del período de diseño.

Fuentes superficiales sin regulación

Conocidos estos datos de escurrentía, analizaremos la posibilidad de utilizar la fuente superficial sin necesidad de regularla, en cuyo caso el gasto mínimo para el período de registros debe ser superior al gasto del día de máximo consumo para el período de diseño fijado.

La utilización de una fuente superficial sin regulación supone el diseño de obras de captación específicas, de acuerdo a las características particulares del río o quebrada utilizada. La existencia de registros de escurrentía en períodos largos (20 años o más) permite determinar los valores de gasto mínimo, medio y máximo de la fuente; sin embargo, es también

aconsejable la realización de aforos en las cercanías a los posibles sitios de captación.

Es también importante el conocimiento de otras características del río, que incidirán en el diseño de la obra de captación, tales como contenido normal de arena, arrastre de sedimentos durante las crecidas, velocidad del río en los sitios de captación, magnitud del material de arrastre, etc.

Esta información será útil para la selección del dispositivo de captación más aconsejable, su función del grado y tipo de material arrastrado, la magnitud de las fuerzas de empuje e impacto sobre las estructuras y las previsiones en cuanto a material a utilizar para evitar daños mayores en las mismas.

Fuentes superficiales que requieren regulación

Cuando los aforos mínimos del río en determinadas épocas no son suficientes para cubrir la demanda, es posible lograr, mediante el represamiento de aguas de épocas de crecidas, compensar el déficit y aportarlo para satisfacer la demanda.

Se dice entonces que la fuente precisa de una regulación. Bajo el punto de vista físico, cualquier río es regulable, pero bajo el punto de vista práctico consideraremos a una fuente superficial como regulable, sólo cuando podamos satisfacer la demanda en las épocas de baja escurrentía con el exceso almacenado durante la época de crecida. Ello supone, por tanto, un período más crítico, dentro de una serie de registros (20 años mínimo), que estará comprendido entre una época de mínima y una máxima consecutiva que definirá el volumen necesario de embalse.

Existen varios métodos para determinar los volúmenes de almacenamiento requeridos para satisfacer las demandas de agua. El método a seleccionar dependerá del grado de exactitud requerido para el proyecto y de los datos disponibles de la fuente de abastecimiento.

Método de diagrama de masas

A fin de determinar la capacidad de embalse requerido para satisfacer la demanda de agua de una localidad, debe disponerse de una serie de registros hidrológicos de la fuente durante un período igual o mayor al período de diseño. En cualquier caso, debe disponerse de los registros de escurrentía de un período no menor de 20 años (*).

Un método ordenado de diseño sería:

1. Seleccionar, ya sea en forma gráfica o analítica, el período más seco (entre todos los años de registro).

(*) Los datos de escurrentía a ser utilizados en la construcción de la curva de volúmenes acumulados o diagrama de masa, deben estar ajustados, considerando las pérdidas por evaporación, infiltración, volumen muerto y el gasto, caso en que requiera mantener una escurrentía aguas abajo de la represa.

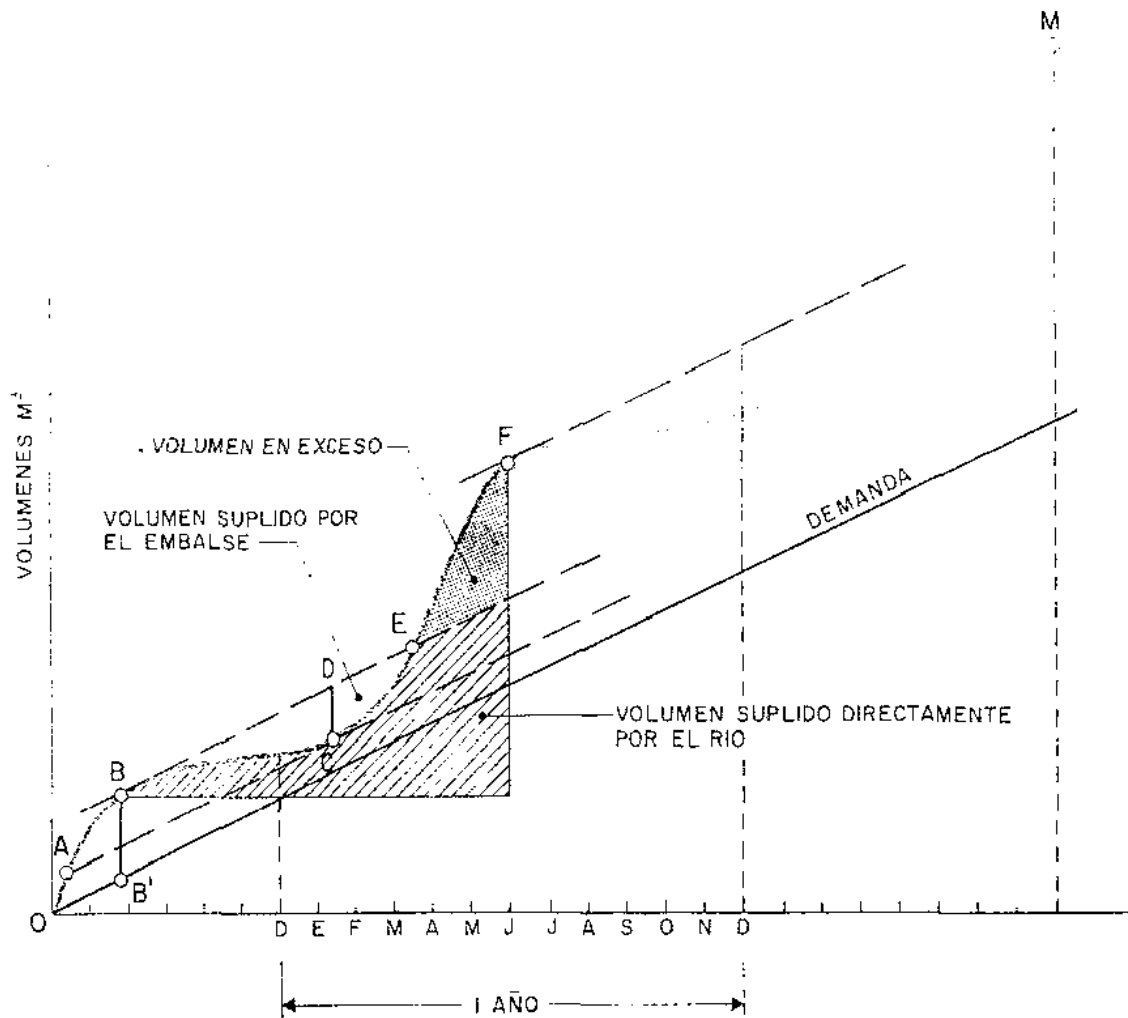


Fig. 196.—Diagrama de masa para un período corto.

2. Construir el gráfico o diagrama de masa para el período seleccionado.
3. Trazar tangentes paralelas a la línea de demanda.
4. Determinar la magnitud de la ordenada, lo cual define la capacidad de embalse requerida.

Es obvio que este método no provee una medida acerca de la probabilidad de ocurrencia futura de períodos de sequías similares a las registradas en los años estudiados, ni mucho menos de probabilidad de períodos futuros más secos que los registrados.

La figura 196 representa el diagrama de masas para un período corto seleccionado de los registros dados, y que contiene al período más seco.

De la figura 196, podemos determinar lo siguiente:

1. La curva OM representa el caudal acumulado durante un período de 26 meses.
2. La pendiente de la curva en cualquier momento representa el gasto en ese punto.
3. Entre B y C la pendiente de la curva es menor que la pendiente de la recta de demanda, luego el embalse se está vaciando.

4. Entre C y E y F la pendiente de la curva de masas es mayor que la correspondiente a la demanda, luego el embalse se está llenando.
5. En el punto E, el embalse está lleno.
6. Entre E y F el embalse se estaría rebosando y, por tanto, el aliviadero está permitiendo descargar el exceso de flujo.
7. Entre B y C, el embalse está supliendo el déficit que el río es incapaz de satisfacer durante esta época de bajo caudal.
8. Si la prolongación de la tangente en B, no intercepta a la curva OM en ningún punto, ello indica que el caudal es insuficiente para suplir la demanda.
9. Cuando la prolongación de la tangente no intercepta a la curva por varios años, se tendrá un período muy largo de caudal bajo y el déficit durante ese período no estará disponible para satisfacer la demanda.
10. BB' representa el volumen inicial.
11. DC representa el volumen necesario del embalse.

Cuando construimos el diagrama de masas para todo el período de registros disponibles, es posible obtener un valor de ordenada o volumen de embalse para cada año. Estos valores constituyen una serie, la cual puede ser analizada estadísticamente.

El método ordenado comprendería los siguientes pasos:

1. Analizar los datos de los volúmenes de cada período y determinar la media, la desviación standard y el coeficiente de variación.
2. Graficar en papel de probabilidades y determinar la recta de mayor coincidencia.
3. En base a la curva de distribución, determinar la capacidad de embalse con un rango del 5 por 100 mayor.

Desde el punto de vista práctico, se considera suficiente una provisión para el 95 por 100 de años secos. Los estudios hechos por Hazen en los Estados Unidos, mostraron que una provisión para el 95 por 100 de años secos es un buen criterio de diseño, ya que provisiones de almacenamiento para el 98 por 100 de años secos, requieren un 14 por 100 de incremento en el almacenamiento, y que considerar un 99 por 100 de años secos demanda 25 por 100 más de capacidad de embalse, por lo cual el aumento en costos no parece justificar tal precisión.

Método de meses secos

Se define mes seco a aquel mes cuyo gasto de aforo es menor que el gasto de demanda en el mismo lapso. Se selecciona de una serie de registros mensuales de aforos *el mes más seco* y se determina el déficit para ese período; se procede luego a seleccionar los dos meses más secos consecutivos, tres meses más secos consecutivos y así sucesivamente se van determinando los déficits de cada período considerado respecto a la demanda. Ello va provocando incrementos del déficit, hasta un momento en que este déficit se hace menor.

La capacidad del embalse estará determinada por el mayor déficit.

Método estadístico

Requiere del conocimiento y análisis de una serie de cursos de una misma región a fin de determinar coeficientes regionales para que siendo aplicables a los datos obtenidos para la fuente analizada permitan su aplicación.

A este respecto Hazen ha desarrollado tablas como la señalada en el cuadro 48, que presenta para

la región Este del Misisipi las variaciones relativas del flujo anual referidas a los coeficientes de variación.

El método ordenado de diseño sería:

1. Obtener el gasto medio de escorrentía, para los años de registros disponibles:

$$Q_m = \frac{\sum Q_i}{N}$$

2. Determinar la desviación standard:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum d^2}{N - 1}}$$

3. Determinar el coeficiente de variación:

$$C V = \frac{\sigma}{Q_m}$$

4. Determinar la relación entre la demanda y el gasto medio disponible.
5. Con el valor del C V y el porcentaje del gasto medio disponible, obtener en las tablas correspondientes el coeficiente de embalse.
6. Determinar la capacidad del embalse mediante la aplicación del coeficiente anterior.

CUADRO 48

COEFICIENTE DE VARIACION RELATIVA AL GASTO ANUAL. VALORES ESTADISTICOS BASADOS EN LAS ESCORRENTIAS AL ESTE DEL MISISIPI (Dr. WILLIAMS HAZEN)

% del gasto medio disponible	Coeficientes de embalses								
	Coeficiente de variación (C V)								
	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	0.35	0.40	0.45
95	1.21	1.33	1.46	1.60	1.74	1.90	0.30	2.70	3.10
90	0.85	0.92	1.00	1.09	1.20	1.31	1.60	1.88	2.20
85	0.66	0.71	0.77	0.83	0.91	1.00	1.23	1.47	1.70
80	0.54	0.57	0.61	0.66	0.71	0.78	0.97	1.19	1.39
75	0.45	0.47	0.50	0.53	0.57	0.62	0.77	0.95	1.13
70	0.39	0.40	0.41	0.44	0.47	0.50	0.62	0.76	0.92
65	0.35	0.35	0.35	0.37	0.39	0.41	0.50	0.61	0.74
60	0.31	0.31	0.31	0.32	0.33	0.34	0.40	0.49	0.60
55	0.27	0.27	0.27	0.27	0.28	0.28	0.33	0.39	0.49
50	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.24	0.26	0.32	0.39

◆ Ejemplo:

Una localidad X, cuya población para el período de diseño es de 410.055 personas, dispone únicamente de una fuente superficial cuyos datos de escorrentía para 25 años de registro se indican. El consumo de agua se estima en 300 lts/pers/día.

Cerca del lugar existe un buen sitio para ubicar un dique, disponiéndose de suficiente área para el embalse.

Determinar la capacidad requerida del embalse por los siguientes métodos:

1. Estudio de meses secos.
2. Método estadístico de probabilidades y de diagrama de masas.
3. Método estadístico.
4. Por diagrama de masas.

Solución:

Demanda estimada = D

$$D = \frac{410.055 \times 300}{86.400} = 1.423,8 \text{ lts/seg.}$$

1. Método de meses secos:

Año	Mes	Gasto Promedio/mes (en lts/seg)	Gasto Promedio/año	P-D	Meses secos
1905	Ag.	1.241,5	2.460,3	- 182,3	
	Sept.	4.002,0		+ 2.578,2	
	Oct.	1.323,6		- 100,2	
	Nov.	1.511,2		+ 87,4	
	Dic.	4.223,4		+ 2.799,6	
1906	Ene.	3.544,7	2.498,5	+ 2.120,9	
	Feb.	2.949,4		+ 1.525,6	
	Mar.	4.937,3		+ 3.513,5	
	Ab.	8.409,0		+ 6.985,2	
	May.	2.213,3		+ 789,5	
	Jun.	1.400,0		- 23,8	- 23,8
	Jul.	833,7		- 590,1	- 613,9
	Ag.	543,2		- 880,6	- 1.494,5
	Sept.	298,3		- 1.125,5	- 2.620,0
	Oct.	1.287,1		- 136,7	- 2.756,7
	Nov.	1.723,5		+ 299,7	
	Dic.	1.842,0		+ 418,2	
1907	Ene.	2.944,1	3.350,3	+ 1.520,3	
	Feb.	1.584,1		+ 160,3	
	Mar.	4.533,5		+ 3.109,7	
	Ab.	3.450,9		+ 2.027,1	
	May.	2.720,0		+ 1.296,2	
	Jun.	2.760,0		+ 1.336,2	
	Jul.	441,6		- 982,2	- 982,2
	Ag.	175,9		- 1.247,9	- 2.230,1
	Sept.	2.410,0		+ 986,2	
	Oct.	7.065,9		+ 5.642,1	
	Nov.	6.497,8		+ 5.074,0	
	Dic.	5.619,9		+ 4.196,1	
1908	Ene.	6.443,2	2.712,3	+ 5.019,4	
	Feb.	4.483,9		+ 3.060,1	
	Mar.	8.539,3		+ 7.115,5	
	Ab.	3.932,9		+ 2.509,1	
	May.	5.300,8		+ 3.877,0	
	Jun.	857,2		- 566,6	- 566,6
	Jul.	600,6		- 823,2	- 1.389,8
	Ag.	453,3		- 970,5	- 2.360,3
	Sept.	175,9		- 1.247,9	- 3.608,2
	Oct.	319,2		- 1.104,6	- 4.712,8
	Nov.	375,2		- 1.048,6	- 5.761,4
	Dic.	1.065,6		- 358,2	- 6.119,6

Año	Mes	Gasto Promedio/mes (en lts/seg)	Gasto Promedio/año	P-D	Meses secos
1909	Ene.	2.327,9	2.464,5	+ 904,1	
	Feb.	6.742,9		+ 5.319,1	
	Mar.	5.476,6		+ 4.052,8	
	Ab.	7.544,0		+ 6.120,2	
	May.	3.034,0		+ 1.610,2	
	Jun.	853,3		- 570,5	- 570,5
	Jul.	936,7		- 487,1	- 1.057,6
	Ag.	388,2		- 1.035,6	- 2.093,2
	Sept.	273,6		- 1.150,2	- 3.243,4
	Oct.	294,4		- 1.129,4	- 4.372,8
	Nov.	334,8		- 1.089,0	- 5.461,8
	Dic.	1.367,9		- 55,9	- 5.517,7
1910	Ene.	3.942,0	2.019,9	+ 2.518,2	
	Feb.	4.249,5		+ 2.825,7	
	Mar.	6.643,9		+ 5.220,1	
	Ab.	3.379,3		+ 1.955,5	
	May.	1.232,4		- 191,4	
	Jun.	2.445,2		+ 1.021,4	
	Jul.	324,4		- 1.099,4	- 1.099,4
	Ag.	323,1		- 1.100,7	- 2.200,1
	Sept.	214,9		- 1.208,9	- 3.409,0
	Oct.	44,3		- 1.379,5	- 4.788,5
	Nov.	1.031,8		- 392,0	- 5.180,5
	Dic.	407,8		- 1.016,0	- 6.196,5
1911	Ene.	1.320,9	2.389,6	- 102,9	- 6.299,4
	Feb.	557,6		- 866,2	- 7.165,2
	Mar.	2.456,9		+ 1.033,1	
	Ab.	4.873,5		+ 3.449,7	
	May.	1.642,7		+ 218,9	
	Jun.	2.088,3		+ 664,5	
	Jul.	419,5		- 1.004,3	- 1.004,3
	Ag.	629,2		- 794,6	- 1.798,9
	Sept.	1.657,1		+ 233,3	
	Oct.	6.542,3		+ 5.118,5	
	Nov.	3.506,9		+ 2.083,1	
	Dic.	2.980,6		+ 1.556,8	
1912	Ene.	1.990,6	2.834,1	+ 566,8	
	Feb.	3.595,5		+ 2.171,7	
	Mar.	9.287,1		+ 7.863,3	
	Ab.	6.583,9		+ 5.160,1	
	May.	3.995,4		+ 2.571,6	
	Jun.	1.136,0		- 287,8	- 287,8
	Jul.	165,4		- 1.258,4	- 1.546,2
	Ag.	303,5		- 1.120,3	- 2.666,5
	Sept.	454,6		- 969,2	- 3.635,7
	Oct.	966,6		- 455,2	- 4.090,9
	Nov.	2.499,9		+ 1.076,1	
	Dic.	3.026,2		+ 1.602,4	
1913	Ene.	4.403,2	2.141,7	+ 2.979,4	
	Feb.	1.307,9		- 115,9	
	Mar.	5.494,9		+ 4.071,1	
	Ab.	3.475,7		+ 2.051,9	
	May.	2.363,1		+ 939,3	
	Jun.	549,7		- 874,1	- 874,1
	Jul.	62,5		- 1.361,3	- 2.235,4
	Ag.	92,5		- 1.331,3	- 3.566,7
	Sept.	214,9		- 1.208,9	- 4.775,6
	Oct.	2.635,4		+ 1.211,6	
	Nov.	3.026,2		+ 1.602,4	
	Dic.	2.073,9		+ 650,1	

Año	Mes	Gasto Promedio/mes (en lts/seg)	Gasto Promedio/año	P-D	Meses secos	
1914	Ene.	1.504,6	1.924,2	- 80,8		
	Feb.	1.735,2		- 311,4		
	Mar.	6.116,3		+ 4.692,5		
	Ab.	8.243,6		+ 6.819,8		
	May.	2.898,6		- 1.474,8		
	Jun.	345,2		- 1.078,6		- 1.078,6
	Jul.	349,1		- 1.074,7		- 2.153,3
	Ag.	141,9		- 1.281,9		- 3.435,2
	Sept.	62,5		- 1.361,3		- 4.796,5
	Oct.	136,8		- 1.287,0		- 6.083,5
	Nov.	1.099,5		- 324,3		- 6.407,8
	Dic.	457,3		- 966,5		- 7.374,3
1915	Ene.	4.680,7	2.598,4	+ 3.256,9		
	Feb.	6.607,4		+ 5.183,6		
	Mar.	1.352,2		- 71,6		
	Ab.	3.684,1		+ 2.260,3		
	May.	2.143,0		+ 719,2		
	Jun.	923,6		- 509,2		
	Jul.	2.940,2		+ 1.516,4		
	Ag.	2.752,6		+ 1.328,8		
	Sept.	538,0		- 885,8		- 885,8
	Oct.	750,6		- 673,2		- 1.559,0
	Nov.	1.130,8		- 293,0		- 1.852,0
	Dic.	3.677,6		+ 2.253,8		
1916	Ene.	3.506,9	2.532,3	+ 2.083,1		
	Feb.	3.302,4		+ 1.878,6		
	Mar.	2.343,6		+ 919,8		
	Ab.	9.442,1		+ 8.018,3		
	May.	2.451,7		+ 1.027,9		
	Jun.	2.078,4		+ 654,6		
	Jul.	1.941,1		+ 517,3		
	Ag.	523,7		- 900,1		- 900,1
	Sept.	966,6		- 457,2		- 1.357,3
	Oct.	700,9		- 722,9		- 2.080,2
	Nov.	1.367,9		- 55,9		- 2.136,1
	Dic.	1.762,6		+ 338,8		
1917	Ene.	2.210,7	2.068,0	+ 786,9		
	Feb.	1.306,6		- 117,2		
	Mar.	3.753,1		+ 2.329,3		
	Ab.	6.821,0		+ 5.397,2		
	May.	3.869,0		+ 2.445,2		
	Jun.	2.621,1		+ 1.197,3		
	Jul.	558,9		- 864,9		- 864,9
	Ag.	341,3		- 1.082,5		- 1.947,4
	Sept.	286,6		- 1.137,2		- 3.084,6
	Oct.	1.470,8		+ 47,0		- 3.037,6
	Nov.	939,3		- 484,5		- 3.522,1
	Dic.	638,3		- 785,5		- 4.307,6
1918	Ene.	872,8	1.984,0	- 551,0	- 4.858,6	
	Feb.	2.920,7		+ 1.496,9		
	Mar.	7.129,8		+ 5.706,0		
	Ab.	4.112,7		+ 2.688,9		
	May.	1.525,5		+ 101,7		
	Jun.	818,9		- 604,9		- 604,9
	Jul.	231,9		- 1.191,9		- 1.796,8
	Ag.	299,6		- 1.124,2		- 2.921,0
	Sept.	841,6		- 582,2		- 3.503,2
	Oct.	484,6		- 932,2		- 4.435,4
	Nov.	1.083,9		- 339,9		- 4.775,3
	Dic.	2.406,1		+ 982,3		

Año	Mes	Gasto Promedio/mes (en lts/seg)	Gasto Promedio/año	P-D	Meses secos	
1919	Ene.	1.848,6	2.394,3	+ 424,8		
	Feb.	865,0		- 558,8		
	Mar.	6.134,5		+ 4.710,7		
	Ab.	5.593,8		+ 4.170,0		
	May.	5.866,1		+ 4.442,3		
	Jun.	378,4		- 845,4		- 845,4
	Jul.	504,2		- 919,6		- 1.765,0
	Ag.	402,5		- 1.021,3		- 2.786,3
	Sept.	794,7		- 629,1		- 3.415,4
	Oct.	607,1		- 816,7		- 4.232,1
	Nov.	3.094,0		+ 1.670,2		
	Dic.	2.442,6		+ 1.018,8		
1920	Ene.	694,3	3.748,4	- 729,5	- 729,5	
	Feb.	721,7		- 702,1		- 1.431,6
	Mar.	8.832,4		+ 7.408,6		
	Ab.	10.053,1		+ 8.629,3		
	May.	2.850,1		+ 1.426,3		
	Jun.	3.452,2		+ 2.028,4		
	Jul.	1.284,5		- 139,3		
	Ag.	1.857,7		+ 433,9		
	Sept.	1.003,1		- 420,7		
	Oct.	2.032,2		+ 608,4		
	Nov.	4.463,1		+ 3.039,3		
	Dic.	7.736,9		+ 6.313,1		
1921	Ene.	2.480,4	2.197,7	+ 1.056,6		
	Feb.	1.472,1		+ 48,3		
	Mar.	8.983,6		+ 7.559,8		
	Ab.	5.996,4		+ 4.572,6		
	May.	2.600,2		+ 1.176,4		
	Jun.	539,3		- 884,5		- 884,5
	Jul.	1.033,1		- 390,7		- 1.275,2
	Ag.	594,0		- 829,0		- 2.105,0
	Sept.	349,1		- 1.074,7		- 3.179,7
	Oct.	177,2		- 1.246,6		- 4.426,3
	Nov.	835,0		- 588,8		- 5.015,1
	Dic.	1.311,8		- 112,0		- 5.127,1
1922	Ene.	449,4	2.485,0	- 974,4	- 6.101,5	
	Feb.	781,6		- 642,2		- 6.743,7
	Mar.	6.925,3		+ 5.501,5		
	Ab.	6.637,4		+ 5.213,6		
	May.	5.933,9		+ 4.510,1		
	Jun.	2.704,4		+ 1.280,6		
	Jul.	1.847,3		+ 423,5		
	Ag.	1.433,0		+ 9,2		
	Sept.	967,9		- 455,9		- 455,9
	Oct.	814,2		- 609,6		- 1.065,5
	Nov.	710,0		- 713,8		- 1.779,3
	Dic.	610,9		- 812,9		- 2.592,2
1923	Ene.	2.285,0	2.776,4	+ 861,2		
	Feb.	1.550,2		+ 126,4		
	Mar.	5.565,2		+ 4.141,4		
	Ab.	8.327,0		+ 6.903,2		
	May.	3.539,5		+ 2.120,2		
	Jun.	1.453,8		+ 30,0		
	Jul.	272,3		- 1.151,5		- 1.151,5
	Ag.	242,3		- 1.181,5		- 2.333,0
	Sept.	436,4		- 987,4		- 3.320,4
	Oct.	2.638,0		+ 1.214,2		
	Nov.	2.492,1		+ 1.068,3		
	Dic.	4.515,2		+ 3.091,4		

Año	Mes	Gasto Promedio mensual (lts/seg)	Gasto Promedio diario	P-D	Meses secos
1924	Ene.	4.306,8		- 2.883,0	
	Feb.	1.068,2		355,6	
	Mar.	2.262,8		839,0	
	Ab.	1.579,9		-10.156,1	
	May.	4.224,7		- 2.800,4	
	Jun.	876,3		587,5	587,5
	Jul.	295,7	2.441,8	- 1.128,1	1.715,6
	Ag.	170,7		- 1.253,1	2.968,7
	Sept.	1.180,3		- 243,5	3.212,2
	Oct.	635,7		- 788,1	-4.000,3
	Nov.	1.198,5		225,3	-4.225,6
	Dic.	1.542,4		- 118,6	-4.107,0
1925	Ene.	410,4		1.013,4	5.120,4
	Feb.	5.407,6		- 3.987,8	
	Mar.	6.057,6		- 4.633,8	
	Ab.	3.213,8		- 1.790,0	
	May.	1.918,9		- 495,1	
	Jun.	691,7		- 732,1	- 732,1
	Jul.	1.240,2	2.234,7	- 183,6	- 915,7
	Ag.	711,2		- 712,6	-1.628,3
	Sept.	324,4		- 1.099,4	-2.727,7
	Oct.	796,0		- 627,8	-3.355,5
	Nov.	2.286,3		- 862,5	
	Dic.	3.758,3		- 2.334,5	
1926	Ene.	1.954,1		+ 530,3	
	Feb.	1.836,8		+ 413,0	
	Mar.	3.609,8		+ 2.186,0	
	Ab.	8.618,8		+ 7.195,0	
	May.	2.033,5		+ 609,7	
	Jun.	643,5	2.236,5	- 780,3	- 780,3
	Jul.	376,5		- 1.047,3	-1.827,6
	Ag.	809,0		- 614,8	-2.442,4
	Sept.	312,6		- 1.111,2	-3.553,6
	Oct.	836,3		- 587,5	-4.141,1
	Nov.	3.346,7		+ 1.922,8	
	Dic.	2.460,8		- 1.037,0	
1927	Ene.	4.300,3		+ 2.876,5	
	Feb.	2.333,2		+ 909,4	
	Mar.	6.633,5		+ 5.209,7	
	Ab.	1.981,4		+ 557,6	
	May.	3.093,9		+ 1.670,1	
	Jun.	1.989,3		+ 565,5	
	Jul.	776,4	3.953,4	- 647,4	- 647,4
	Ag.	3.814,4		+ 2.390,6	
	Sept.	2.333,2		- 909,4	
	Oct.	4.507,4		+ 3.083,6	
	Nov.	10.546,8		+ 9.123,0	
	Dic.	5.131,4		+ 3.707,6	

Año	Mes	Gasto Promedio mensual (lts/seg)	Gasto Promedio diario	P-D	Meses secos
1928	Ene.	3.008,0		- 1.584,2	
	Feb.	4.889,1		- 3.465,3	
	Mar.	2.980,6		- 1.556,8	
	Ab.	6.444,6		- 5.020,8	
	May.	3.622,9		- 2.199,1	
	Jun.	3.923,8	2.989,2	- 2.500,0	
	Jul.	2.873,8		- 1.459,0	
	Ag.	4.684,6		- 3.260,8	
	Sept.	2.245,9		- 822,1	
	Oct.	341,3		- 1.082,5	- 1.082,5
	Nov.	351,7		- 1.072,1	- 2.154,6
	Dic.	396,0		- 1.027,8	- 3.182,4
1929	Ene.	3.604,6		- 2.180,8	
	Feb.	2.552,3		- 6.478,5	
	Mar.	7.902,3		+ 6.478,5	
	Ab.	9.014,8		+ 7.591,0	
	May.	3.417,0		+ 1.993,2	
	Jun.	631,8	2.655,0	- 792,0	- 792,0
	Jul.	149,8		- 1.274,0	-2.066,0
	Ag.	86,0		- 1.337,8	-3.403,8
	Sept.	164,0		- 1.259,8	-4.663,6
	Oct.	1.000,5		- 423,3	-5.086,9
	Nov.	1.283,2		- 140,6	- 5.227,5
	Dic.	2.054,4		- 630,6	
1930	Ene.	2.210,7		+ 786,9	
	Feb.	2.071,3		+ 647,5	
	Mar.	4.285,9		+ 2.862,1	
	Ab.	3.151,3		+ 1.727,5	
	May.	1.942,4		+ 518,6	
	Jun.	2.165,1		+ 741,3	
	Jul.	1.922,8	1.702,9	+ 499,0	
	Ag.	274,9		- 1.148,9	-1.149,8
	Sept.	259,2		- 1.164,6	-2.314,4
	Oct.	177,2		- 1.246,6	-3.561,0
	Nov.	1.331,4		- 92,4	-3.653,4
	Dic.	642,2		- 781,6	-4.435,0

Del estudio de las series de meses secos, se observa que el máximo déficit ocurrió en el periodo junio-diciembre de 1914 y tiene un valor de 7.374,3 lts/seg, luego,

$$\text{Capacidad embalse} = \frac{30,4 \times 86,400 \times 7,374,3}{10^3} = 19,4 \text{ millones m}^3$$

2. — METODO ESTADISTICO-DIAGRAMA

Num. cronológico	Periodo	Deficit acumulado (lts-seg)	Orden	Orden de magnitud (lts-seg)	Posición F25
1	1906 Junio Octubre	2.756,7	(8)	647,4	0,04
2	1907 Julio Agosto	2.230,1	(6)	1.431,6	0,08
3	1908 Junio Diciembre	6.119,6	(22)	1.798,9	0,12
4	1909 Junio Diciembre	5.517,7	(21)	1.852,0	0,16
5	1910 Julio Febrero (11)	7.165,2	(24)	2.136,1	0,20
6	1911 Julio Agosto	1.798,9	(3)	2.230,1	0,24
7	1912 Junio Octubre	4.090,9	(12)	2.592,2	0,28
8	1913 Junio Septiembre	4.775,6	(17)	2.756,7	0,32
9	1914 Junio Diciembre	7.374,3	(25)	3.182,4	0,36
10	1915 Septiembre Noviembre	1.852,0	(4)	3.320,4	0,40
11	1916 Agosto Noviembre	2.136,1	(5)	3.355,5	0,44
12	1917 Julio Enero (18)	4.858,6	(18)	4.090,9	0,48
13	1918 Junio Noviembre	4.775,3	(16)	4.141,1	0,52
14	1919 Junio Octubre	4.232,1	(14)	4.232,1	0,56
15	1920 Enero Febrero	1.431,6	(2)	4.435,0	0,60
16	1921 Junio Febrero (22)	6.743,7	(23)	4.775,3	0,64
17	1922 Septiembre Diciembre	2.592,2	(7)	4.775,6	0,68
18	1923 Julio Septiembre	3.320,4	(10)	4.858,6	0,72
19	1924 Junio Enero (25)	5.120,4	(19)	5.120,4	0,76
20	1925 Junio Octubre	3.355,5	(11)	5.227,5	0,80
21	1926 Junio Octubre	4.141,1	(13)	5.517,7	0,84
22	1927 Julio	647,4	(1)	6.119,6	0,88
23	1928 Octubre Diciembre	3.182,4	(9)	6.743,7	0,92
24	1929 Junio Noviembre	5.227,5	(20)	7.165,2	0,96
25	1930 Agosto Diciembre	4.435,0	(15)	7.374,3	1,00

grafican en papel de probabilidades los gastos (197) contra la posición correspondiente en la escala de probabilidades.

Para el 95 por 100 de años secos se obtiene en la gráfica $Q = 7.000$ lts/seg. luego la capacidad del embalse será

$$V = \frac{7.000 \times 86.400 \cdot 30,4}{10^3} = 18.385.920 \text{ m}^3$$

$$M = \text{Escorrentía Promedio en 25 años} =$$

$$= \frac{\Sigma}{25} = \frac{63.324,1}{25} = 2.533,0,$$

$$\begin{aligned} \text{Desviación standard} = \sigma &= \sqrt{\frac{\Sigma d^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{7.104 \times 122,53}{24}} = \\ &= \sqrt{296.005,1} = 544,06. \end{aligned}$$

$$\text{Coeficiente de variación} = C V = \frac{\sigma}{M} = \frac{544,06}{2.533,0} = 0,215$$

3.—METODO ESTADISTICO

Año	Escorrentía promedio lts/seg	Media m	Desviación d	d^2
1906	2.498,5	2.533,0	34,5	1.190,25
1907	3.350,3		- 817,3	667.979,29
1908	2.712,3		- 179,3	32.148,49
1909	2.464,5		68,5	4.692,25
1910	2.019,9		513,1	263.271,61
1911	2.389,6		143,4	20.563,56
1912	2.834,1		- 301,1	90.661,21
1913	2.141,7		391,3	153.115,69
1914	1.924,2		- 608,8	370.637,44
1915	2.598,4		- 65,4	4.277,16
1916	2.532,3		0,7	0,49
1917	2.068,0		- 465,0	216.225,00
1918	1.984,0		549,0	301.401,00
1919	2.394,3		- 138,7	19.237,69
1920	3.748,4		-1.215,4	1.678.061,16
1921	2.197,7		- 335,3	112.426,09
1922	2.485,0		- 48,0	2.304,00
1923	2.776,4		+ 243,4	59.243,56
1924	2.441,8		- 91,2	8.317,44
1925	2.234,7		- 298,3	88.982,89
1926	2.236,5		- 296,5	87.912,25
1927	3.953,4		+1.420,4	2.017.536,16
1928	2.980,2		+ 447,2	199.987,84
1929	2.655,0		+ 122,0	14.884,00
1930	1.702,9		- 830,1	689.066,01
	63.324,1			7.104.122,53

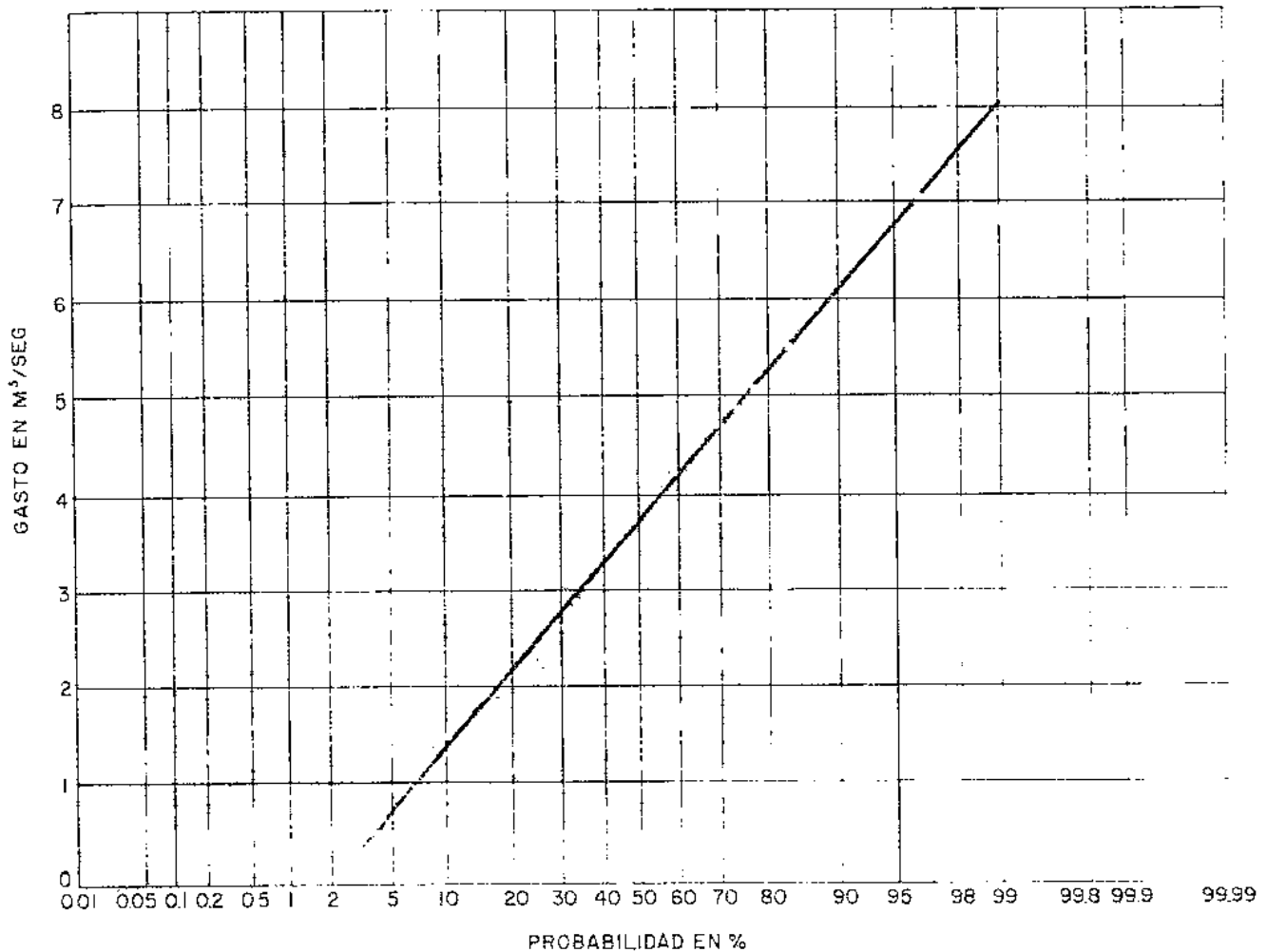


Fig. 197.— Curva de gastos y probabilidades de ocurrencia. Distribución de la frecuencia de almacenamiento requerido.

Porcentaje de la demanda respecto a la escorrentía media

$$\% = \frac{1.423,8}{2.533,0} = 56,2\%$$

Coefficiente de embalse = 0,27

$$\begin{aligned} \text{Capacidad embalse} &= 0,27 \times 2533 \times 86400 = 365 \cdot 10^3 \\ &= 21.568 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

21.567.784 m³. ♦

AGUAS SUBTERRANEAS

Las aguas subterráneas constituyen parte del ciclo hidrológico y son aguas que por percolación se mantienen en movimiento a través de estratos geológicos capaces de contenerlas y de permitir su circulación.

Se llaman acuíferos, aquellas formaciones geológicas capaces de contener agua y de permitir su movimiento a través de sus poros, cumpliendo dos funciones importantes: a) almacenar agua, y b) conducirla.

Este movimiento del agua a través de un acuífero no se realiza necesariamente en forma idéntica en toda su extensión, ya que ello es dependiente de las propiedades y características del acuífero. Esto con-

duce a considerar la isotropía o anisotropía de los acuíferos.

Dependiendo de la presencia o ausencia de una masa de agua, los acuíferos se clasifican en libres o confinados.

Acuíferos Libres son aquellas formaciones en las cuales el nivel del agua coincide con el nivel superior de la formación geológica que la contiene, es decir, la presión en el acuífero es la presión atmosférica.

Acuíferos Confinados, llamados también artesianos, en los cuales el agua está confinada entre dos estratos impermeables y sometida a presiones mayores que la presión atmosférica.

La figura 198 muestra un corte esquemático de acuíferos libres y confinados.

En los acuíferos libres, las elevaciones en la mesa de agua dependen principalmente de cambios de volumen del agua almacenada.

En los acuíferos confinados los cambios de elevación dependen primordialmente de cambios en las presiones más que de cambios de volúmenes almacenados.

La línea piezométrica de un acuífero confinado es una línea imaginaria que coincide con el nivel de la presión hidrostática. En el caso de acuíferos confinados cuya línea piezométrica está por encima del terreno, se presentan los casos de pozos saltantes que brotan a la superficie.

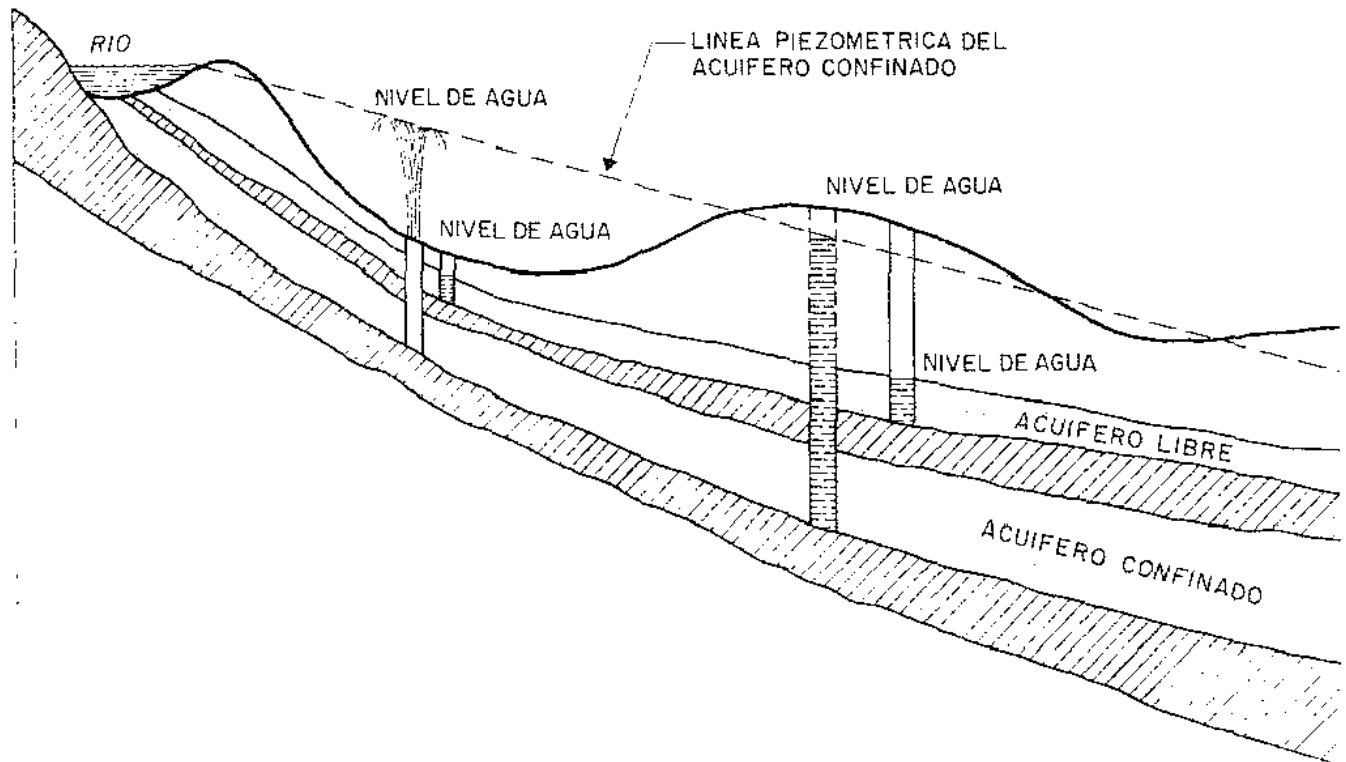


Fig. 198 — Corte esquemático de estratos acuíferos libres y confinados

La propiedad de los acuíferos de contener y conducir agua esta gobernada por varios factores: Porosidad, permeabilidad, transmisibilidad, producción específica y coeficiente de almacenamiento.

El conocimiento de estas características permite hacer una evaluación de la magnitud del recurso y su aprovechamiento racional sin peligro de agotarlo.

Porosidad

Por lo general, las rocas no son completamente sólidas, sino que poseen gran cantidad de grietas o espacios intergranulares. El conjunto de estas aberturas o intersticios es lo que se llama porosidad.

Cuando estos poros están interconectados entre sí, existe la posibilidad del movimiento de agua. Esto nos indica que la porosidad por sí sola no define la existencia de un acuífero, ya que se precisa además de la interconexión de los intersticios.

La porosidad es una medida del contenido de vacíos o intersticios y se expresa como un porcentaje del espacio vacío respecto del volumen total

$$\alpha = \frac{a}{V_t} \times 100$$

- α = Porosidad.
 a = Volumen de vacíos.
 V_t = Volumen total.

La porosidad esta afectada por los siguientes factores: *a*) Grado de compactación del material; *b*) Forma y arreglo de las partículas, y *c*) Gradación de las partículas, pero es independiente del tamaño de las mismas.

La porosidad varia de 0 a 50 por 100, dependiendo de los factores mencionados.

Permeabilidad

Un estrato geológico, con cierto grado de porosidad, podrá contener eventualmente agua en su interior, pero si los espacios vacíos o intersticios no están interconectados, esta agua no circulará. Esta propiedad de las rocas de permitir o no el flujo del agua es lo que se llama permeabilidad.

Esta permeabilidad o libertad de movimiento del agua a través de un material poroso, depende de: *a*) Tamaño de las partículas; *b*) Forma de partículas; *c*) Gradación del material, y *d*) Viscosidad.

Se define el coeficiente de permeabilidad o permeabilidad de un material, como el volumen de agua que pasa en la unidad de tiempo, a través de una sección de acuífero de área unitaria (1 m^2), cuando el gradiente hidráulico es unitario y en condiciones de temperatura de 60° F (15° C).

La permeabilidad tiene dimensiones de velocidad m/día o $\text{m}^3/\text{día}/\text{m}^2$.

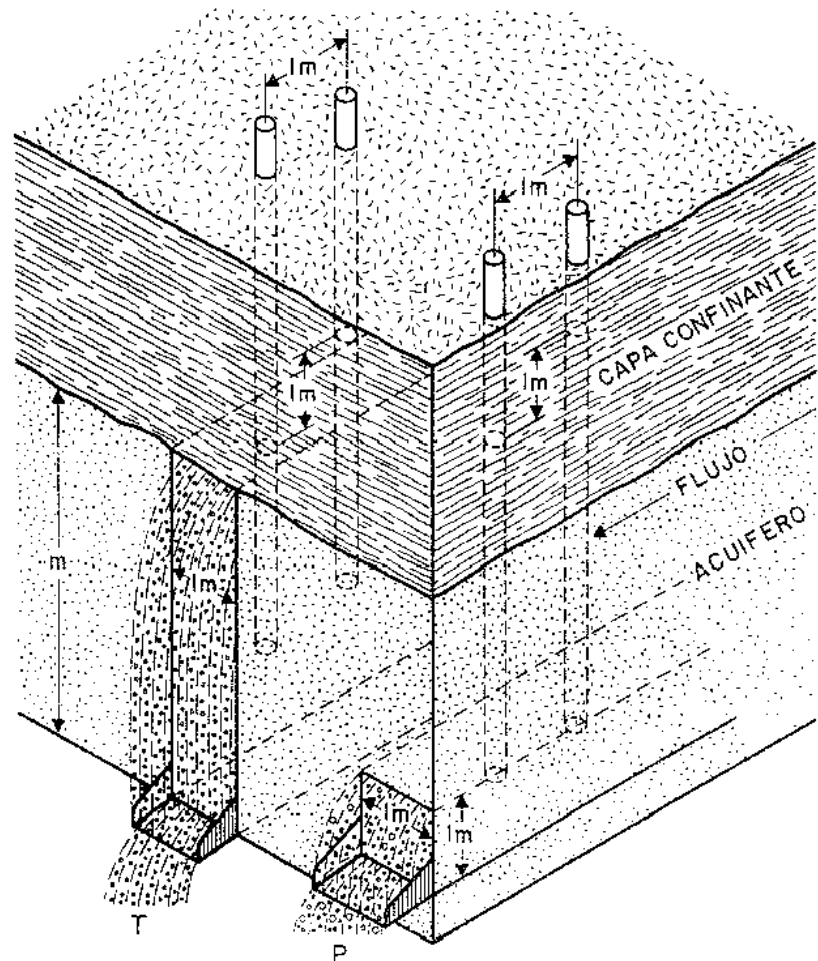


Fig. 199.—Esquema ilustrativo de la permeabilidad (P) y transmisibilidad (T).

Transmisibilidad

Es una medida de la capacidad de un acuífero para conducir o transmitir agua, y se define como el volumen de agua que pasa en la unidad de tiempo, a través de una franja vertical de acuífero de ancho unitario extendida en todo el espesor saturado, cuando el gradiente hidráulico es unitario y a una temperatura de 60° F.

$$T = K \times m$$

T = Transmisibilidad.

K = Permeabilidad.

m = Espesor del acuífero.

La transmisibilidad se expresa en m³/día/m.

Producción específica y retención específica

Si llenamos un recipiente con un material poroso completamente seco y luego añadimos agua hasta saturar dicho material, no será posible recuperar por medio de drenaje la cantidad total de agua añadida, ya que parte del agua quedará adherida al material granular por atracción molecular y tensión superficial.

El volumen de agua retenido, dividido por el volumen total del material poroso y expresado como porcentaje, se llama retención específica.

$$R_s = \frac{a_r}{V_t} \times 100$$

a_r = Volumen de agua retenida.

V_t = Volumen total.

R_s = Retención específica.

La retención específica es mayor en arenas finas que en gravas y arenas gruesas.

De la misma manera, producción específica es la cantidad o volumen de agua que puede ser extraído:

$$P_s = \frac{a_d}{V_t} \times 100$$

a_d = Agua drenada.

P_s = Producción específica.

De lo anterior se deduce que la porosidad es la suma de la producción específica y la retención específica:

$$\alpha = P_s + R_s$$

Coefficiente de almacenamiento

El coeficiente de almacenamiento de un acuífero se define como el volumen de agua que es drenado por área unitaria, cuando la presión hidrostática desciende una unidad.

En el caso de acuíferos libres una disminución de un metro de presión equivale a un descenso unitario de la columna de agua; luego, coeficiente de almacenamiento y producción específica son iguales. En cambio, en acuíferos confinados una disminución en la presión hidrostática se traduce en un aumento de presión de los estratos superiores sobre el acuífero. Como consecuencia de ello, el agua se expande en pequeña cantidad y el acuífero se contrae por el peso de los estratos superiores. El cambio de volumen resultante es sumamente pequeño; de allí que los coeficientes de almacenamiento para este tipo de acuíferos son relativamente bajos.

En el caso de acuíferos libres S = 0,02 a 0,2 y para acuíferos confinados S = 5 × 10⁻³ a 5 × 10⁻⁵, esto equivale a decir que de cada m³ de acuíferos saturados podemos extraer de 0,02 a 0,2 m³ de agua

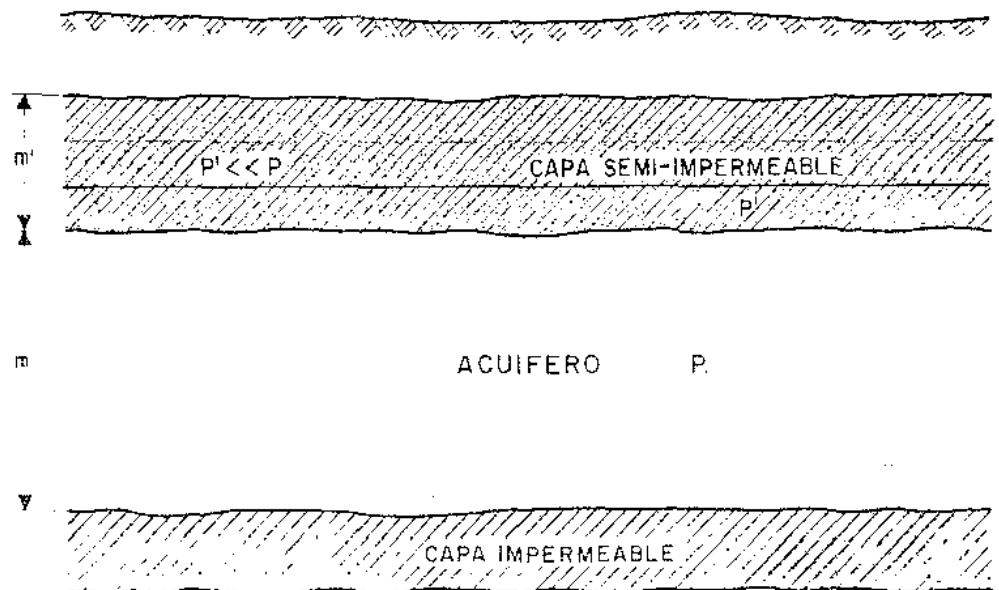


Fig. 200.—Acuífero semi-impermeable.

primero de los casos y de $5 \cdot 10^{-3}$ a $5 \cdot 10^{-2}$ para los confinados.

Para cubrir el rango de valores entre los acuíferos libres y los confinados, se ha definido el término de acuífero semi-confinado, el cual consiste de un estrato completamente saturado, sobre el cual existe un estrato semi-impermeable definido por su baja permeabilidad.

La extracción de agua del acuífero semi-confinado provocará un movimiento vertical del agua contenida en el estrato superior semi-impermeable.

♦ Ejemplo:

En una hoya, con una extensión de 2.500 Ha, se encuentra un acuífero libre que tiene las siguientes dimensiones:

Largo promedio = 5,8 km.
Ancho promedio = 3,3 km.
Espesor promedio = 18 m.

De la investigación realizada se determina $\alpha = 15\%$ y $S = 0,047$. Los datos pluviográficos de la región indican una precipitación media de 300 mm-año y pérdidas por evaporación del orden 40 por 100.

Se pregunta:

1. Volumen total de agua que puede almacenarse en el acuífero.
2. Volúmenes de agua que recibirá anualmente el acuífero.
3. Rata de bombeo permisible sin peligro de agotarlo; bombeando 12 horas diarias todo el año.
4. Nivel de las aguas subterráneas después de siete meses de sequía, extrayendo el gasto anterior.

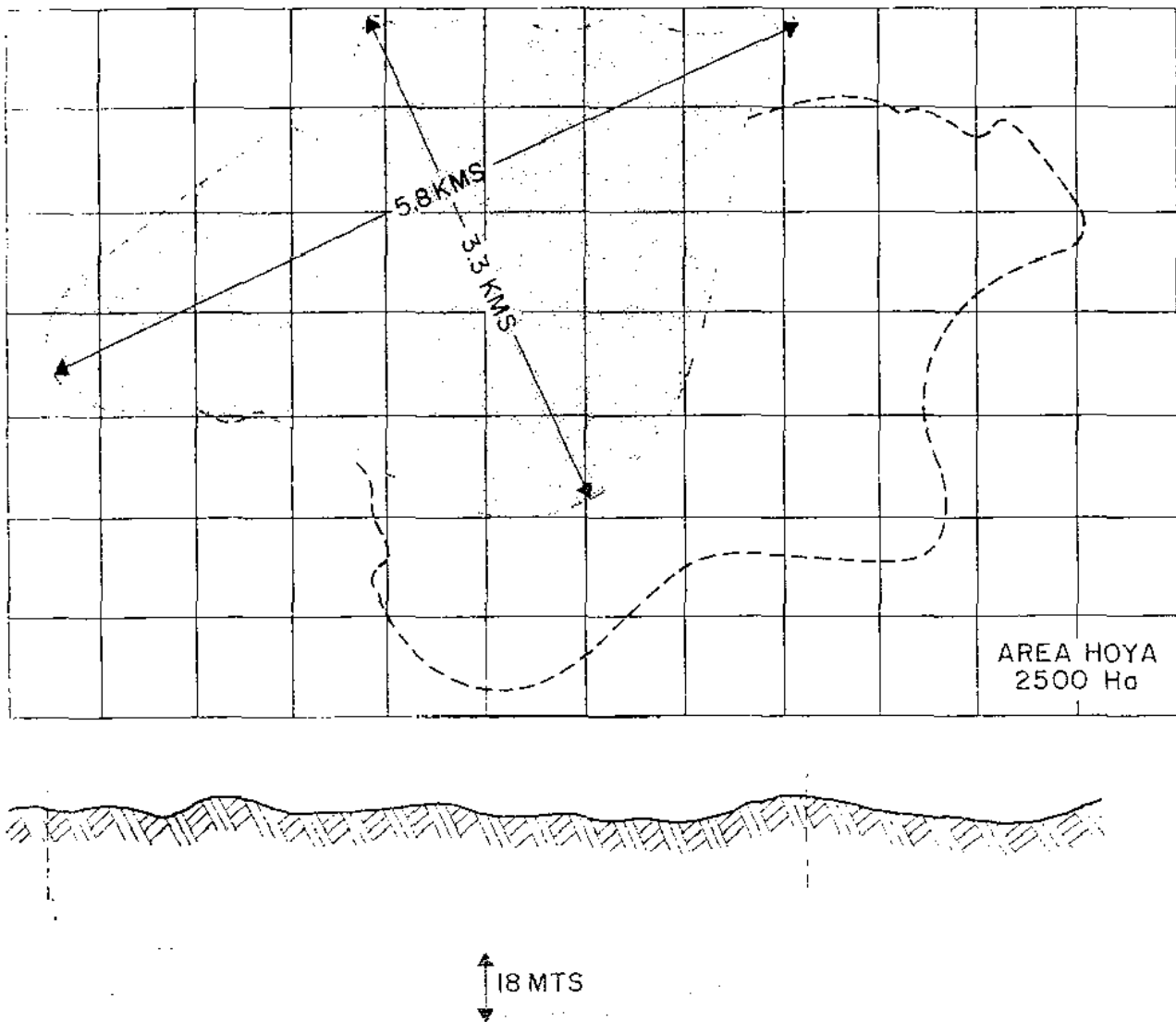


Fig. 201.—Área y espesor del acuífero.

1. Volumen total de agua que puede almacenarse en el acuífero.

$$5.800 \times 3.300 \times 18 = 344.520.000 \text{ m}^3 \text{ de acuíferos}$$

$$\text{Porosidad} = 0,15$$

$$\text{Volumen de agua} = 344.520.000 \times 0,15 = 51.678.000 \text{ m}^3 \text{ de agua.}$$

2. Volumen de agua que recibirá anualmente el acuífero.

$$V = 0,300 \text{ m/año} \times 25.000.000 \text{ m} \times 0,60 = 4.500.000 \text{ m}^3/\text{año}$$

3. Ruta de bombeo permisible, bombeando 12 horas al día.

$$4.500.000 \text{ m}^3/\text{año.}$$

$$Q = \frac{4,5 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}}{12 \times 60 \times 60 \times 365 \text{ seg/año}} = 0,285 \text{ m}^3/\text{seg} \approx 285 \text{ lts/seg}$$

durante 12 horas/día.

4. Nivel de las aguas subterráneas después de siete meses de sequía.

$$7 \times 30 \times 12 \times 60 \times 60 \times 285 = 2.585.520 \text{ m}^3$$

de agua extraída en siete meses, siendo

$$S = 0,047$$

Es decir, 1 m³ de acuíferos nos produce 0,047 m³ de agua, cuántos m³ de acuíferos se requerirán para producir 2.585.520 m³.

$$\frac{0,047}{2.585.520} = \frac{1}{X}$$

$$X = \frac{2.585.520}{0,047} = 55.011.064 \text{ m}^3.$$

El área de acuíferos es

$$5.800 \times 3.300 = 19.140.000 \text{ m}^2.$$

Luego, el espesor afectado es

$$\frac{55.011.064}{19.140.000} \approx 2,87 \text{ m.}$$

Es decir, que al final del séptimo mes, el acuífero habrá bajado 2,9 m. ♦

HIDRÁULICA DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

El aprovechamiento de un acuífero puede ocurrir bajo dos condiciones:

1. Condición de equilibrio.
2. Condición de desequilibrio o no equilibrio.

Método o condición de equilibrio

Al extraer agua de un acuífero, por medio de un pozo, el agua se acerca al pozo desde todas las direcciones en forma radial, convergiendo hacia él, y el área de penetración va disminuyendo constantemente.

El agua extraída en los momentos iniciales del bombeo procede de su alrededor, pero a medida que se prolonga el bombeo, el pozo se alimenta del almacenaje a distancias mayores, provocando en el acuífero la formación de un cono invertido que se denomina cono de depresión o cono de influencia.

Una observación visual de lo que ocurre en un cono de depresión para intervalos de tiempo iguales, permitirá notar que a medida que el tiempo se hace mayor, el hundimiento se hace menor. Ello ha permitido concluir a muchos investigadores que el cono ha alcanzado una posición estable y no se expandirá más o hundirá con el bombeo, y que la condición de equilibrio se satisface.

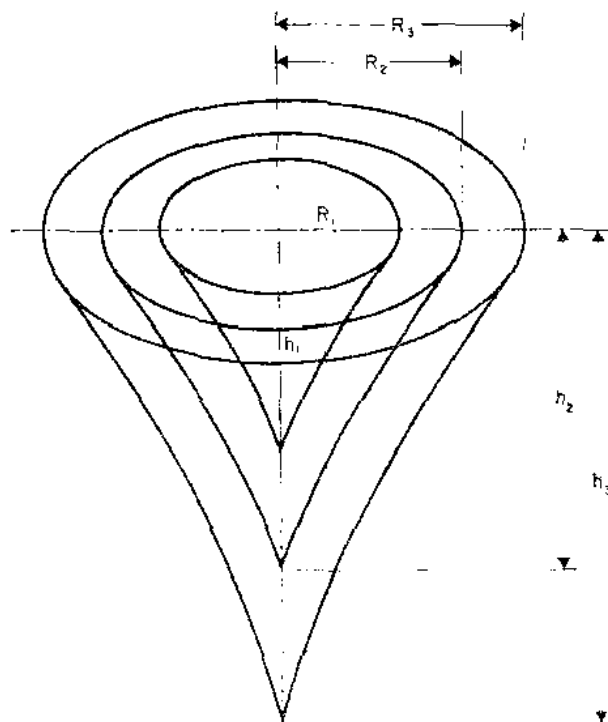


Fig. 202 — Expansión del cono de depresión en función del tiempo

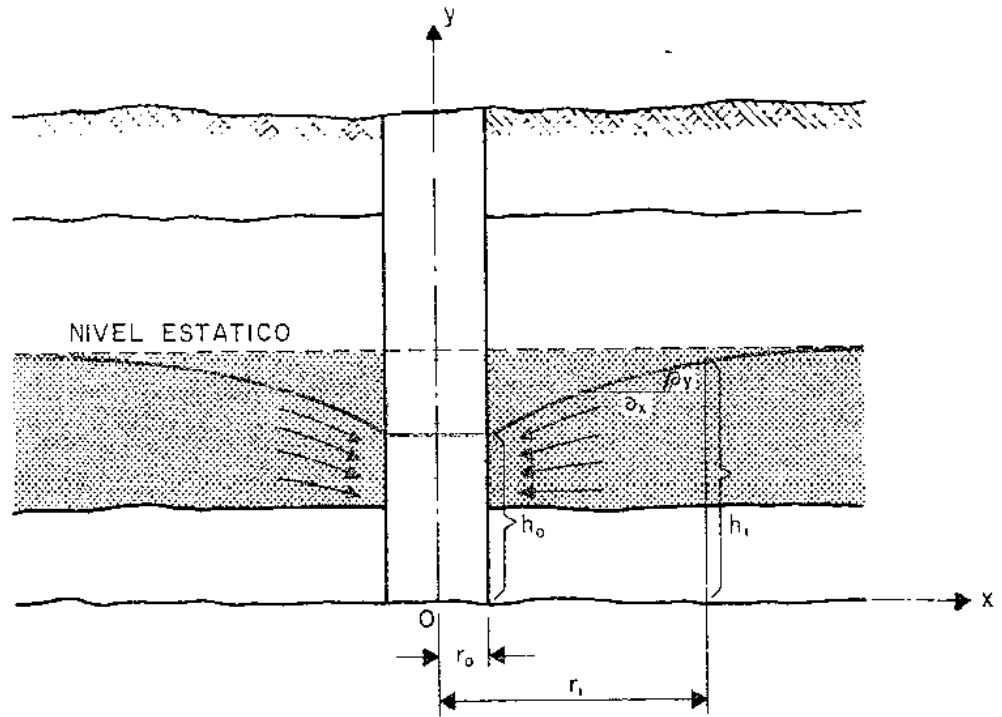


Fig. 203.—Corte esquemático de acuífero libre bajo la condición de equilibrio.

Acuíferos libres

De acuerdo a la Ley de Darcy, la velocidad del flujo en medio poroso es $v = -K \frac{\partial y}{\partial x}$ y combinado a la ecuación de continuidad.

$$Q = -KA \frac{\partial y}{\partial x}$$

$$A = 2\pi xy$$

$$Q = K2\pi xy \frac{\partial y}{\partial x}$$

$$Q \int \frac{\partial x}{x} = 2\pi K \int y \partial y$$

tomando los límites de integración r_0 , r_1 , h_0 y h_1

$$Q \int_{r_0}^{r_1} \frac{\partial x}{x} = 2\pi K \int_{h_0}^{h_1} y \partial y$$

$$Q (\ln r_1 - \ln r_0) = 2\pi K \left(\frac{h_1^2}{2} - \frac{h_0^2}{2} \right)$$

$$Q = 2.31 \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_0} \right) \cdot K\pi (h_1^2 - h_0^2)$$

$$Q = \frac{K\pi}{2.31} \cdot \frac{h_1^2 - h_0^2}{\log \frac{r_1}{r_0}}$$

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

$$h = m$$

$$r = m$$

$$K = m^3/\text{día}/m^2$$

ecuación esta que representa la expresión para acuíferos libres bajo condiciones de equilibrio.

Acuíferos confinados

$$Q = -KA \frac{\partial y}{\partial x}$$

$$A = 2\pi \times m$$

$$Q = 2\pi K \times m \frac{\partial y}{\partial x}$$

$$Q \frac{\partial x}{x} = 2\pi K m \partial y$$

$$Q \int_{r_0}^{r_1} \frac{\partial x}{x} = 2\pi K m \int_{h_0}^{h_1} \partial y$$

$$Q (\ln r_1 - \ln r_0) = 2\pi K m (h_1 - h_0)$$

$$Q = \frac{2\pi K m}{2.31} \frac{h_1 - h_0}{\log \frac{r_1}{r_0}}$$

Ecuación aplicable a acuíferos confinados, cuando se cumple la condición de equilibrio.

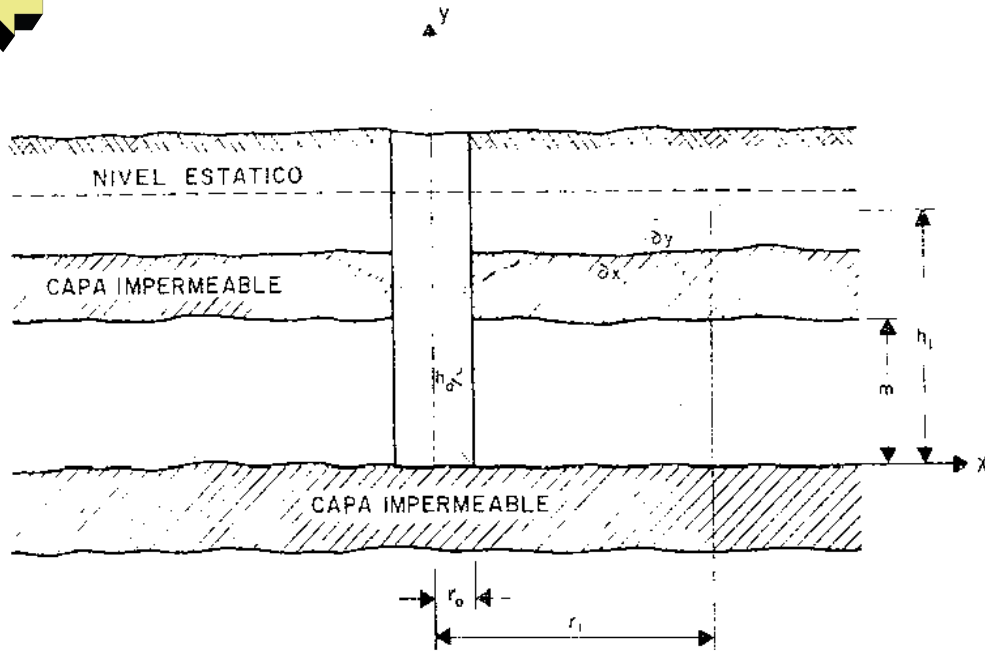


Fig. 204.—Corte esquemático de acuífero confinado bajo la condición de equilibrio.

Estas determinaciones están basadas en algunas limitaciones que dan ciertas restricciones en la determinación de los gastos, así:

1. El acuífero es isótropo.
2. El espesor es constante.
3. El pozo penetra todo el espesor del acuífero.
4. El nivel estático es horizontal.
5. El flujo es laminar.
6. La condición de equilibrio existe.
7. El pozo bombeado es 100 por 100 eficiente.

Las fórmulas de equilibrio deducidas, tienen utilidad práctica, a pesar de sus limitaciones, pues permiten determinar en el campo la permeabilidad del acuífero. En efecto, bombeando un pozo a un determi-

nado gasto y midiendo los abatimientos en el pozo bombeado y en uno o más pozos de observación se puede determinar el valor del coeficiente de permeabilidad del estrato acuífero.

Acuíferos libres:

$$K = \frac{2.3 \log \frac{r_1}{r_0} Q}{\pi (h_1^2 - h_0^2)}$$

Acuíferos confinados

$$K = \frac{2.3 \log \frac{r_1}{r_0} Q}{2\pi m (h_1 - h_0)}$$

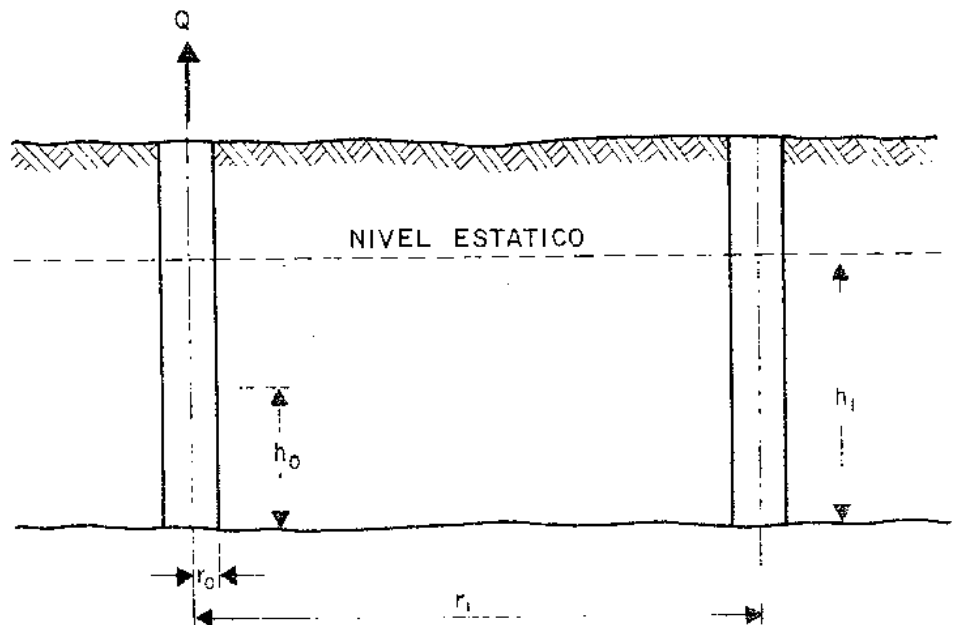


Fig. 205.—Extensión del cono de depresión bajo la condición de equilibrio.

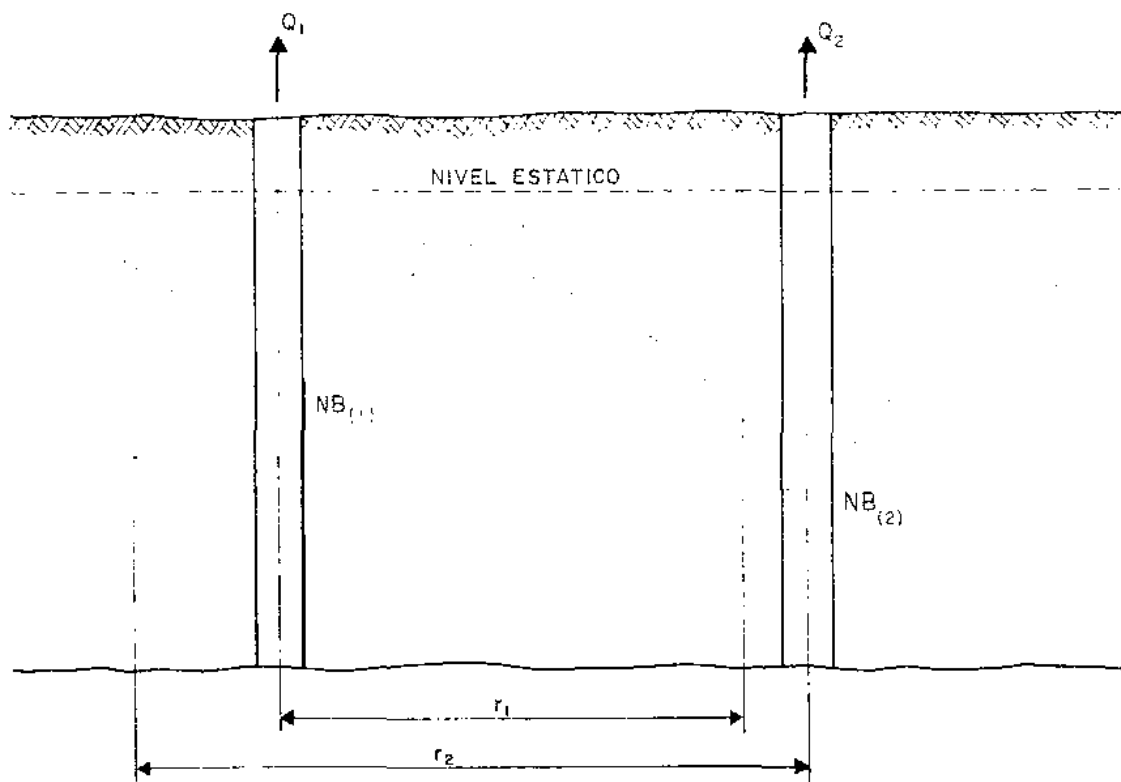


Fig. 206.—Interferencia entre dos conos de depresión, bajo la condición de equilibrio.

Otra utilidad práctica de estas ecuaciones está en el conocimiento de la separación conveniente entre pozos, de modo que no se produzca interferencia entre ellos.

Relación entre el abatimiento y la producción de un pozo:

Acuíferos artesianos: La expresión deducida para acuíferos confinados:

$$Q = \frac{2\pi Km (h_1 - h_0)}{2.31 \log \frac{r_1}{r_0}}$$

muestra que el abatimiento tiene una relación lineal respecto al gasto. En efecto, si consideramos h_1 a una distancia r_1 correspondiente al límite del cono de influencia, $h_1 - h_0$ representa el abatimiento en el pozo para el gasto Q , y puede escribirse que:

$$Q = K' s$$

siendo $s = \text{abatimiento} \quad s = h_1 - h_0$

$$K' = \frac{2\pi Km}{2.31 \log \frac{r_1}{r_0}}$$

luego

$$\frac{Q}{s} = K'$$

es decir, que la relación entre el gasto y el abatimiento es constante, siempre que las condiciones de confinamiento se mantengan.

Acuíferos libres: En el caso de acuíferos libres, el nivel del agua en el acuífero desciende a medida que se extrae agua, lo cual modifica la relación entre capacidad y abatimiento y la relación está en función $(h_1^2 - h_0^2)$, esto hace que la capacidad específica (Q/s) disminuya con el aumento del abatimiento, no existiendo una relación constante. Ello es inevitable, puesto que el aprovechamiento del acuífero tiene necesariamente que provocar un descenso, tanto en el plano horizontal como vertical. Esto hace que se trate de buscar la mejor relación Q/s . Para ello, podemos

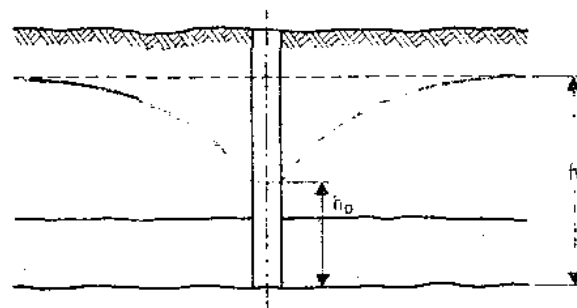


Fig. 207.—Cono de depresión y línea del nivel estático en acuíferos confinados.

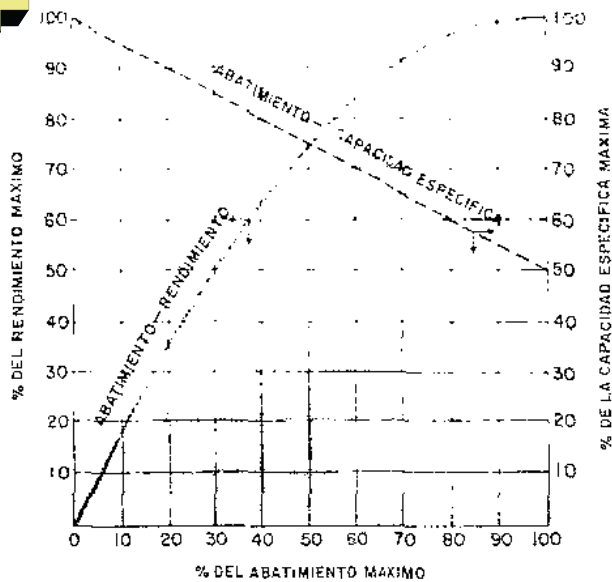


Fig. 208.—Relación entre los abatimientos en un acuífero libre y su rendimiento.

determinar mediante pruebas de bombeo la relación de gasto respecto del máximo posible en función de los abatimientos. Para ello, graficando porcentaje de abatimiento respecto al máximo, contra porcentaje de capacidades máximas respecto a la máxima se tiene la figura 208 (35).

Esto nos permite hallar la mejor relación Q/s , lo cual ocurre aproximadamente a 67 por 100 del abatimiento, obteniendo aproximadamente 90 por 100 de la producción máxima.

Abatimientos mayores producen un aumento en la capacidad relativamente pequeña y provocan descensos mayores y velocidades de penetración también mayores, lo cual hace desaconsejable su explotación en tales condiciones.

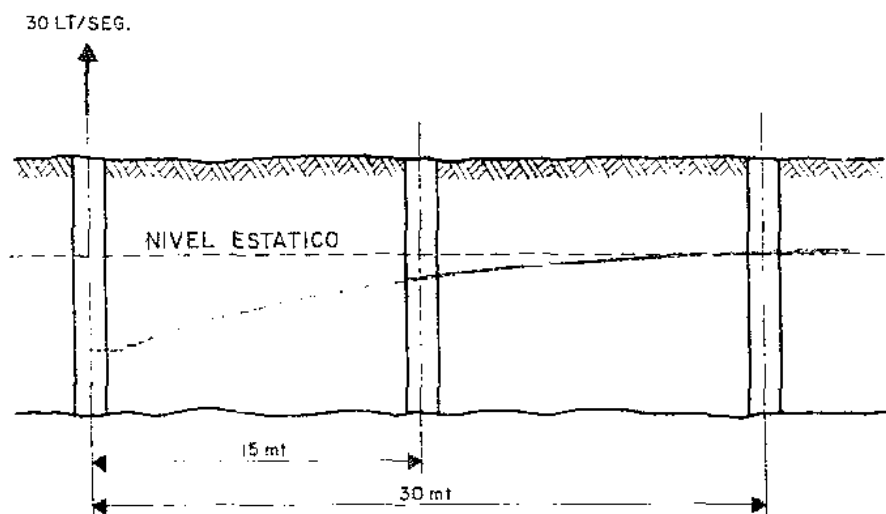


Fig. 209.—Esquema de sección transversal de los pozos de bombeo y de observación.

◆ Ejemplo:

Un pozo de 24" de diámetro, perforado en un acuífero libre de 30 m de espesor, es bombeado durante 72 horas a una tasa de 30 lts/seg. Un pozo de observación ubicado a 15 m de distancia, presenta, para este tiempo, un abatimiento de 3 m; y otro, a 30 m de distancia, acusa un abatimiento de 1 m.

Suponiendo que las condiciones de equilibrio se cumplen, se pregunta:

1. ¿Cuál es el abatimiento en el pozo bombeado?
¿Sugiere usted extraer un gasto mayor?
2. ¿Cuál es la transmisibilidad del acuífero?
3. ¿A qué distancia mínima se recomendaría perforar otro pozo para extraer un gasto similar, sin que se produzca interferencia con el primero?

ϕ pozo = 24".
 $Q = 30$ lts/seg.
 $r_1 = 15$ m.
 $s_1 = 3$ m.
 espesor = 30 m.
 $t = 72$ horas.
 $r_2 = 30$ m.
 $s_2 = 1$ m.

a) ¿Cuál es el abatimiento en el pozo bombeado?

Fórmula para acuífero libre:

$$Q = \frac{\pi}{2.31} \times K \times \frac{h_2^2 - h_1^2}{\log \frac{r_2}{r_1}}$$

$$Q = 30 \text{ lts/seg} = 30 \times 86.400 = 2.592.000 \text{ lts/día} = 2.592 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$r_0 = \phi/2 = 12'' = 12 \times 2.54 = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m.}$$

$$\text{Para } r_1 = 15 \text{ m} \quad h_1 = 4 \text{ m}$$

$$2.592 = \frac{\pi}{2.31} \times K \frac{27^2 - h_1^2}{\log \frac{15}{0.30}} \quad [1]$$

$$\text{para } r_2 = 30 \text{ m} \quad s_2 = 1 \text{ m}$$

$$2.592 = \frac{\pi}{2.31} \times K \frac{29^2 - h_2^2}{\log \frac{30}{0.30}} \quad [2]$$

Despejando K de [2]

$$K = \frac{2.592}{1.36} \times \frac{\log \frac{30}{0.30}}{29^2 - h_2^2} \text{ sustituyendo en [1]}$$

$$2.592 = 1.36 \frac{2.592}{1.36} \times \frac{\log \frac{30}{0.30}}{29^2 - h_2^2} \times \frac{27^2 - h_1^2}{\log \frac{15}{0.30}}$$

$$1 = \frac{\log 100}{841 - h_2^2} \times \frac{729 - h_1^2}{\log 50}$$

$$1 = \frac{729 \log 100 - \log 100 h_2^2}{841 \log 50 - \log 50 h_2^2}$$

$$841 \log 50 - \log 50 h_2^2 = 729 \log 100 - \log 100 h_2^2$$

$$\log 50 = 1.7$$

$$\log 100 = 2.0$$

$$841 \times 1.7 - 1.7 h_2^2 = 729 \times 2 - 2 h_2^2$$

$$0.3 h_2^2 = 1.458 - 1.424.7$$

$$0.3 h_2^2 = 28.3$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{28.3}{0.3}} = \sqrt{94.3} = 9.71 \text{ m,}$$

luego el abatimiento será:

$$s_0 = 30 - 9.71 = 20.3 \text{ m,}$$

o sea, aproximadamente 2/3 del espesor que es lo indicado, por lo cual no se considera conveniente extraer un gasto mayor.

b) ¿Cuál es la transmisibilidad del acuífero?

$$K = \frac{Q}{1.36} \frac{\log \frac{r_2}{r_1}}{h_2^2 - h_1^2}$$

$$K = \frac{2.592 \times \log \frac{30}{15}}{1.36 \times (29^2 - 27^2)} = \frac{2.592 \times \log 2}{1.36 \times 112} = \frac{2.592 \times 0.302}{1.36 \times 112}$$

$$= K = 5.13 \text{ m}^3/\text{dia}/\text{m}^2$$

$$T = K \times m = 5.13 \times 30 = 154.0 \text{ m}^3/\text{dia}/\text{m}$$

c) A qué distancia se recomendaría perforar un pozo para extraer un gasto similar sin que se produzca interferencia en el primero.

$$\log \frac{r_2}{r_1} = \frac{1.36 K (h_2^2 - h_1^2)}{Q}$$

$$h_2 = 30 \text{ m} \quad h_1 = 29$$

$$\log r_2 - \log r_1 = \frac{1.36 \times 5.1 (30^2 - 29^2)}{2.592}$$

$$\log r_2 = \frac{1.36 \times 5.1 (900 - 841)}{2.492} + \log 30$$

$$\log r_2 = 0.2 + 1.48 = 1.68 \quad r_2 = 48 \text{ m.}$$

Luego la distancia entre los pozos será $2r_2$

$$d = 2 \times 48 = 96 \text{ m} \approx 100 \text{ m.} \blacklozenge$$

◆ Ejemplo:

Un pozo de $\phi 8"$, perforado en un acuífero confinado es bombeado hasta lograr su estabilización (condición de equilibrio), a razón de 6 lts/seg.

En el acuífero existen dos pozos de observación a una distancia de 60 y 300 m, respectivamente, en los cuales se miden los abatimientos con los siguientes resultados:

$$s_{60} = 4 \text{ m} \quad s_{300} = 2.2 \text{ m.}$$

Las profundidades de los estratos y niveles se muestran en la figura 209.

Se pregunta:

1. Asumiendo una eficiencia del pozo de 85 por 100, determine el posible abatimiento en el pozo bombeado.
2. Determine la transmisibilidad del acuífero.
3. Si queremos extraer 15 lts/seg, bombeando simultáneamente los tres pozos, a ratas de bombeo iguales, indique cuáles serán los abatimientos para cada pozo (asuma igual eficiencia para todos, 85 por 100).

$$1 = 79 - 56 = 23.0 \text{ m}$$

$$Q = \frac{2\pi \times km}{2.31} \times \frac{(h_1 - h_0)}{\log_{10} \frac{r_1}{r_0}}$$

$$Q = \frac{2\pi km (s_2 - s_1)}{2.31 \log_{10} \frac{r_1}{r_0}}$$

$$Q = 6 \text{ lts/seg.}$$

$$s_{11} = 0.10,$$

$$m = 9 \text{ m.}$$

$$h_2 = 23 - 2.2,$$

$$r_2 = 300.$$

$$h_1 = 23 - 4.0,$$

$$r_1 = 60.$$

$$h_0 = 23 - S_0,$$

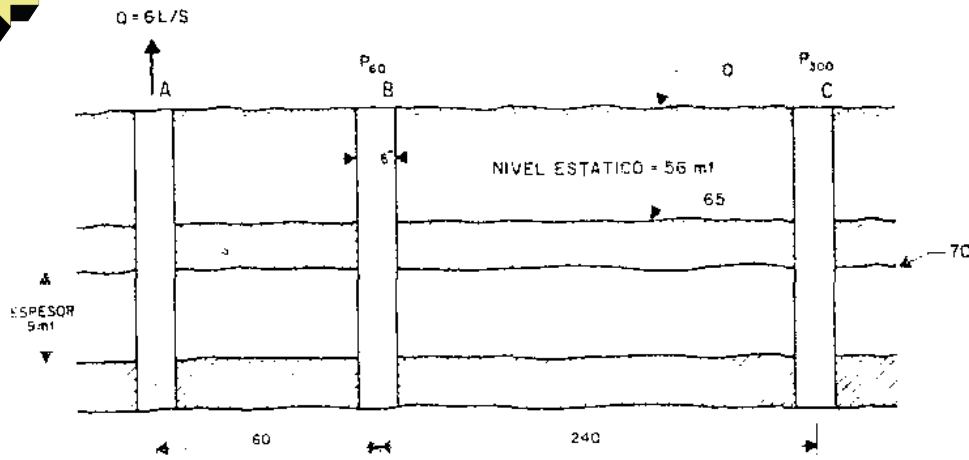


Fig. 210.—Esquema de sección transversal de los pozos de bombeo y de observación.

$$0,006 = \frac{(s_0 - 4)}{\log \frac{60}{0,10}} = \frac{(s_0 - 2,2)}{\log \frac{300}{0,10}}$$

$$\frac{(s_0 - 4)}{\log \frac{60}{0,10}} = \frac{(s_0 - 2,2)}{\log \frac{300}{0,10}}$$

$$\frac{s_0 - 4}{2,77} = \frac{s_0 - 2,2}{3,47}$$

$$(s_0 - 4) 3,47 = (s_0 - 2,2) 2,77$$

$$3,47 \times s_0 - 13,88 = 2,77 s_0 - 6,09$$

$$(3,47 - 2,77) s_0 = 13,88 - 6,09$$

$$s_0 = \frac{13,88 - 6,09}{3,47 - 2,77} = \frac{7,79}{0,70} = 11,12 \text{ m}$$

abatimiento teórico.

Abatimiento práctico: $\frac{11,12}{0,85} = 13,08 \text{ m.}$

$$h_2 = 23 - 2,2 = 20,8$$

$$h_1 = 23 - 4 = 19,0$$

$$Q = \frac{2\pi km}{2,31} \frac{(h_2 - h_1)}{\log_{10} \frac{r_2}{r_1}}$$

$$k = \frac{Q \times 2,31 \times \log_{10} \frac{r_2}{r_1}}{2\pi m (h_2 - h_1)} = \frac{0,006 \times 2,31 \times \log \frac{300}{60}}{2 \times 3,14 \times 9 \times (20,80 - 19,0)}$$

$$k = \frac{0,006 \times 2,31 \times 0,7}{2 \times 3,14 \times 9 \times 1,8} = 0,0000953$$

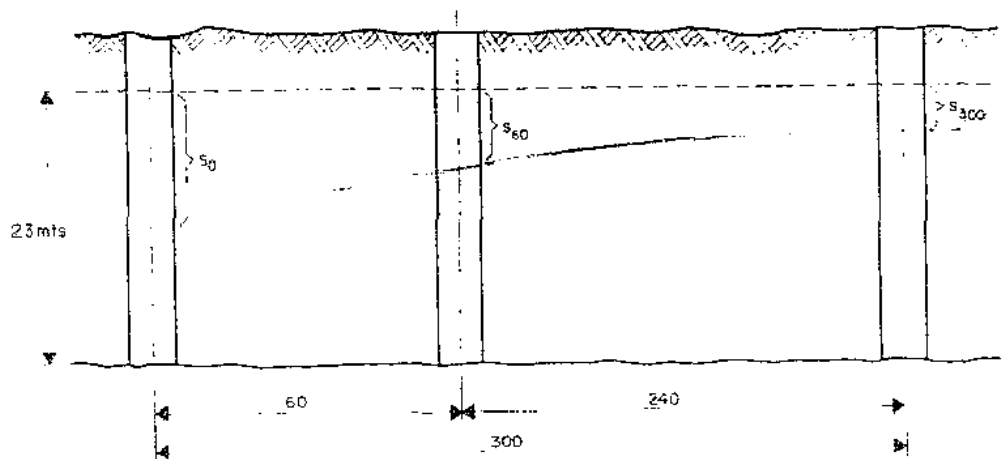
$$k = 8,22 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$$

$$T = 8,22 \times 9 = 74 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m.}$$

$$Q = 6 \text{ lts/seg} \quad s_r = 13,08$$

$$Q = 5 \text{ lts/seg} \quad s_0 =$$

Fig. 211.—Cono de depresión en los pozos al bombear el pozo.



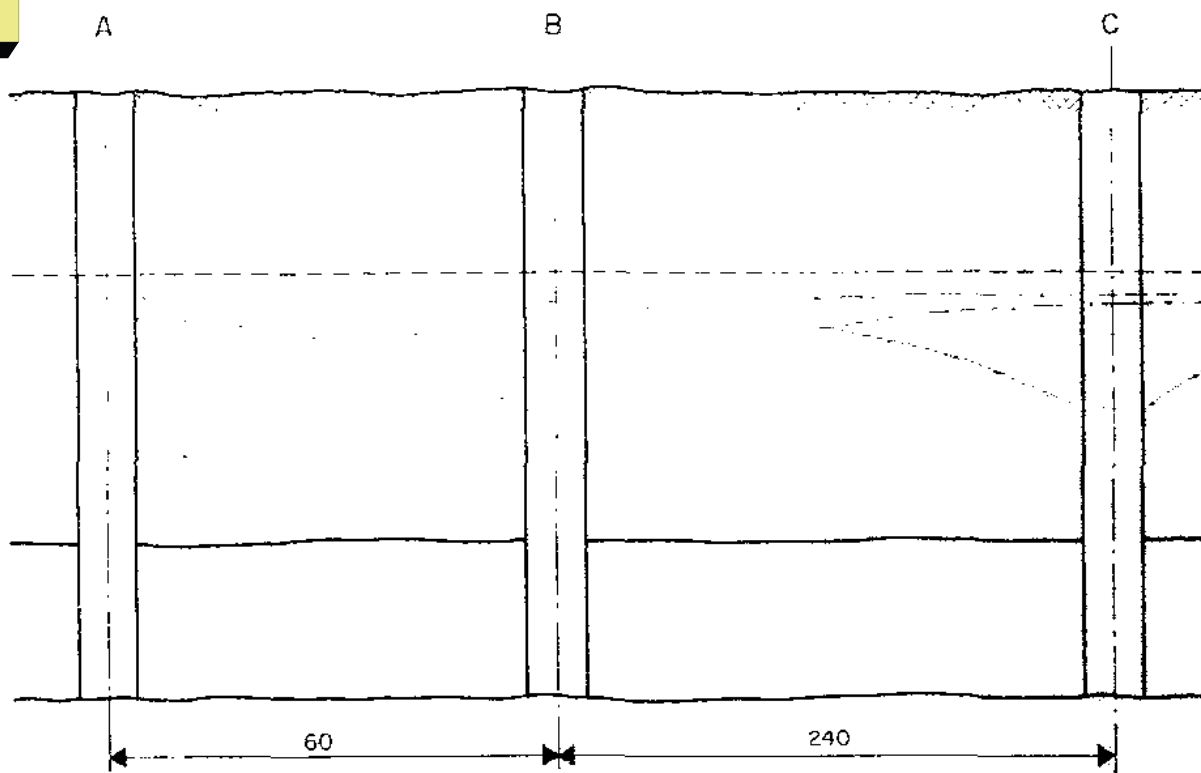


Fig. 212.—Conos de depresión para el bombeo simultáneo de los tres pozos.

$$\frac{13.08}{6} = \frac{x}{5}$$

$$x = 10.90 \quad \text{teórico} = 10.90 \times 0.85 = 9.26$$

$$s_0 = 10.90 \text{ m.}$$

$$Q = 5 \text{ lts/seg} \approx 432 \times \text{m}^3/\text{día}$$

$$Q = \frac{2\pi km (s_0 - s_1)}{2.31 \log \frac{r_1}{r_0}}$$

$$Q = \frac{2\pi km s_0 - 2\pi km s_1}{2.31 \log \frac{r_1}{r_0}}$$

$$Q \cdot 2.31 \log \frac{r_1}{r_0} = 2\pi km s_0 - 2\pi km s_1$$

$$2\pi km s_0 - Q \cdot 2.31 \log_{10} \frac{r_1}{r_0} = 2\pi km s_1$$

$$s_1 = \frac{2\pi km s_0 - Q \cdot 2.31 \log_{10} \frac{r_1}{r_0}}{2\pi km}$$

$$s_1 = \frac{2 \times 3.14 \times 8.22 \times 9 \times 9.26 - 432 \times 2.31 \log \frac{60}{0.10}}{2 \times 3.14 \times 8.22 \times 9} = \frac{4,302.01 - 2,764.23}{464.6} = \frac{1,537.78}{464.6} = 3.38 \text{ m.}$$

Aplicando la misma expresión entre A y C:

$$s_2 = \frac{2\pi km s_0 - Q \cdot 2.31 \log \frac{r_2}{r_0}}{2\pi km}$$

$$s_2 = \frac{2 \times 3.14 \times 8.22 \times 9 \times 9.26 - 432 \times 2.31 \log \frac{300}{0.10}}{2 \times 3.14 \times 8.22 \times 9} = \frac{4,302.01 - 3,462.78}{464.6} = \frac{839.23}{464.6} = 1.80 \text{ m.}$$

Aplicando igual expresión al bombear el pozo B. que afecte a C.

$$s_{cB} = \frac{2 \times 3.14 \times 8.22 \times 9 \times 9.26 - 432 \times 2.31 \log \frac{240}{0.10}}{2 \times 3.14 \times 8.22 \times 9} = \frac{4,302.01 - 3,372.96}{464.6} = \frac{929.05}{464.6} = 1.99 \text{ m.}$$

ABATIMIENTOS $Q = 5 \text{ lts/seg}$

	s_A	s_B	s_C
A	10.90	3.38	1.80
B	3.38	10.90	1.99
C	1.80	1.99	10.90
	16.08	16.27	14.69

Método de desequilibrio

Deducciones hechas por C. V. Theis, considera que los abatimientos que se producen en un acuífero cuando se extrae un gasto Q constante, son función del tiempo.

A diferencia de las deducciones hechas anteriormente, el método supone que los abatimientos se incrementan constantemente y la condición de equilibrio o de estabilidad de los niveles no se satisface, lo cual implica que el régimen es variable.

Considerando un acuífero confinado, sea Q_1 el gasto a través del cilindro de radio r y Q_2 el gasto a través del cilindro de radio $r + \delta r$, por el principio de conservación de la materia, la diferencia en la rata de flujo a través del anillo será:

$$Q_1 - Q_2 = \frac{\delta y}{\delta t}$$

De acuerdo a la Ley de Darcy

$$Q = K \times A \frac{\delta y}{\delta x}$$

$$A = m \times b \quad Q = T \times b \frac{\delta y}{\delta x}$$

$$Q_1 = T b \frac{\delta y}{\delta x} = 2\pi r T \frac{\delta y}{\delta x}$$

En virtud de que la segunda derivada define la rata de cambio de la pendiente, el gradiente hidráulico a una distancia $r + \delta r$ será:

$$\frac{\delta h}{\delta r} - \frac{\delta^2 h}{\delta r^2} \delta r$$

$$Q_2 = T \left(\frac{\delta h}{\delta r} - \frac{\delta^2 h}{\delta r^2} \delta r \right) 2\pi (r + \delta r)$$

$$Q_1 - Q_2 = \frac{\delta y}{\delta t} = 2\pi r \delta_1 \frac{\delta h}{\delta t} S$$

$$-T \frac{\delta h}{\delta r} 2\pi r + T \left(\frac{\delta h}{\delta r} - \frac{\delta^2 h}{\delta r^2} \delta r \right) 2\pi (r + \delta r) = 2\pi r \delta_1 \frac{\delta h}{\delta t} S$$

$$-T \frac{\delta h}{\delta r} 2\pi r + T \left[2\pi r \frac{\delta h}{\delta r} + 2\pi r \frac{\delta^2 h}{\delta r^2} \delta r - 2\pi \delta r \frac{\delta h}{\delta r} + \right.$$

$$\left. + 2\pi (\delta r)^2 \frac{\delta^2 h}{\delta r^2} \right] = 2\pi r \delta_1 \frac{\delta h}{\delta t} S$$

dividiendo por $2\pi r \delta_1 T$ y simplificando:

$$-\frac{\delta h}{(\delta r)^2} + \frac{\delta h}{(r \delta_1)^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta r^2} + \frac{\delta h}{r \delta_1} + \frac{\delta^2 h}{r \delta_1^2} \times \delta r = \frac{\delta h}{\delta t} \frac{S}{T}$$

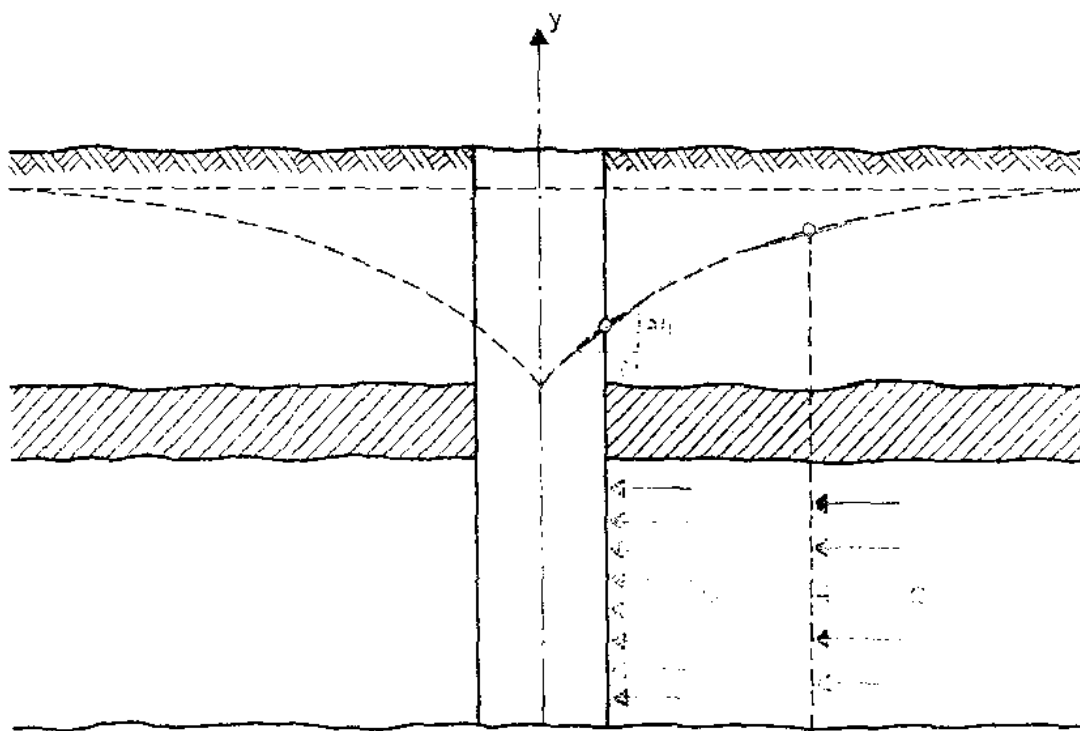


Fig. 213.—Corte esquemático de un acuífero confinado para la condición de desequilibrio.

eciendo diferenciales mayores al primer orden:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta h}{\delta r} = \frac{S}{T} \frac{\delta h}{\delta t}$$

Esta ecuación representa la ecuación diferencial para flujo radial en un acuífero confinado bajo condiciones de régimen variable (condición de desequilibrio).

Para una rata de bombeo constante, Theis dedujo su expresión:

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

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

donde:

- T = Transmisibilidad en $m^3/día/m$.
- s = Abatimiento en metros.
- r = Distancia en metros.
- t = Tiempo en días.
- W (u) = Función del pozo.
- u = Argumento.
- S = Coeficiente de almacenamiento.

La misma ecuación se considera aplicable para acuíferos libres, dado lo laborioso y dificultoso de una expresión exacta.

Para la aplicación de las ecuaciones de desequilibrio, podemos en la práctica medir s, Q, r y t durante una prueba de bombeo, quedando como incógnitas T, S, W (u) y u; cuya solución analítica es muy laboriosa. Un método gráfico desarrollado por Wenzel, conduce a una solución sencilla con suficiente precisión.

Posteriormente se han hecho simplificaciones a la solución de Theis, como la modificación de C. E. Jacob, V. T. Chow y otros.

En virtud de que función W (u) de la expresión de Theis, que se llama función del pozo, no es integrable directamente, ha sido desarrollada como serie, teniendo la siguiente expresión:

$$W(u) = 0.5772 - \log_e u + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} - \dots + \dots$$

La solución gráfica propuesta por Wenzel, para la solución de Theis, consiste en dibujar en papel logarítmico una curva que represente valores de W (u) para diferentes valores de u; a esta curva se le llama curva tipo.

Siendo Q constante, la expresión

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

puede escribirse

$$W(u) = \left[\frac{4\pi T}{Q} \right] s$$

y similarmente la expresión:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

puede expresarse como:

$$\frac{1}{u} = \left[\frac{4T}{S} \right] \frac{t}{r^2}$$

De estas expresiones se deduce que W (u) es un número constante de veces s y $1/u$ es un número constante de veces t/r^2 , luego si dibujamos una curva de abatimientos (s) contra t/r^2 , su variación estará en la misma relación que la curva tipo, es decir, que las curvas serán similares, pero no idénticas.

Graficando estas dos curvas en papel logarítmico, la multiplicación de factores se convierte en suma, de modo que las diferencias en las constantes multiplicadoras se convierten en desplazamientos en los ejes horizontal y vertical.

La solución se obtiene manteniendo los ejes paralelos y desplazando una curva sobre otra hasta lograr su mejor coincidencia, y seleccionando un punto de coincidencia para determinar sus coordenadas en ambas curvas s, T u y W (u).

Conocidas las características del acuífero, podemos predecir el comportamiento de un pozo a cualquier distancia, en cualquier tiempo y para cualquier gasto a extraer.

La figura 214 representa la curva tipo, dibujada en papel logarítmico de 3×2 ciclos.

En el cuadro 49, se tienen los valores de W (u) en función de u.

VALORES DE W₀ EN FORMA DE NO-EQUILIBRIO

	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	N
1.0	33,9616	31,6800	29,3564	27,0538	24,7512	22,4486	20,1460	17,8435	15,5409	13,2383	10,9357	8,6332	6,3315	4,0379	1,8229	0,2194
1.1	33,8662	31,5637	29,2611	26,9585	24,6559	22,3533	20,0507	17,7482	15,4456	13,1430	10,8404	8,5379	6,2363	3,9436	1,7371	0,1860
1.2	33,7792	31,4767	29,1741	26,8715	24,5689	22,2663	19,9637	17,6611	15,3586	13,0560	10,7534	8,4509	6,1494	3,8576	1,6595	0,1584
1.3	33,6992	31,3966	29,0940	26,7914	24,4889	22,1863	19,8837	17,5811	15,2785	12,9759	10,6734	8,3709	6,0695	3,7785	1,5889	0,1355
1.4	33,6251	31,3225	29,0199	26,7173	24,4147	22,1122	19,8096	17,5070	15,2044	12,9018	10,5993	8,2968	5,9955	3,7054	1,5241	0,1162
1.5	33,5561	31,2535	28,9509	26,6483	24,3458	22,0432	19,7406	17,4380	15,1354	12,8328	10,5303	8,2278	5,9266	3,6374	1,4645	0,1000
1.6	33,4916	31,1890	28,8864	26,5838	24,2812	21,9786	19,6760	17,3735	15,0709	12,7683	10,4657	8,1634	5,8621	3,5739	1,4092	0,08631
1.7	33,4309	31,1283	28,8258	26,5232	24,2206	21,9180	19,6154	17,3128	15,0103	12,7077	10,4051	8,1027	5,8016	3,5143	1,3578	0,07465
1.8	33,3738	31,0712	28,7686	26,4660	24,2634	21,8608	19,5583	17,2557	14,9531	12,6505	10,3479	8,0455	5,7446	3,4581	1,3098	0,06471
1.9	33,3197	31,0171	28,7145	26,4119	24,2094	21,8068	19,5042	17,2016	14,8990	12,5964	10,2939	7,9915	5,6906	3,4050	1,2649	0,05620
2.0	33,2684	30,9658	28,6632	26,3607	24,0581	21,7555	19,4529	17,1503	14,8477	12,5451	10,2426	7,9402	5,6394	3,3547	1,2227	0,04890
2.1	33,2196	30,9170	28,6145	26,3119	24,0093	21,7067	19,4041	17,1015	14,7989	12,4964	10,1938	7,8914	5,5907	3,3069	1,1829	0,04261
2.2	33,1731	30,8705	28,5679	26,2653	23,9628	21,6602	19,3576	17,0550	14,7524	12,4498	10,1473	7,8449	5,5443	3,2614	1,1454	0,03719
2.3	33,1286	30,8261	28,5235	26,2209	23,9183	21,6157	19,3131	17,0106	14,7080	12,4054	10,1028	7,8004	5,4999	3,2179	1,1099	0,03250
2.4	33,0861	30,7835	28,4809	26,1783	23,8758	21,5732	19,2706	16,9680	14,6654	12,3628	10,0603	7,7579	5,4575	3,1763	1,0762	0,02844
2.5	33,0453	30,7427	28,4401	26,1375	23,8349	21,5323	19,2298	16,9272	14,6246	12,3220	10,0194	7,7172	5,4167	3,1365	1,0443	0,02491
2.6	33,0060	30,7035	28,4009	26,0983	23,7957	21,4931	19,1905	16,8880	14,5854	12,2828	9,9802	7,6779	5,3776	3,0983	1,0139	0,02185
2.7	32,9683	30,6657	28,3631	26,0606	23,7580	21,4554	19,1528	16,8502	14,5476	12,2450	9,9425	7,6401	5,3400	3,0615	0,9849	0,01918
2.8	32,9319	30,6294	28,3268	26,0242	23,7216	21,4190	19,1164	16,8138	14,5113	12,2087	9,9061	7,6038	5,3037	3,0261	0,9573	0,01686
2.9	32,8968	30,5943	28,2917	25,9891	23,6865	21,3839	19,0813	16,7788	14,4762	12,1736	9,8710	7,5687	5,2687	2,9920	0,9309	0,01482
3.0	32,8629	30,5604	28,2578	25,9552	23,6526	21,3500	19,0474	16,7449	14,4423	12,1397	9,8371	7,5348	5,2349	2,9591	0,9057	0,01305
3.1	32,8302	30,5276	28,2250	25,9224	23,6198	21,3172	19,0146	16,7121	14,4095	12,1069	9,8043	7,5020	5,2022	2,9273	0,8815	0,01149
3.2	32,7984	30,4958	28,1932	25,8907	23,5881	21,2855	18,9829	16,6803	14,3777	12,0751	9,7726	7,4703	5,1706	2,8965	0,8583	0,01013
3.3	32,7676	30,4651	28,1625	25,8599	23,5573	21,2547	18,9521	16,6495	14,3470	12,0444	9,7418	7,4395	5,1399	2,8668	0,8361	0,008939
3.4	32,7378	30,4352	28,1326	25,8300	23,5274	21,2249	18,9223	16,6197	14,3171	12,0145	9,7120	7,4097	5,1102	2,8379	0,8147	0,007891
3.5	32,7088	30,4062	28,1036	25,8010	23,4985	21,1959	18,8933	16,5907	14,2881	11,9855	9,6830	7,3807	5,0813	2,8099	0,7942	0,006970
3.6	32,6806	30,3780	28,0755	25,7729	23,4703	21,1677	18,8651	16,5625	14,2599	11,9574	9,6548	7,3526	5,0532	2,7827	0,7745	0,006160
3.7	32,6532	30,3506	28,0481	25,7455	23,4429	21,1403	18,8377	16,5351	14,2325	11,9300	9,6274	7,3252	5,0259	2,7563	0,7554	0,005448
3.8	32,6266	30,3240	28,0214	25,7188	23,4162	21,1136	18,8110	16,5085	14,2059	11,9033	9,6007	7,2985	4,9993	2,7306	0,7371	0,004820
3.9	32,6006	30,2980	27,9954	25,6928	23,3902	21,0877	18,7851	16,4825	14,1799	11,8773	9,5748	7,2725	4,9735	2,7056	0,7194	0,004267
4.0	32,5753	30,2727	27,9701	25,6675	23,3649	21,0623	18,7598	16,4572	14,1546	11,8520	9,5495	7,2472	4,9482	2,6813	0,7024	0,003779
4.1	32,5506	30,2480	27,9454	25,6428	23,3402	21,0376	18,7351	16,4325	14,1299	11,8273	9,5248	7,2225	4,9236	2,6576	0,6859	0,003349
4.2	32,5265	30,2239	27,9213	25,6187	23,3161	21,0136	18,7110	16,4084	14,1058	11,8032	9,5007	7,1985	4,8997	2,6344	0,6700	0,002969
4.3	32,5029	30,2004	27,8978	25,5952	23,2926	20,9900	18,6874	16,3848	14,0823	11,7797	9,4771	7,1749	4,8762	2,6119	0,6546	0,002633
4.4	32,4800	30,1774	27,8748	25,5722	23,2696	20,9670	18,6644	16,3619	14,0593	11,7567	9,4541	7,1520	4,8533	2,5899	0,6397	0,002336
4.5	32,4575	30,1549	27,8523	25,5497	23,2471	20,9446	18,6420	16,3394	14,0368	11,7342	9,4317	7,1295	4,8210	2,5684	0,6253	0,002073
4.6	32,4355	30,1329	27,8303	25,5277	23,2252	20,9226	18,6200	16,3174	14,0148	11,7122	9,4097	7,1075	4,8091	2,5474	0,6114	0,001841
4.7	32,4140	30,1114	27,8088	25,5062	23,2037	20,9011	18,5985	16,2959	13,9933	11,6907	9,3882	7,0860	4,7877	2,5268	0,5979	0,001635
4.8	32,3929	30,0904	27,7878	25,4852	23,1826	20,8800	18,5774	16,2748	13,9723	11,6697	9,3671	7,0650	4,7667	2,5068	0,5848	0,001453
4.9	32,3723	30,0697	27,7672	25,4646	23,1620	20,8594	18,5568	16,2542	13,9516	11,6491	9,3465	7,0444	4,7462	2,4871	0,5721	0,001291
5.0	32,3521	30,0495	27,7470	25,4444	23,1418	20,8392	18,5366	16,2340	13,9314	11,6289	9,3263	7,0242	4,7261	2,4679	0,5598	0,001148
5.1	32,3323	30,0297	27,7271	25,4246	23,1220	20,8194	18,5168	16,2142	13,9116	11,6091	9,3065	7,0044	4,7064	2,4491	0,5478	0,001021
5.2	32,3129	30,0103	27,7077	25,4051	23,1026	20,8000	18,4974	16,1948	13,8922	11,5896	9,2871	6,9850	4,6871	2,4306	0,5362	0,0009086
5.3	32,2939	29,9913	27,6887	25,3861	23,0835	20,7809	18,4783	16,1758	13,8732	11,5706	9,2681	6,9659	4,6681	2,4126	0,5250	0,0008086
5.4	32,2752	29,9726	27,6700	25,3673	23,0648	20,7622	18,4596	16,1571	13,8545	11,5519	9,2494	6,9473	4,6495	2,3948	0,5140	0,0007198

	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	XX10	N
5.5	32.2568	29.9542	27.6516	25.3141	23.0465	20.7439	18.4413	16.1387	13.8361	11.5336	9.2310	6.9284	4.6313	2.3775	0.5034	0.0006409
5.6	32.2388	29.9362	27.6336	25.3310	23.0285	20.7289	18.4233	16.1207	13.8181	11.5155	9.2130	6.9109	4.6134	2.3604	0.4930	0.0005708
5.7	32.2211	29.9185	27.6159	25.3133	23.0103	20.7082	18.4056	16.1030	13.8004	11.4978	9.1953	6.8932	4.5958	2.3437	0.4830	0.0005065
5.8	32.2037	29.9011	27.5985	25.2959	22.9934	20.6908	18.3882	16.0856	13.7830	11.4804	9.1779	6.8758	4.5785	2.3273	0.4732	0.0004532
5.9	32.1866	29.8840	27.5814	25.2789	22.9763	20.6737	18.3711	16.0685	13.7659	11.4633	9.1608	6.8588	4.5615	2.3111	0.4637	0.0004039
6.0	32.1698	29.8672	27.5646	25.2620	22.9595	20.6569	18.3543	16.0517	13.7491	11.4465	9.1440	6.8420	4.5448	2.2953	0.4544	0.0003601
6.1	32.1533	29.8507	27.5481	25.2455	22.9429	20.6403	18.3378	16.0352	13.7326	11.4300	9.1275	6.8254	4.5283	2.2797	0.4454	0.0003211
6.2	32.1370	29.8344	27.5318	25.2293	22.9267	20.6241	18.3215	16.0189	13.7163	11.4138	9.1112	6.8092	4.5122	2.2645	0.4366	0.0002864
6.3	32.1210	29.8184	27.5158	25.2133	22.9107	20.6081	18.3055	16.0029	13.7003	11.3978	9.0952	6.7932	4.4963	2.2494	0.4280	0.0002555
6.4	32.1053	29.8027	27.5001	25.1975	22.8949	20.5923	18.2898	15.9872	13.6846	11.3820	9.0795	6.7775	4.4806	2.2346	0.4197	0.0002279
6.5	32.0898	29.7872	27.4846	25.1820	22.8794	20.5768	18.2742	15.9717	13.6691	11.3665	9.0640	6.7620	4.4652	2.2201	0.4115	0.0002034
6.6	32.0745	29.7719	27.4693	25.1667	22.8641	20.5616	18.2590	15.9564	13.6538	11.3512	9.0487	6.7467	4.4501	2.2058	0.4036	0.0001816
6.7	32.0595	29.7569	27.4543	25.1517	22.8491	20.5465	18.2439	15.9414	13.6388	11.3362	9.0337	6.7317	4.4351	2.1917	0.3959	0.0001621
6.8	32.0446	29.7421	27.4395	25.1369	22.8343	20.5317	18.2291	15.9265	13.6240	11.3214	9.0189	6.7169	4.4204	2.1779	0.3883	0.0001448
6.9	32.0300	29.7275	27.4249	25.1223	22.8197	20.5171	18.2145	15.9119	13.6094	11.3068	9.0043	6.7023	4.4059	2.1643	0.3810	0.0001293
7.0	32.0156	29.7131	27.4105	25.1079	22.8053	20.5027	18.2001	15.8976	13.5950	11.2924	8.9899	6.6879	4.3916	2.1508	0.3738	0.0001155
7.1	32.0015	29.6989	27.3963	25.0937	22.7911	20.4885	18.1860	15.8834	13.5808	11.2782	8.9757	6.6737	4.3775	2.1376	0.3668	0.0001032
7.2	31.9875	29.6849	27.3823	25.0797	22.7771	20.4746	18.1720	15.8694	13.5668	11.2642	8.9617	6.6598	4.3636	2.1246	0.3599	0.00009219
7.3	31.9737	29.6711	27.3685	25.0659	22.7633	20.4608	18.1582	15.8556	13.5530	11.2504	8.9479	6.6460	4.3500	2.1118	0.3532	0.00008239
7.4	31.9601	29.6575	27.3549	25.0523	22.7497	20.4472	18.1446	15.8420	13.5394	11.2368	8.9343	6.6324	4.3364	2.0991	0.3467	0.00007364
7.5	31.9467	29.6441	27.3415	25.0389	22.7363	20.4337	18.1311	15.8286	13.5260	11.2234	8.9209	6.6190	4.3231	2.0867	0.3403	0.00006583
7.6	31.9334	29.6308	27.3282	25.0257	22.7231	20.4205	18.1179	15.8153	13.5127	11.2102	8.9076	6.6057	4.3100	2.0744	0.3341	0.00005886
7.7	31.9203	29.6178	27.3152	25.0126	22.7100	20.4074	18.1048	15.8022	13.4997	11.1971	8.8946	6.5927	4.2970	2.0623	0.3280	0.00005263
7.8	31.9074	29.6048	27.3023	24.9997	22.6971	20.3945	18.0919	15.7893	13.4868	11.1842	8.8817	6.5798	4.2842	2.0503	0.3221	0.00004707
7.9	31.8947	29.5921	27.2895	24.9869	22.6844	20.3818	18.0792	15.7766	13.4740	11.1714	8.8689	6.5671	4.2716	2.0386	0.3163	0.00004210
8.0	31.8821	29.5795	27.2769	24.9744	22.6718	20.3692	18.0666	15.7640	13.4614	11.1589	8.8563	6.5545	4.2591	2.0269	0.3106	0.00003767
8.1	31.8697	29.5671	27.2645	24.9619	22.6594	20.3568	18.0542	15.7516	13.4490	11.1464	8.8439	6.5421	4.2468	2.0155	0.3050	0.00003370
8.2	31.8574	29.5548	27.2523	24.9497	22.6471	20.3445	18.0419	15.7393	13.4367	11.1342	8.8317	6.5298	4.2346	2.0042	0.2996	0.00003015
8.3	31.8453	29.5427	27.2401	24.9375	22.6350	20.3324	18.0298	15.7272	13.4246	11.1220	8.8195	6.5177	4.2226	1.9930	0.2943	0.00002699
8.4	31.8333	29.5307	27.2282	24.9256	22.6230	20.3204	18.0178	15.7152	13.4126	11.1101	8.8076	6.5057	4.2107	1.9820	0.2891	0.00002415
8.5	31.8215	29.5189	27.2163	24.9137	22.6112	20.3086	18.0060	15.7034	13.4008	11.0982	8.7957	6.4939	4.1990	1.9711	0.2840	0.00002162
8.6	31.8098	29.5072	27.2046	24.9020	22.5995	20.2969	17.9943	15.6917	13.3891	11.0865	8.7840	6.4822	4.1874	1.9604	0.2790	0.00001936
8.7	31.7982	29.4957	27.1931	24.8905	22.5879	20.2853	17.9827	15.6801	13.3776	11.0750	8.7725	6.4707	4.1759	1.9498	0.2742	0.00001733
8.8	31.7868	29.4842	27.1816	24.8790	22.5765	20.2739	17.9713	15.6687	13.3661	11.0635	8.7610	6.4592	4.1646	1.9393	0.2694	0.00001552
8.9	31.7755	29.4729	27.1703	24.8678	22.5652	20.2626	17.9600	15.6574	13.3548	11.0523	8.7497	6.4480	4.1534	1.9290	0.2647	0.00001390
9.0	31.7643	29.4618	27.1592	24.8566	22.5540	20.2514	17.9488	15.6462	13.3437	11.0411	8.7386	6.4368	4.1423	1.9187	0.2602	0.00001245
9.1	31.7533	29.4507	27.1481	24.8455	22.5429	20.2404	17.9378	15.6352	13.3326	11.0300	8.7275	6.4258	4.1313	1.9087	0.2557	0.00001115
9.2	31.7424	29.4398	27.1372	24.8346	22.5320	20.2294	17.9268	15.6243	13.3217	11.0191	8.7166	6.4148	4.1205	1.8987	0.2513	0.000009988
9.3	31.7315	29.4290	27.1264	24.8238	22.5212	20.2186	17.9160	15.6135	13.3109	11.0083	8.7058	6.4040	4.1098	1.8888	0.2470	0.000008948
9.4	31.7208	29.4183	27.1157	24.8131	22.5105	20.2079	17.9053	15.6028	13.3002	10.9976	8.6951	6.3934	4.0992	1.8791	0.2429	0.000008018
9.5	31.7103	29.4077	27.1051	24.8025	22.4999	20.1973	17.8948	15.5922	13.2896	10.9870	8.6845	6.3828	4.0887	1.8695	0.2387	0.000007185
9.6	31.6998	29.3972	27.0946	24.7920	22.4895	20.1869	17.8843	15.5817	13.2791	10.9765	8.6740	6.3723	4.0784	1.8599	0.2347	0.000006439
9.7	31.6894	29.3868	27.0843	24.7817	22.4791	20.1765	17.8739	15.5713	13.2688	10.9663	8.6637	6.3620	4.0681	1.8505	0.2308	0.000005771
9.8	31.6792	29.3766	27.0740	24.7714	22.4688	20.1663	17.8637	15.5611	13.2585	10.9559	8.6534	6.3517	4.0579	1.8412	0.2269	0.000005173
9.9	31.6690	29.3664	27.0639	24.7613	22.4587	20.1561	17.8535	15.5509	13.2483	10.9458	8.6433	6.3416	4.0479	1.8320	0.2231	0.000004657

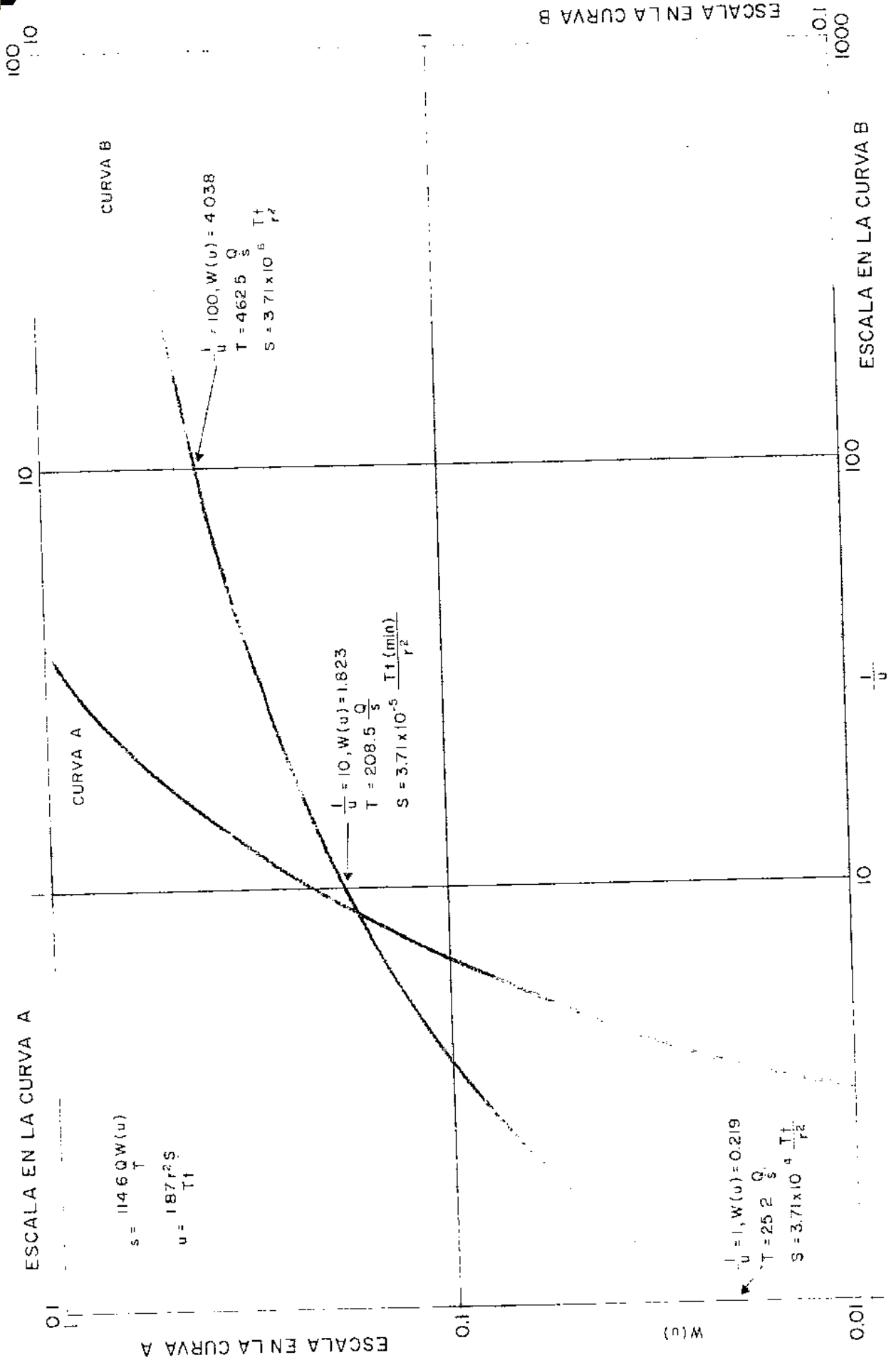


Fig. 214.—Curva de Theis, para la condición de desequilibrio.

Ejemplo:

En una zona existen tres pozos de $\phi = 30$ cm de diámetro, cuyas ubicaciones y distancias se muestran en la figura. Una prueba de bombeo realizada en el pozo A, a una tasa de 16 lts/seg permitió hacer mediciones de los abatimientos en un pozo de observación ubicado a 4 m de distancia de A.

Al analizar los datos obtenidos en la prueba de bombeo, se obtuvo el siguiente resultado por el método gráfico de Theis-Wenzel.

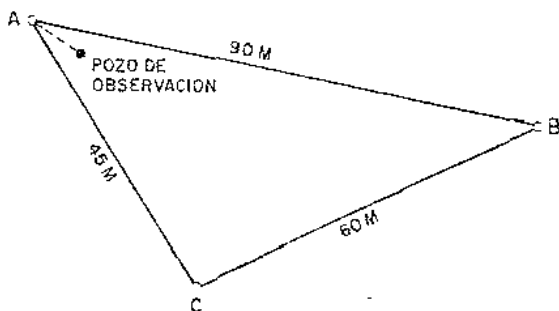
$$\begin{aligned} W(u) &= 5,6 \\ u &= 0,002 \\ t &= 34 \text{ minutos.} \\ s &= 3 \text{ metros.} \end{aligned}$$

Se pregunta:

- Determinar el abatimiento que se provocará en el pozo B, cuando se bombean simultáneamente los pozos A y C, a razón de 18 y 30 lts/seg, respectivamente, durante un período de un año.
- Cuál será el máximo gasto a extraer del pozo, durante el período especificado, sabiendo que el nivel estático está a 30 m y el espesor del acuífero comienza a los 60 m de profundidad hasta los 84 m de profundidad.
- Suponiendo que los pozos A y B se clausuran, y sólo trabaja el pozo C, a razón de 50 lts/seg, ¿cuál será su abatimiento después de 10 años de servicio?

Solución:

$$\begin{aligned} Q &= 16 \text{ lts/seg.} \\ r_0 &= 4 \text{ m.} \\ W(u) &= 5,6 \\ u &= 0,002 \\ t &= 34 \text{ minutos.} \\ s &= 3 \text{ metros.} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} Q_A &= 18 \text{ lts/seg} \\ Q_C &= 30 \text{ lts/seg} \end{aligned}$$

$$16 \text{ lts/seg} = \frac{16 \times 86,400}{10^3} = 1,382,4 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$r = \frac{Q}{4\pi s} W(u) = \frac{1,382,4}{4 \times \pi \times 3} \times 5,6 = 205,34 \text{ m}^3/\text{día m}$$

$$S = \frac{4uTt}{r^2} = \frac{4 \times 0,002 \times 205,34 \times 34}{(4)^2 \times 1,440} = 0,0024$$

a) Abatimiento en B.

$$Q_A = 18 \text{ lts/seg} = 1,555,2 \text{ m}^3/\text{día} \quad r_{AB} = 90 \text{ m}$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{0,0024}{4 \times 205,34} \times \frac{r^2}{t} = 0,00000292 \frac{r^2}{t}$$

$$u = 2,92 \times 10^{-6} \times \frac{(90)^2}{365} = 0,0000648 = 6,5 \times 10^{-5}$$

Con este valor encuentro en la tabla $W(u) = 9,06$

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{1,555,2}{4 \times \pi \times 205,34} \times 9,06 = 5,46 \text{ m.}$$

Este será el descenso provocado en B, al bombear el pozo A a razón de 18 lts/seg.

Calcularemos ahora el abatimiento provocado en B, al bombear el pozo C a razón de 30 lts/seg:

$$Q_C = 30 \text{ lts/seg} = 2,592 \text{ m}^3/\text{día} \quad r_{CB} = 60 \text{ m}$$

$$u = 2,92 \times 10^{-6} \times \frac{(60)^2}{365} = 0,0000288 = 2,9 \times 10^{-5}$$

$$W(u) = 9,87$$

$$s = \frac{2,592}{4 \times \pi \times 205,34} \times 9,87 = 9,91 \text{ m.}$$

Luego el bombeo simultáneo de A y C, provocará en B un abatimiento de:

$$s_B = s_A + s_C = 5,46 + 9,91 = 15,37 \text{ m.}$$

b) ¿Cuál será el máximo gasto a extraer en B?

Siendo un acuífero confinado limitaremos el descenso máximo al nivel superior del estrato, luego, si los pozos A y C han provocado un descenso de 15,37 m, sólo quedará aprovechable:

$$s = 30 - 15,37 = 14,63 \text{ m}$$

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad Q = \frac{4\pi T}{W(u)} S$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(0.15)^2 \cdot 0.024}{4 \cdot 205.34 \cdot 365} = 1.8 \times 10^{-10}$$

$$W(u) = 21.86$$

$$Q = \frac{4\pi T}{W(u)} \cdot s = \frac{4 \cdot \pi \cdot 205.34}{21.86} \cdot 14.63 = 1.226.9 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q = 20 \text{ lts/seg.}$$

c) Suponiendo que sólo trabaja C:

$$u = \frac{(0.15)^2 \cdot 0.024}{4 \times 205.34 \times 10 \times 365} = 1.8 \times 10^{-11}$$

$$W(u) = 24.16$$

$$Q = 50 \text{ lts/seg} = 4.320 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$s = \frac{4.320}{4 \times \pi \times 205.34} \times 24.16 = 40.45 \text{ m.}$$

Disponiéndose sólo de 30 m para abatir, la extracción de un gasto de 50 lts/seg al cabo de 10 años, provocaría un abatimiento mayor que el permisible que haría desaconsejable tal explotación. ♦

CALIDAD DEL AGUA

Este es un aspecto de importancia fundamental para el diseño de los sistemas de abastecimientos de agua y que puede privar en la utilización de una determinada fuente de abastecimiento. Generalmente, nos atenemos a satisfacer Normas de Calidad de Agua, que para condiciones óptimas obligan a un tratamiento completo. Aún cuando reconozcamos que ello es lo deseable, no siempre está justificado un tratamiento completo, sobre todo cuando no se dispone de personal local capaz de lograr la operación y el mantenimiento adecuado.

Por ello, pensamos que más que Normas de Calidad del Agua, debería existir una gama de valores para ajustar nuestros diseños a condiciones reales capaces de desarrollar programas de abastecimientos satisfactorios para comunidades con marcadas diferencias económicas y sociales. Esto permitiría la realización de obras de abastecimiento de agua en forma realista, sin desviaciones de normas o criterios inflexibles, cuya aplicación irrestricta conduciría a soluciones poco prácticas o irrealizables. Por ejemplo, programas para dotar de acueductos a zonas rurales deben concebirse con una filosofía primordialmente sanitaria-social y por ello tender a satisfacer las necesidades de agua de una comunidad para propiciar su desarrollo, pero no estimar aspectos cualitativos para

satisfacer condiciones industriales, de confort, recreacionales u ornamentales que adicionalmente en el medio urbano se derivan de los abastecimientos de agua.

Antes de entrar en algunas consideraciones sobre calidad de agua, debemos puntualizar como punto de primer orden y que puede no ser fácilmente visualizado, pero que ha sido producto de observaciones y de las experiencias de programas de acueductos rurales en Venezuela es: que la cantidad de agua suministrada es factor determinante bajo el punto de vista de salud pública, independientemente de su calidad. En efecto, no se logra una reducción de índices de morbi-mortalidad de origen hídrico, con el suministro de agua de calidad óptima, si existen privaciones en su uso, por escasez o limitación en la oportunidad de obtenerla.

De modo que sería inútil construir sistemas de abastecimientos de agua potable que no satisfagan las cantidades normales de consumo de una población aún cuando su calidad sea óptima. Por ello, es sólo mediante el servicio intradomiciliario y constante como se puede concebir un abastecimiento de agua capaz de lograr mejorías en los niveles de salud de su población.



Foto 30.—Captación de muestra en fuente superficial para examen bacteriológico de campo.

entonces, sobre la base de un servicio de agua continuo que satisfaga en cantidad las necesidades de una población, que se deben establecer ciertas normas flexibles de calidad de agua, sin atentar contra la salud de sus consumidores y que, basado en la experiencia, permitan desarrollar programas intensivos de construcción de acueductos que beneficien al mayor número posible de personas.

Los aspectos de calidad de agua y su tratamiento son materia extensa que requieren del conocimiento especializado y no son objeto de esta obra. En esta oportunidad, el autor sólo ha creído indispensable señalar algunas labores que el Ingeniero de Diseño de los abastecimientos debe procurar realizar durante sus investigaciones de campo, y que pueden ser determinantes en la selección de la fuente. La característica más importante de los aspectos cualitativos del agua es su grado de contaminación bacteriológica. Puede ser definitivo el rechazo de una fuente o de un determinado sitio de captación cuando su índice coliforme o número de organismos colí por 100 ml de agua alcanza valores que harían desaconsejable su utilización.

Aún cuando el método de determinación de dicho índice es un método de laboratorio, en la práctica pueden lograrse ventajas económicas mediante una pre-selección o rechazo en el campo de fuentes o de sitios de captación. Para ello, la utilización de equipos de campo, como el del filtro Millipore, permite determinar en corto tiempo y en sitio, de una manera aproximada, el grado de contaminación. A continuación se detalla el proceso de utilización (38).

Materiales:

- Jeringa.
- Vaso de muestra.
- Cilindro Monitor (membrana).
- Manguera plástica esterilizada.
- Ampollas de caldo de cultivo.

Procedimiento de análisis en sitio:

1. Enjuague el vaso con agua de la muestra.
2. Capte cierta cantidad de agua de la muestra en el vaso. Previamente esterilice el grifo con una llama.
3. Observe en el interior del vaso la graduación y anote la cantidad captada.
4. Inserte el fondo del monitor (tapa roja) en el tubo vertical de la jeringa y a la parte superior acople la manguerita esterilizada.
5. Invierta la posición de la jeringa e introduzca la manguerita en el vaso con agua de muestra.



Foto 31.—Utilización del filtro de Millipore en el campo para determinación de índice coliforme.

6. Succione con la jeringa el agua de la muestra, procurando no sacar la manguera del agua para evitar succionar aire.

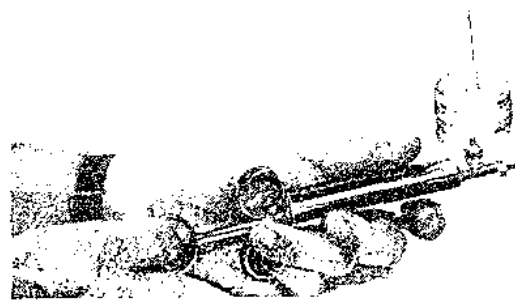


Foto 32.—Equipo de campo para determinación de índice coliforme (Membrana Millipore).

7. Una vez succionada toda el agua del vaso, vuelva la jeringa a su posición normal y permita que las últimas gotas de agua pasen a través de la membrana. No succione fuerte.
8. Quite la manguerita plástica.
9. Tome la ampolla del medio de cultivo, quíbre su parte superior y colóquelo un dedo para ser usado como pipeta.
10. Quíbre el fondo de la ampolla e insértela en el fondo del monitor.
11. Quite intermitentemente el dedo de la ampolla y permita que el medio de cultivo sea absorbido por la membrana.
12. Una vez drenado todo el medio de cultivo, retire la ampolla y coloque la tapa roja en este extremo.
13. Retire el Monitor de la jeringa y coloque la tapa azul en este extremo del Monitor.

14. Coloque el Monitor en posición invertida (tapa roja hacia arriba), en un lugar no expuesto al sol y espere que transcurra el periodo normal de incubación (18 a 24 horas).
15. Cuente el número de colonias en el Monitor. La colonia típica es verdosa, púrpura o dorada, con brillo metálico en el centro o sobre toda el área, si la colonia no tiene brillo metálico no es coliforme aún cuando el color sea semejante al predicho.
16. Interpretación de los resultados: El desarrollo de una sola colonia de color verde brillante, indica la presencia de organismos coli-bacilares.

El reporte del cultivo se hace del modo siguiente:

Colonias coliformes/100 ml =

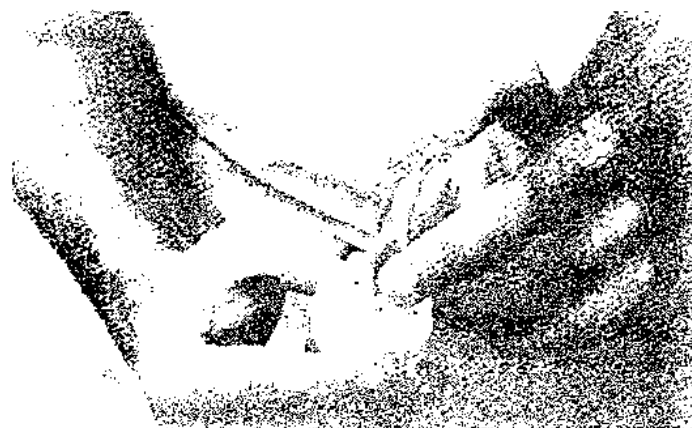
$$= \frac{\text{colonias coliformes contadas}}{\text{ml de muestra filtrada}} \times 100$$

Si no hubiera coliformes en la membrana, se sustituye el número de colonias coliformes contadas por el número 1 en la fórmula y se lee: Menos de 1 x 100 ml de muestra filtrada.

Foto 33.—Ampolla con caldo de cultivo para incubación por membrana filtro Millipore.



Foto 34.—Cápsula incubada mostrando corpúsculos brillantes de colonias coliformes.



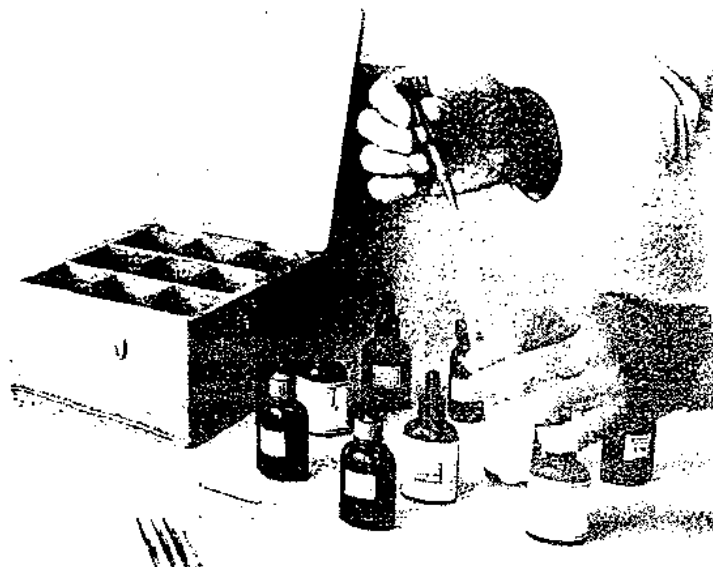


Foto 35.—Equipo de campo para análisis físico-químico (M.S.A.S. de Venezuela).

Otras determinaciones de importancia y que pueden realizarse en sitio, aunque de manera aproximada, son las relativas a algunas características físico-químicas con especiales equipos, como el que ha desarrollado la División de Obras de Saneamiento del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social de Venezuela, para el Programa de Acueductos Rurales (38).

Determinación de Hierro:

Materiales:

Tubo de ensayo o vaso.

Solución de ácido Clorhídrico, núm. 1. Tapa negra.

Solución de Hidroxilamina, núm. 2. Tapa negra.

Solución de Acetato de Sodio, núm. 3. Tapa negra.

Solución de Fenantrolina, núm. 4. Tapa negra.

Patrón de Hierro, 0,3 mg/lts (ampolla).

Patrón de Hierro, 1,0 mg/lts (ampolla).

Procedimiento:

Coloque en el tubo de ensayo 10 cc de la muestra. Agregue consecutivamente dos gotas del reactivo número 1, una gota del reactivo núm. 2, cinco gotas del reactivo núm. 3, cinco gotas del reactivo núm. 4. Mezcle bien y deje desarrollar el color por 15 minutos. Compare con cada uno de los patrones.

Determinación de Cloruros:

Materiales:

Tubo de ensayo o vaso lavado.

Solución de Nitrato de Plata 0,25 N. Tapa roja (1).

Solución de Indicador: Cromato de Potasio. Tapa roja (2).

Procedimiento:

Coloque en el tubo de ensayo o en el vaso 10 cc de la muestra (llénese hasta la marca). Agregue dos gotas del indicador y mezcle bien. A continuación agregue gotas de Nitrato de Plata hasta la obtención de una coloración rojiza. Tenga el cuidado de contar el número de gotas de Nitrato de Plata añadida hasta obtener el color rojizo. Para obtener la concentración de cloruros, como Cl, expresado en mg/lts, multiplique el número de gotas añadidas por 35.

Nota: Si la coloración se obtiene por adición de una sola gota, el contenido de cloruro es menor de 35 mg/lts.

Determinación de la dureza total:

Materiales:

Tubo de ensayo o vaso.

Solución EDTA 0,2 normal. Tapa verde (2).

Indicador: Eriocromo con soda. Tapa verde (1).

Paleta de madera.

Procedimiento:

Coloque en el tubo de ensayo o en el vaso 10 cc de la muestra. Agregue un poco (0,2 g o una cucharadita) del indicador y agite suavemente para disolver. La solución debe tener coloración rosada. Contando el número de gotas, añada reactivo EDTA hasta el viraje al azul puro. Multiplique el número de gotas por 45. El producto equivale a la dureza total como CaCO_3 expresada en mg/lts.



Nota: Si el viraje ocurre por la adición de una sola gota del reactivo, la dureza total es menor de 45 mg/lis.

Determinación de Sulfatos:

Materiales:

Tubo de ensayo.

Solución de Bario Acidulado. Tapa amarilla.

Procedimiento:

Coloque en el tubo de ensayo 10 cc de la muestra sin tocar las paredes del tubo con el pico de la pipeta, agregue dos gotas de la solución de Bario. Cierre el

tubo con el dedo e inviértalo por una vez y tome el tiempo. Ponga el tubo verticalmente sobre una superficie que tiene sectores blancos y negros y tome el tiempo en segundos, desde la inversión del tubo hasta la desaparición de las divisiones causadas por la turbidez gradualmente desarrollada, compare con la tabla siguiente:

Tiempo (segundos)	Concentraciones SO_4 mg/lis
30	100
15	200
10	300
8	500



Estaciones de bombeo
Consideraciones para el diseño. El equipo de bombeo. Gasto de bombeo. Carga dinámica o altura de bombeo
Tipos de bomba
Curvas características. Leyes de similitud
Motores
Accesorios complementarios
Edificaciones y fundaciones
Diagramas

Estaciones de bombeo

En los sistemas de abastecimientos de agua puede requerirse del diseño de estaciones de bombeo o de rebombeo, lo cual precisa del conocimiento de ciertos datos específicos para la mejor selección de los equipos necesarios.

Consideraremos como estación de bombeo a aquellas que toman el agua directa o indirectamente de la fuente de abastecimiento y la elevan al estanque de almacenamiento, a una estación de rebombeo o a la red.

Para el diseño de la estación de bombeo debemos considerar los siguientes aspectos:

1. El equipo de bombeo.
2. Los accesorios complementarios.
3. Las edificaciones y las fundaciones.

EL EQUIPO DE BOMBEO

Características para su selección

Número de unidades: El número de unidades dependerá fundamentalmente del gasto de bombeo y de sus variaciones; debiendo, además, suponerse un margen de seguridad, previendo equipos de reserva para atender situaciones de emergencia.

En ocasiones puede resultar más ventajoso aumentar el número de unidades, disminuyendo la capacidad individual, pero dando mayor seguridad en la atención de reparaciones.

Cuando se amerite de un solo equipo de bombeo, debe proveerse otro similar para atender situaciones de emergencia, lo cual representa el 200 por 100 como coeficiente de seguridad; pero si el tamaño de los equipos resulta muy grande, es preferible aumentar el número de ellos, lo cual hace factible también tener

coeficientes de seguridad menores, pero mayores probabilidades de alternativas y costos también menores.

En tales casos puede admitirse hasta 150 por 100 como coeficiente de seguridad de los equipos.

Gasto de bombeo

En el caso de estaciones de bombeo, el gasto a considerar debe ser el correspondiente al consumo máximo diario, pero en virtud de que ahora interviene una nueva variable, que es el tiempo de bombeo, es conveniente y justificado hacer un análisis considerando los gastos máximos y mínimos, como consecuencia de las demandas en los consumos actual y futuro, así como los incrementos durante el período de diseño.

Se debe, además, tomar en cuenta la vida útil de los equipos, lo cual generalmente es menor que el resto de los componentes del sistema de abastecimiento de agua, lográndose así seleccionar equipos con capacidades acordes al tiempo real de servicio.

Casi siempre resulta más ventajoso el seleccionar los equipos de bombeo para un gasto correspondiente a:

$$Q_b = Q_m \frac{24}{N}$$

y aumentar el tiempo de bombeo cuando sea necesario satisfacer la demanda del día de máximo consumo ($N = \text{Núm. de horas de bombeo}$).

♦ Ejemplo:

Una localidad, cuyo crecimiento poblacional en 20 años define una curva (A) de consumos medios, como la que se muestra en la figura 215, requiere de una estación de bombeo, estableciéndose en 12 horas el tiempo de operación de las bombas.

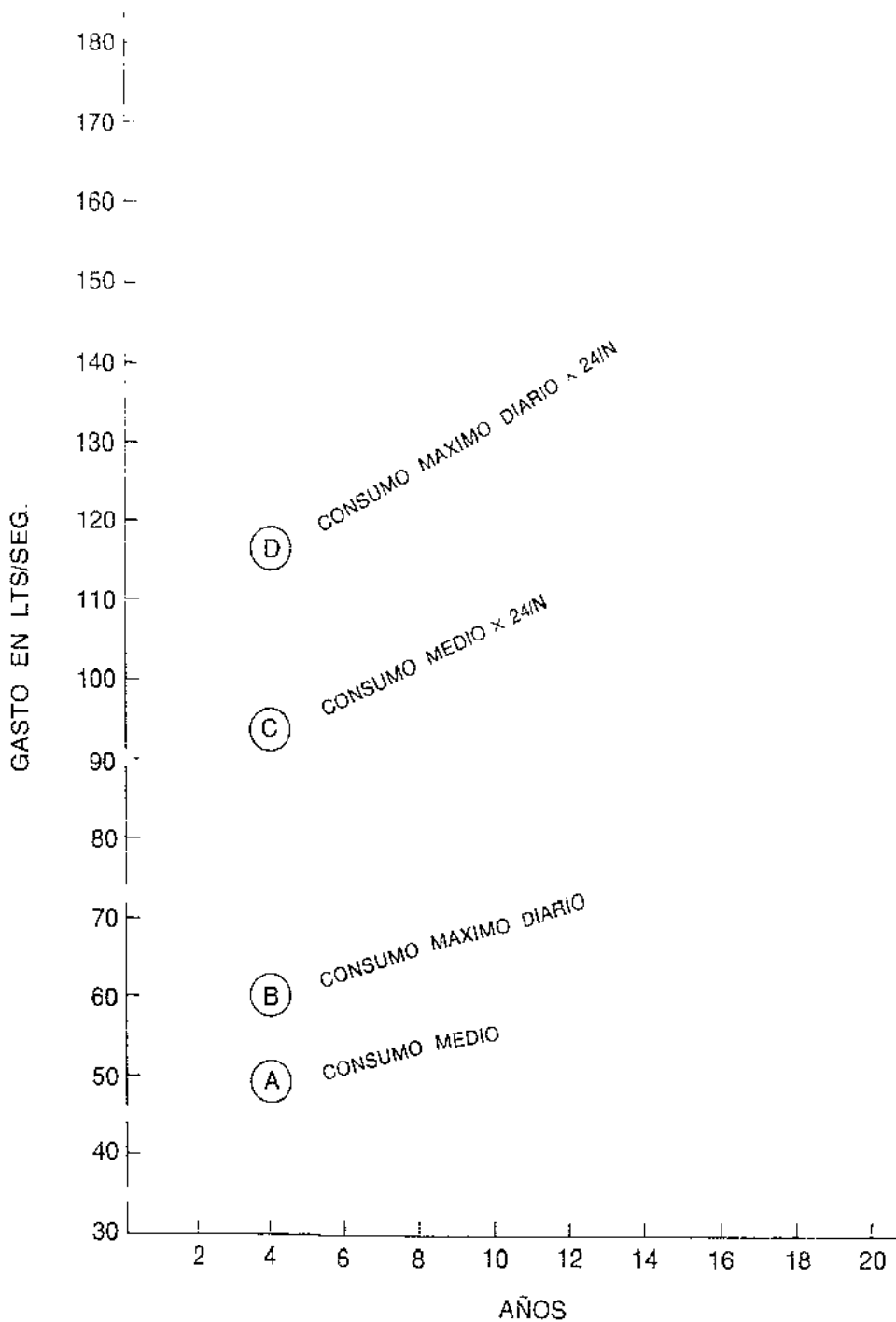


Fig. 215.—Incremento del gasto de bombeo en función del período de bombeo.

Siendo necesario satisfacer la demanda del día de máximo consumo y para tiempos de bombeo limitados ($N = 12$ horas), dibujamos las curvas B, C y D, que representan el consumo máximo diario, el consumo medio para el tiempo de bombeo fijado y el consumo máximo diario a satisfacer en igual tiempo, respectivamente.

Para la selección del equipo de bombeo adecuado, asumiremos la vida útil de los equipos, ya que seleccionar un equipo con una capacidad para un período mayor al de su durabilidad o resistencia física sería absurdo y oneroso. Por ello, supondremos 10 años de duración, lo cual nos divide en dos partes el análisis del problema.

determinar (curva B) el consumo máximo diario del año décimo (final para el equipo seleccionado), el período de bombeo prefijado nos obliga a satisfacer un gasto de 130 lts/seg (curva D), por lo cual si seleccionamos un equipo para satisfacer esta condición crítica, el equipo de bombeo tendrá una capacidad superior a la necesaria para satisfacer la demanda en los años precedentes. En cambio, una selección que satisfaga la relación $Q_m 24/N$, podrá, con un incremento en el número de horas de bombeo, cumplir satisfactoriamente la demanda de ese día crítico y ya el equipo estará en condiciones de sustituirse, pues es el final del período de diseño asumido y nuevos equipos seleccionados para los próximos 10 años podrán cubrir a cabalidad esta situación particular del día de máximo consumo.

En este caso particular, la demanda máxima a los 10 años es de 130 lts/seg para 12 horas de bombeo, lo cual puede ser satisfecho con los 108 lts/seg (curva C) con un incremento de 2 horas 45 minutos de bombeo.

Igual análisis se haría para el período siguiente de 10 años. ♦

Dependiendo del grado de mantenimiento, los equipos de bombeo pueden tener una mayor o menor vida útil, lo cual permite fijar su período de diseño. Por ello, resulta oneroso adquirir equipos de bombeo para satisfacer gastos futuros de 20 años, si su vida útil no pasa de 10 a 15 años.

Carga dinámica o altura de bombeo

La altura dinámica es la suma de la carga de succión más la carga de impulsión.

La carga de succión viene dada por la diferencia de elevación entre el eje de la bomba y el nivel mínimo del agua en la fuente o captación, afectado por las pérdidas de carga del lado de la succión.

$$\text{Carga de succión} = H - h_s$$

$$h_s = \text{pérdidas de carga.}$$

Teóricamente, esta carga de succión está limitada por el valor de la presión barométrica del lugar, de acuerdo a la siguiente tabla de valores:

CUADRO 50

RELACION ENTRE ALTURAS S.N.M. Y PRESION BAROMETRICA

Altura (en m sobre el nivel del mar)	Presión barométrica		
	(en m)	(lbs/pulg ²)	(kg/cm ²)
0.0	10.33	14.69	1.033
300	10.00	14.22	1.000
600	9.60	13.65	0.96
1.200	9.00	12.80	0.90
1.800	8.40	11.95	0.84
2.400	7.90	11.24	0.79
3.000	7.30	10.38	0.73

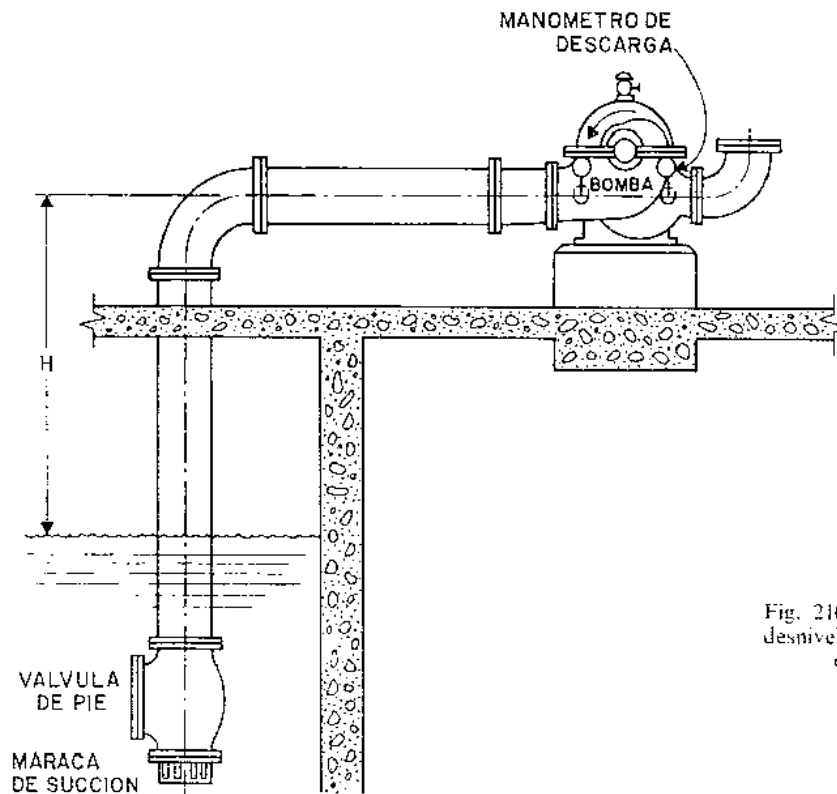


Fig. 216.—Carga de succión o desnivel entre nivel mínimo y eje de la bomba.

Este factor debe, además, afectarse por otros factores, a fin de obtener la carga de succión práctica, ellos son: *a*) La presión de vapor, y *b*) El N. P. S. H. o carga neta de succión positiva.

A fin de prevenir contra la cavitación, debe mantenerse una presión mayor que la presión de evaporación.

El agua al pasar a través de la bomba lo hace a altas velocidades, lo cual provoca una disminución de la presión de entrada. En el seno del líquido aparece una presión que se llama presión de vapor, que está en relación directa con la temperatura del agua.

Una disminución de la presión por debajo de la presión de vapor, provocará la evaporación en la superficie del agua, el cual se expande en las zonas de menor presión y al expandirse provoca un aumento de presión y la condensación del vapor. Este fenómeno se repite intermitentemente y causa en los álabes del impulsor esfuerzos que pueden provocar su destrucción en las zonas donde ello ocurra.

El cuadro 51, presenta los valores de la presión de vapor para algunas temperaturas de agua:

CUADRO 51
RELACION ENTRE TEMPERATURA DEL AGUA
Y PRESION DE VAPOR

Temperatura		Presión de vapor	
° F	° C	(m de agua)	(lbs/pulg ²)
60	16	0.18	0.26
65	19	0.24	0.31
70	22	0.27	0.36
75	24	0.34	0.44
80	27	0.37	0.51
90	32	0.49	0.70
100	38	0.67	0.95
150	66	2.67	3.72

El N. P. S. H. es la presión requerida para forzar un gasto determinado a pasar a través de la tubería de succión y de la bomba. El valor del N. P. S. H. es característico de cada bomba, dependiendo del tamaño, forma y tipo de impulsores.

Al seleccionar un equipo de bombeo, debe dejarse un margen de succión suficiente para compensar estos valores capaces de prevenir fallas por cavitación y por succión requerida.

Carga de impulsión: Está dada por la diferencia de elevación entre el nivel máximo de las aguas en el sitio de llegada y el eje de las bombas más las pérdidas de carga del lado de la impulsión.

La potencia obtenida es el producto del peso del agua descargada en la unidad de tiempo y la carga total desarrollada por la bomba.

$$P = QH\gamma$$

$$Q = \text{lbs/seg}$$

$$H = \text{m}$$

$$\gamma = \text{kg-p/lts}$$

$$P = \text{kg-m/seg.}$$

La potencia se expresa en Caballos de Vapor o en Horse-power.

$$P = \frac{QH\gamma}{75} \text{ C. V.}$$

$$P = \frac{QH\gamma}{76} \text{ H. P.}$$

La potencia alimentada está representada por el momento de torsión T , aplicado a la flecha, y su velocidad de rotación ω .

$$P = T\omega$$

La eficiencia de la bomba es la relación entre la potencia obtenida y la potencia alimentada, y se expresa en porcentaje.

$$e = \frac{QH\gamma}{T\omega} \times 100.$$

Luego la potencia requerida vendrá dada por la expresión

$$P = \frac{QH\gamma}{76e} \text{ H. P.}$$

Tipos de bomba

Las bombas más frecuentemente utilizadas en los abastecimientos de agua, son las centrífugas: Horizontales y verticales, y las bombas sumergibles.

Bombas centrífugas horizontales: Son bombas cuyo eje es horizontal, que sirve de apoyo a uno o varios impulsores giratorios que generan el movimiento del agua, principalmente debido a la acción de una fuerza centrífuga.

Las bombas centrífugas horizontales tienen la ventaja de poder ser ubicadas en sitio aparte del punto de captación, lo cual permite escoger una ubicación más favorable en lo relativo a posibilidad de inundación, mejor terreno para fundación, acceso, etc.

Esta ventaja de libertad de ubicación respecto a la fuente o sitio de captación, las hace útiles en tanquillas de bombeo, plantas de tratamiento, embalses y pozos con niveles de bombeo altos.

Presentan, en cambio, limitaciones en la carga de succión, cuyo valor máximo teórico es el de la presión atmosférica del lugar.

La figura 217, presenta una instalación típica de una bomba centrífuga horizontal.

1. Criba o maraca de succión.
2. Válvula de pie.
3. Tubería de succión.
4. Codo de 90°.
5. Niple.
6. Reducción $\phi_1-\phi_2$.
7. Válvula de retención.
8. Válvula de compuerta.

A fin de seleccionar una bomba centrífuga horizontal adecuada, la carga dinámica total, el caudal y la velocidad de rotación deben corresponder a las condiciones de servicio establecidas, así:

1. *Carga dinámica total.* Definida por la altura de succión, pérdidas de carga del lado de la succión, más altura de impulsión incluyendo las pérdidas de carga por fricción y por turbulencia.
2. *El gasto de bombeo.* El cual ha sido definido en función del período de diseño asumido, para la zona a servir.
3. *La velocidad de rotación.* La velocidad conjuntamente con el gasto y la altura dinámica,

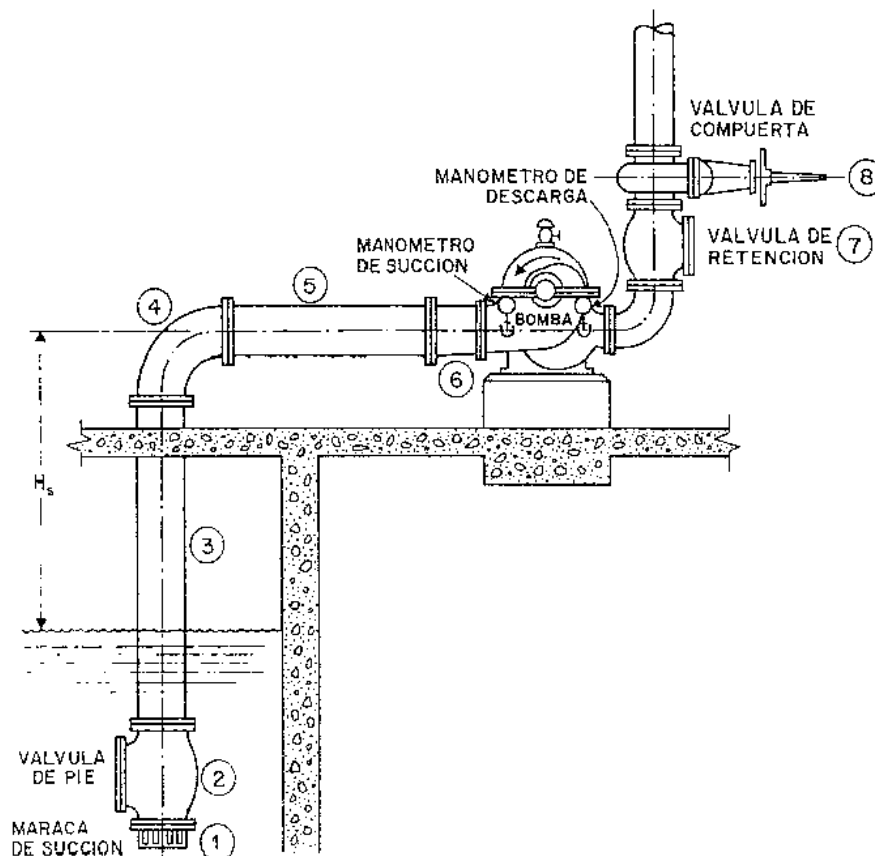
definen el diámetro del impulsor. La velocidad de rotación depende principalmente de la fuente de energía disponible, y del tipo de acoplamiento a los motores. No existiendo problemas de altas velocidades, pueden utilizarse bombas girando a razón de 3.450 rpm.

4. *Eficiencia.* En el caso de gastos pequeños o moderados, no es fácil conseguir altas eficiencias (>70 %), pero para grandes caudales las bombas centrífugas horizontales puede obtenerse con eficiencias mayores del 80 por 100.

Bombas centrífugas verticales: También se les llama turbo bomba o bombas tipo pozo profundo; en realidad son bombas centrífugas cuyo eje es vertical y sobre el cual se apoya un determinado número de impulsores que elevan el agua por etapas.

Las bombas centrífugas verticales deben ubicarse directamente sobre el punto de Captación, por lo cual casi se limita su utilización a pozos profundos.

En la selección del equipo de bombeo adecuado, se consideran aspectos similares a las bombas horizontales, sin embargo, algunas consideraciones adicionales son de importancia.



1. Criba o maraca de succión.
2. Válvula de pie.
3. Tubería de succión.
4. Codo de 90°.
5. Niple.
6. Reducción $\phi_1-\phi_2$.
7. Válvula de retención.
8. Válvula de compuerta.

Fig. 217.—Dispositivos y pérdidas de carga del lado de la succión.

Las bombas centrífugas verticales se construyen de diámetros pequeños, a fin de poder introducir las en las perforaciones de pozos profundos, los cuales exigen diámetros pequeños por razones de costo (profundidad). Esto induce a que se prefieran bombas de tipo axial o mixto, en lugar de radiales.

Siendo las bombas axiales capaces de caudales mayores y H menores que las bombas radiales, se hace necesario instalar varios impulsores en serie, a fin de satisfacer las condiciones de carga.

La bomba axial permite determinar el diámetro en función del gasto y el número de impulsores en función de la Carga H.

Gasto: Para una velocidad determinada, el gasto define el diámetro del impulsor. En tal sentido, cuando se tiene definida la productividad del acuífero, el diámetro de la perforación la fija el gasto de que es capaz determinado diámetro de impulsor. Habiendo fijado en el cuadro 44, capítulo VI, sobre Obras de Captación de Fuentes Subterráneas, los diámetros de la tubería de forro en función de los equipos de bombeo, podemos considerar de 1 a 2 pulgadas menores los equipos de bombeo aconsejables.

Carga dinámica: Fijado el diámetro, la carga dinámica define la forma y el número de impulsores requeridos para una determinada velocidad de rotación.

La velocidad de rotación: Tiene importancia en bombas verticales, toda vez que de ella depende el número de impulsores (costo inicial), pero, por otra parte, altas velocidades tienen significación en la durabilidad o desgaste físico del equipo y por lo cual consideración especial a aspectos de mantenimiento pueden ser factor predominante en la selección de equipos para trabajar a altas o bajas velocidades.

Dependiendo de la confiabilidad en el grado de mantenimiento y de las características del agua, pueden seleccionarse equipos con costos iniciales menores para trabajar a altas velocidades (2.800 a 3.500 rpm), en cambio, puede resultar un desgaste prematuro cuando deficiencias en el mantenimiento o pase de arena, se unen a altas velocidades de funcionamiento.

En general, se ha considerado una buena práctica, que ha redundado en beneficios económicos, el preferir equipos para trabajar a bajas velocidades (2.000 a 2.400 rpm) como resultado de una vida útil mayor para los equipos de bombeo.

Tipo de lubricación: El eje puede tener lubricación por agua o por aceite. Cuando la lubricación es por aceite, el eje está dentro de un tubo protector que retiene el aceite.

La lubricación por agua resulta más aconsejable, bajo el punto de vista sanitario, prefiriéndose cuando

se tiene sumergencia total de los impulsores que garantizan lubricación inicial efectiva.

La lubricación por aceite es desaconsejable sanitariamente, por la posibilidad de contaminación del agua, por presión excesiva sobre los sellos provocando filtración de aceite hacia la fuente de abastecimiento.

Maraca de succión y tubo de succión: La criba o maraca de succión sirve de protección adicional para impedir el pase de material grueso que pueda dañar a los impulsores y está unido al tubo de succión que tiene una longitud de 1,5 a 3.0 m de largo, el cual se conecta al primer tazón, permitiendo un flujo direccional hacia el impulsor.

Este primer tazón requiere de una sumergencia mínima para cebar la bomba y para evitar presiones que puedan producir o conducir a cavitación.

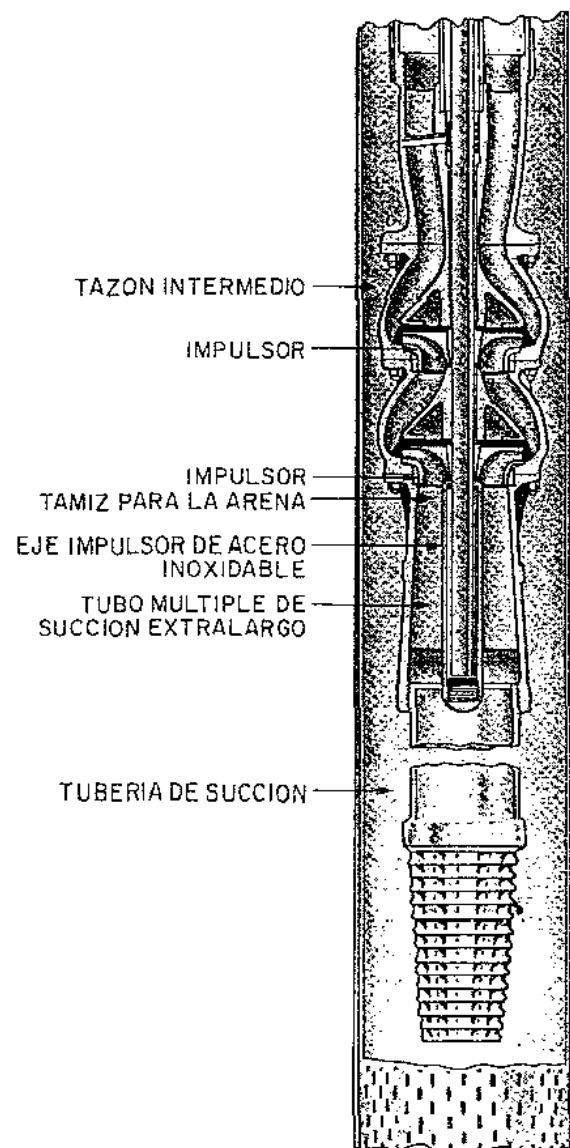


Fig. 218.—Corte esquemático de bomba centrífuga vertical.

Son bombas casi exclusivamente utilizadas en casos de pozos profundos y su denominación obedece a que tanto la bomba como el motor se sumergen en la fuente misma.

En el caso de pozos profundos, con niveles de bombeo muy bajos, se dificulta o encarece la utilización de bombas del tipo turbo-bombas. Ello se ve agravado por las desviaciones en la verticalidad de los pozos, lo cual produce doblamiento de los ejes o desgaste acelerado de los mismos.

En tales condiciones es aconsejable recurrir a bombas tipo turbina de motor sumergido, como el mostrado en la figura 219. En este caso, un motor eléctrico angosto ubicado en el fondo está unido a la bomba mediante un eje corto, quedando la rejilla de captación intermedia entre el motor y la bomba.

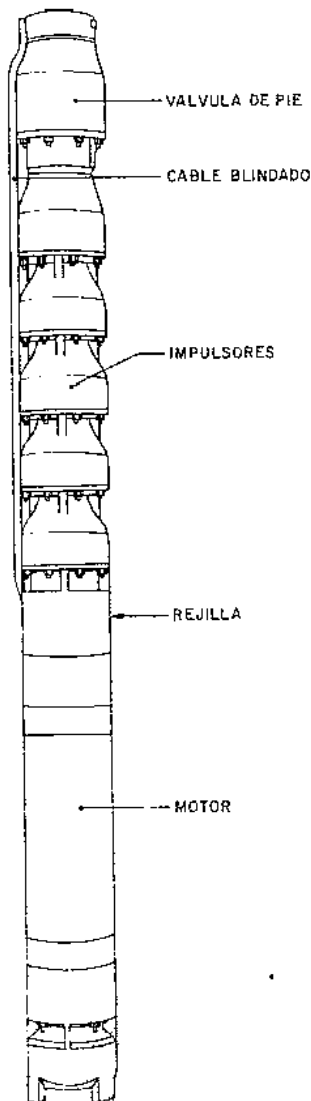
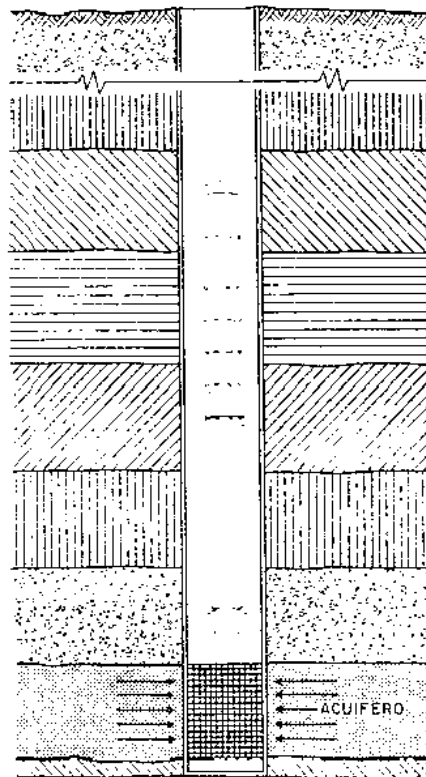


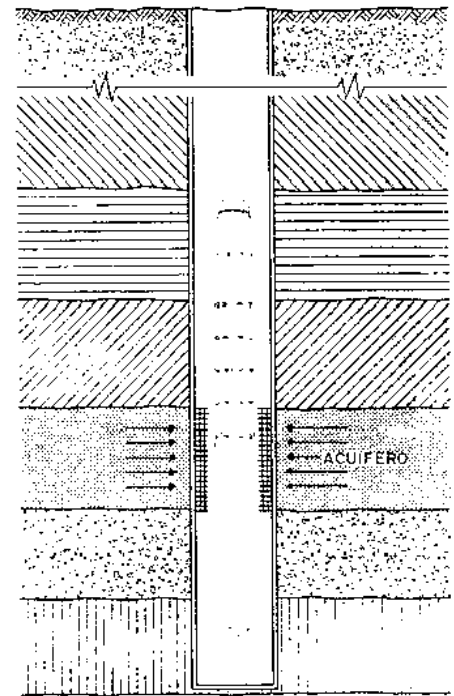
Fig. 219.—Bomba sumergible. (Catalogo Sumo Pumps).



(a)

POSICION CORRECTA

Fig. 219 a).—Posición correcta de bomba sumergible respecto al acuífero.



(b)

POSICION INCORRECTA

Fig. 219.b).—Posición incorrecta respecto al acuífero.

Algunos aspectos importantes en la selección de equipos sumergibles son los siguientes:

- El motor debe estar ubicado de forma que el agua que penetra permita su enfriamiento. Por tanto, no debe ubicarse el motor debajo de los acuíferos (veanse figuras 219, a y b).
- En virtud de que los impulsores generalmente giran a altas velocidades (3.000 rpm), estos equipos sumergibles sólo se recomienda instalar en pozos bien desarrollados; en caso contrario, el pase de arena dañaría prematuramente los impulsores.
- Son equipos con eficiencias relativamente bajas, por lo cual, aun cuando su costo inicial puede ser relativamente bajo, los costos de energía eléctrica se hacen mayores por la baja eficiencia.

Una eficiencia típica del 85 por 100 para el motor y de 75 por 100 para la bomba nos da por resultado una eficiencia del 63.75 por 100, con lo cual se produce una pérdida del 36.25 por 100 de la energía.

La condición de trabajo de una bomba está definida principalmente por tres características: Gasto de bombeo, altura de bombeo y velocidad de rotación.

Estas características, a su vez, originan para cada situación una eficiencia y una potencia requerida.

La figura 220, presenta una curva característica, cuya utilización para la velocidad prefijada permite determinar directamente las distintas condiciones de trabajo.

Sin embargo, no siempre la curva elaborada que nos suministra el fabricante está construida para las características deseadas, de forma que se hace necesario modificar sus características y lograr la selección del equipo más apropiado, técnica y económicamente.

Estas modificaciones se logran mediante la aplicación de las leyes de similitud.

Para $V \neq V'$ y $D = D'$, se cumple:

$$1.^{\text{a}} \text{ Ley: } Q:VD^3 = \text{constante}$$

$$\frac{Q}{Q'} = \left(\frac{V}{V'}\right)$$

$$2.^{\text{a}} \text{ Ley: } \frac{H}{V^2 D^2} = \text{constante}$$

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{V}{V'}\right)^2$$

$$3.^{\text{a}} \text{ Ley: } \frac{P}{V^3 D^5} = \text{constante}$$

$$\frac{P}{P'} = \left(\frac{V}{V'}\right)^3$$

Conocido V/V' , pueden calcularse los valores de Q' , H' y P' .

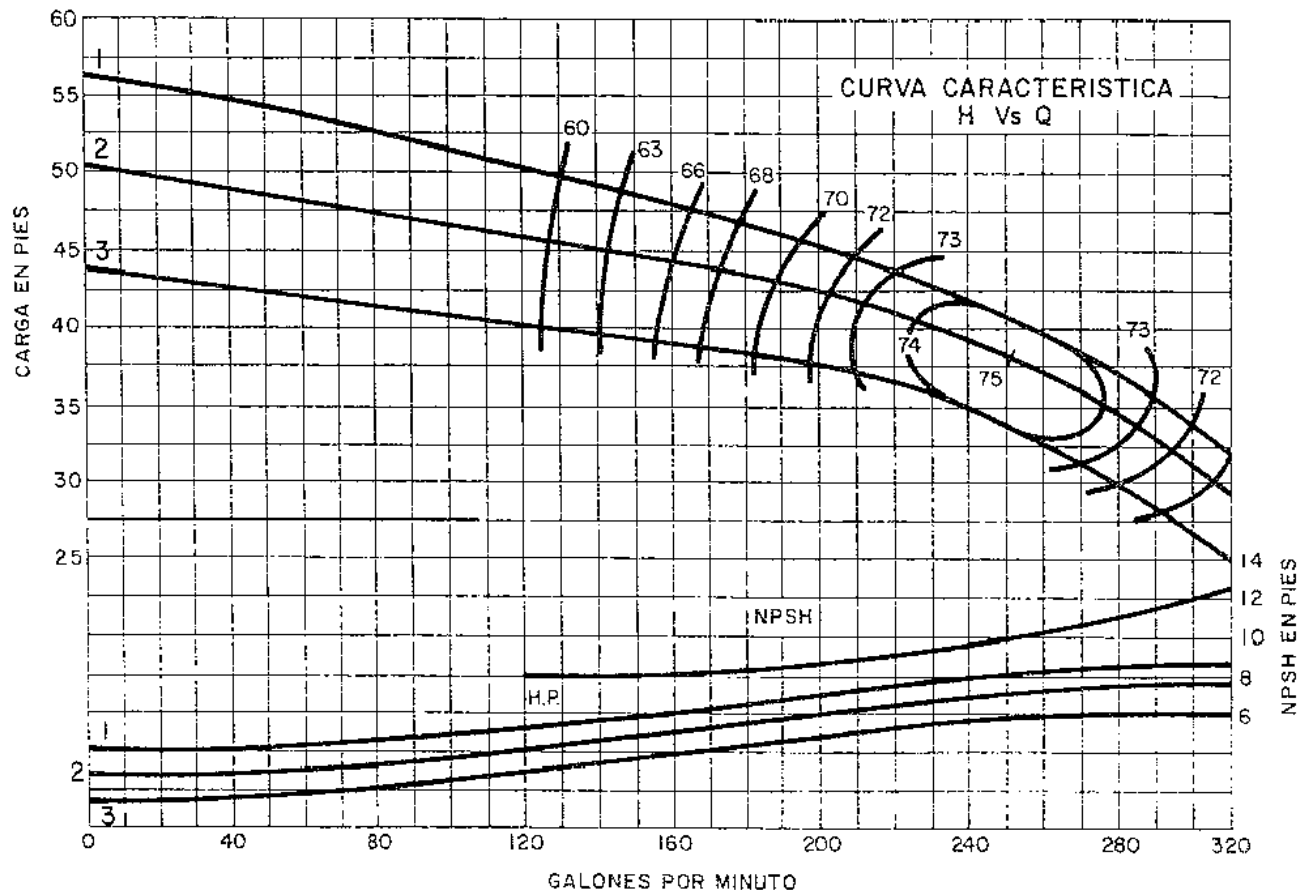


Fig. 220.—Curva característica de bomba. (Catálogo Universal Pumps).

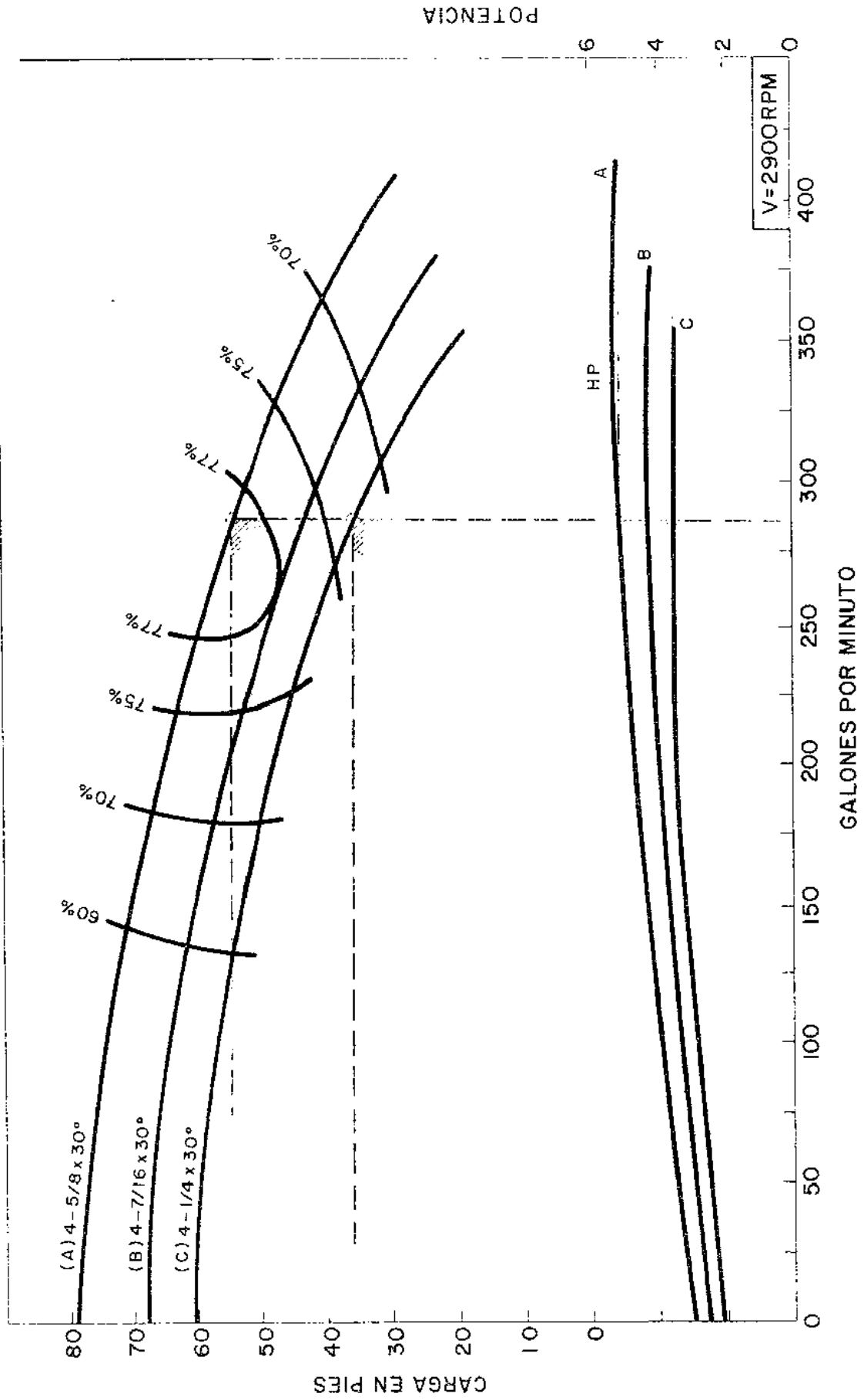


Fig. 22 f.—Curva característica de bomba. (Catálogo Universal Pumps).

Las mismas leyes de similitud, pero aplicadas para $V \neq V'$ y $D \neq D'$ permiten graficar varias alternativas de curvas de bombas variando los diámetros para una velocidad de rotación constante.

$$1.^a \quad \frac{Q}{Q'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^3$$

$$2.^a \quad \frac{H}{H'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2$$

$$3.^a \quad \frac{P}{P'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^5$$

En nuestro caso, cuyo interés está en la selección de un equipo de bombeo para una cierta condición de trabajo (gasto, altura y velocidad), nos valemos de las ecuaciones para diámetros constantes ($D = D'$).

◆ Ejemplo:

Determinar las características de la bomba cuyas curvas se muestran en la figura, cuando bombea agua a razón de 14 lts/seg contra una carga dinámica total de 70 m, girando a 2.250 rpm. Comparar las soluciones para las dos curvas presentadas.

$$Q = 14 \text{ lts/seg} = 222 \text{ gpm}$$

$$H_T = 70 \text{ m} = 230 \text{ pies}$$

$$V = 2.250 \text{ rpm}$$

$$V' = 2.900 \text{ rpm}$$

Solución A:

$$\text{Gasto teórico} = Q' = \frac{V'}{V} Q = \frac{2.900}{2.250} \times 222 = 286 \text{ gpm.}$$

Con este valor se entra en la curva y se obtiene $H' = 53'$ y $P' = 5,1 \text{ H. P.}$

Aplicando la 2.^a Ley de similitud:

$$H = \left(\frac{V}{V'}\right)^2 H' = \left(\frac{2.250}{2.900}\right)^2 \times 53 = 32 \text{ pies.}$$

Número de impulsores requeridos:

$$N = \frac{H_1}{H} = \frac{230}{32} = 7,2 \approx 8.$$

Eficiencia: 77 por 100.

Potencia requerida: Aplicamos la 3.^a Ley de similitud:

$$P = \left(\frac{V}{V'}\right)^3 \times P' = \left(\frac{2.250}{2.900}\right)^3 \times 5,1 = 2,4 \text{ H. P.}$$

Potencia: $8 \times 2,4 = 19,2 \text{ H. P.}$

Solución B:

Las mismas condiciones estudiadas para la curva C, nos permitira establecer comparación técnica y económica.

Al aplicar la 1.^a Ley de similitud $Q = 286 \text{ gpm}$ y se obtiene de la curva $H' = 36'$ y $P' = 3,6 \text{ H. P.}$ de acuerdo a la 2.^a ley de similitud:

$$H = \left(\frac{2.250}{2.900}\right)^2 \times 36 = 21,7 \text{ pies.}$$

$$\text{Número de impulsores} = \frac{230}{21,7} = 10,6 = 11.$$

Eficiencia: 73,2 por 100.

Potencia:

$$P = \left(\frac{2.250}{2.900}\right)^3 \times 3,6 = 1,7 \text{ H. P.}$$

$$\text{H. P.} = 11 \times 1,7 = 18,5 \text{ H. P.}$$

	Solución A	Solución B
Gasto	14 lts/seg	14 lts/seg
Altura	70 m	70 m
Velocidad	2.250 rpm	2.250 rpm
Número de impulsores	8	11
Eficiencia	77 por 100	73,2 por 100
Potencia requerida	19 H. P.	18,5 H. P.
Costo	-	-

De este análisis, se concluye como más favorable, bajo el punto de vista técnico, la solución A, en virtud de su mayor eficiencia, del menor número de impulsores para igual velocidad, lo cual permite longitudes menores de columna y posiblemente costo más bajo, y en consideración a que la potencia requerida significa iguales costos de operación. ◆

◆ Ejemplo:

Analizar y comparar las características de funcionamiento de una bomba, cuando se quiere bombear agua a razón de 80 lts/seg contra una carga dinámica total de 115 m, girando a 3 velocidades diferentes: a) 1.760 rpm; b) 2.200 rpm, y c) 2.900 rpm.

Solución:

$$Q = 80 \text{ lts/seg} = 1.270 \text{ gpm}$$

$$H_1 = 115 \text{ m} = 377 \text{ pies.}$$

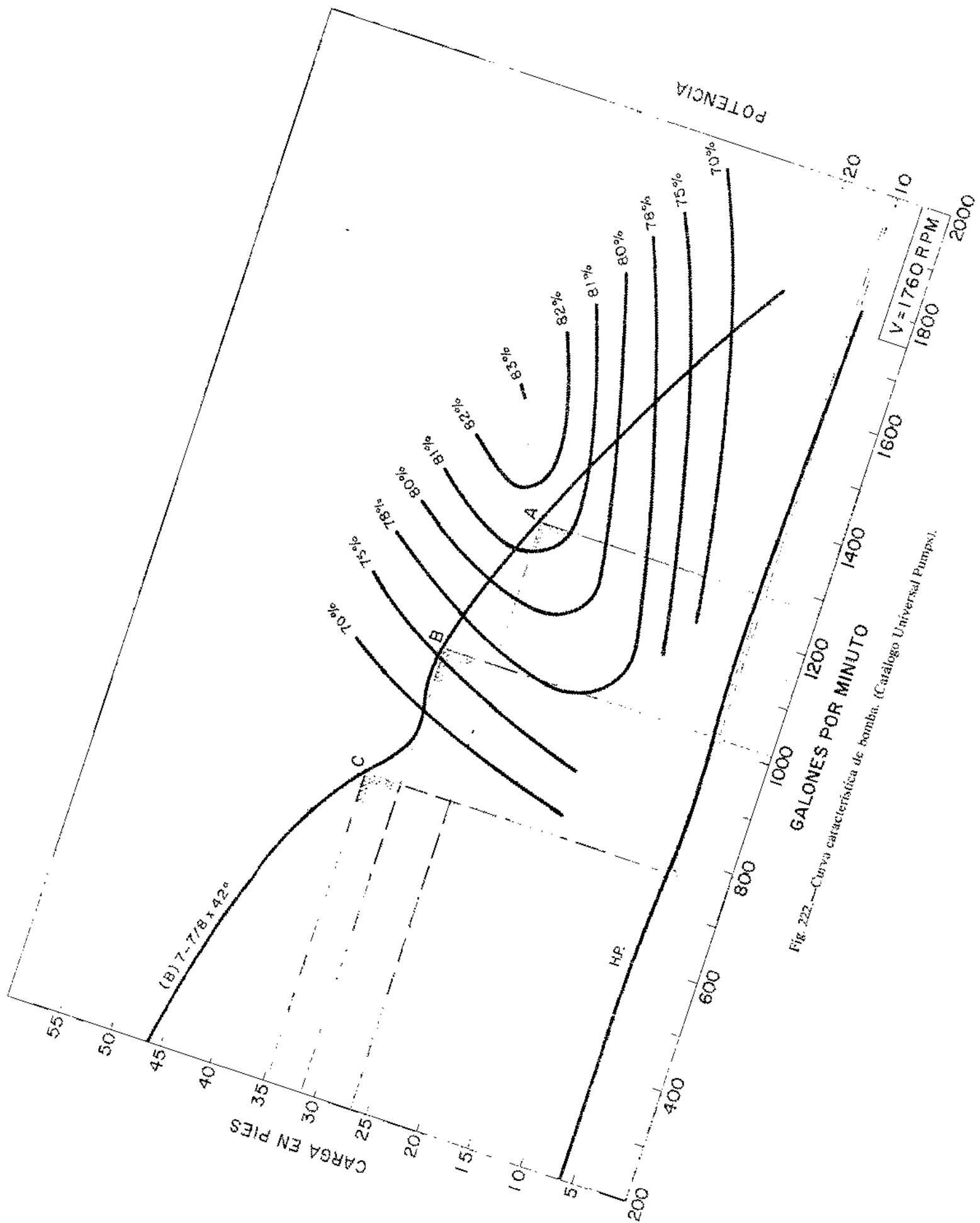


Fig. 227.—Curva característica de bomba. (Catálogo Universal Pumps).

Caso A: Para una velocidad de 1.760 rpm, la curva característica esta construida para la velocidad solicitada, por lo cual obtenemos directamente los siguientes valores:

$$\begin{aligned} H &= 27 \text{ pies} \\ P &= 10,1 \text{ H. P.} \\ \epsilon &= 81,5 \text{ por } 100. \end{aligned}$$

Calculamos el número de impulsores:

$$N = \frac{377}{27} = 14 \text{ impulsores.}$$

Caso B: Para una velocidad de 2.200 rpm:

$$V = 2.200 \text{ rpm} \quad V' = 1.760 \text{ rpm.}$$

1.ª Ley de similitud:

$$Q' = \frac{1.760}{2.200} \times 1.270 = 1.016 \text{ gpm.}$$

$$\begin{aligned} \text{del gráfico} \quad H' &= 32 \text{ pies} \quad P' = 10 \text{ H. P.} \\ \epsilon &= 75 \text{ por } 100. \end{aligned}$$

De acuerdo a la 2.ª Ley de similitud:

$$H = \left(\frac{V}{V'}\right)^2 H' = \left(\frac{2.200}{1.760}\right)^2 \times 32 = 50 \text{ pies.}$$

$$\text{Número de impulsores} = \frac{377}{50} = 7,54 = 8 \text{ impulsores.}$$

Potencia requerida:

$$P = \left(\frac{2.200}{1.760}\right)^2 \times 10 = 19,5 = 20 \text{ H. P.}$$

$$\text{Potencia} = 8 \times 20 = 160 \text{ H. P.}$$

Caso C: Para una velocidad de 2.900 rpm:

$$\begin{aligned} V &= 2.900 \text{ rpm} \quad V' = 1.760 \text{ rpm} \\ Q' &= \frac{1.760}{2.900} \times 1.270 = 771 \text{ gpm.} \end{aligned}$$

Del gráfico se obtiene $H' = 35$ pies $P' = 10,2$ H. P. y eficiencia $\epsilon = 68$ por 100.

$$H = \left(\frac{2.900}{1.760}\right)^2 \times 35 = 95 \text{ pies.}$$

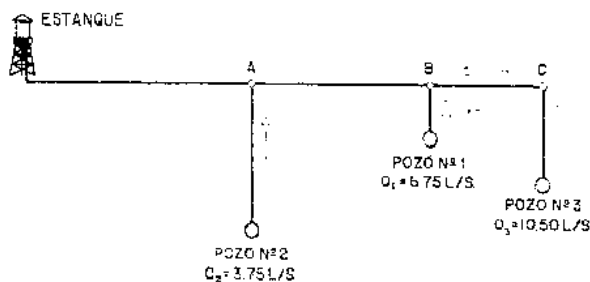


Fig. 223.—Gastos de bombeo en la línea de aducción.

$$\text{Número de impulsores} = \frac{377}{95} = 3,97 = 4 \text{ impulsores.}$$

Potencia requerida:

$$P = \left(\frac{2.900}{1.760}\right)^2 \times 10,2 = 45,6 \text{ H. P.}$$

$$\text{Potencia} = 4 \times 45,6 = 182,4 \text{ H. P.}$$

CUADRO RESUMEN COMPARATIVO

Gasto de bombeo: 80 lts/seg = 1.270 gpm
Altura dinámica: 115 m = 377 pies

	Solución A	Solución B	Solución C
Velocidad	1.760 rpm	2.200 rpm	2.900 rpm
Número de impulsores	14	8	4
Eficiencia	81,5 por 100	75 por 100	68 por 100
Potencia requerida	141,4 H. P.	160 H. P.	182,4 H. P.
Costo	—	—	—

Del estudio comparativo se prescinde de la solución C, en virtud de su baja eficiencia, ya que normalmente se logran altas eficiencias en bombas centrífugas verticales.

Se descarta la solución A, en virtud de que el mayor número de impulsores implica una longitud de columna y eje más largo, así como posiblemente mayor costo del equipo.

La solución B se considera la más conveniente, pues presenta eficiencia bastante satisfactoria, velocidad relativamente baja y número de impulsores que posiblemente permiten costo inicial del equipo más bajo que la solución A. ♦

♦ Ejemplo:

En la línea de aducción que se analizó en el Capítulo V, relativo a líneas de aducción por bombeo, seleccionemos una bomba para ser instalada en el pozo #3.

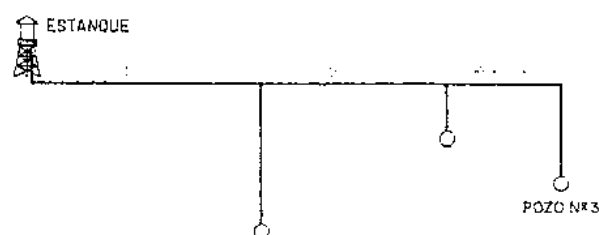


Fig. 224.—Gastos en la línea de bombeo cuando solo trabaja el pozo número 3.

De acuerdo a la solución adoptada, para los tres pozos trabajando simultáneamente, las pérdidas de carga son:

$$A_H = 47,10 + 1206 + 1721 = 81,10 \text{ m}$$

$$J_{\text{pozo } \neq 3} = 2,90 \text{ m}$$

$$J_{\text{S-C}} = 0,07 \text{ m}$$

$$J_{\text{C-B}} = 1,12 \text{ m}$$

$$J_{\text{B-A}} = 5,14 \text{ m}$$

$$J_{\text{A-EST}} = 13,74 \text{ m}$$

$$J_1 = 22,97 \text{ m.}$$

$$\text{Carga dinámica total} = 22,97 + 81,00 = 104,07 \text{ m.}$$

Con el gasto de bombeo (10,50 lts/seg) y la carga dinámica contra la cual tendrá que trabajar esta bomba (104,07 m), se determina el punto A sobre la curva característica. (Fig. 226).

$$Q = 10,50 \text{ lts/seg} = 166,5 \text{ gpm} \quad H_T = 104,07 = 341,5 \text{ pies.}$$

El gasto 166,5 gpm puede ser bombeado con una carga por etapa de 39 pies, requiriéndose, por tanto, un número de impulsores:

$$N = \frac{341,5}{39} = 8,76 = 9 \text{ impulsores.}$$

Al aumentar el gasto de bombeo, podría provocarse una sobre-explotación del acuífero si no se establece un dispositivo de control.

Adicionalmente, al verificar la potencia para estas condiciones se tiene $P = 9 \times 2,4 = 21,6 \text{ H. P.}$, lo cual puede ser satisfecho con el equipo requerido porque se tomó inicialmente un margen de seguridad del 25 por 100, lo cual puede considerarse exagerado, y a que en este caso particular se incrementó la eficiencia al cambiar el punto de operación, condición ésta que no siempre ocurre.

Consideremos una tercera condición de funcionamiento del sistema, cuando los pozos (1) y (2) están en reposo y sólo trabaja el pozo 3.

$$J = 2,90 + 0,07 + 1,12 + 3,13 + 6,87 = 14,09 \text{ m.}$$

$$\text{Carga dinámica total} = 14,09 + 81,10 = 95,19 \text{ m.}$$

Siendo $N = 9$ impulsores, se tiene

$$\frac{95,19}{9} = 10,58 \text{ m} = 34,7 \text{ pies.}$$

Con $H = 34,7$ pies volvemos a la curva y se obtiene el punto C, cuyo desplazamiento implica una condición de bombeo de 226 gpm = 14,25 lts/seg. Esta bomba trabaja en esas condiciones con una eficiencia del 73 por 100 y una potencia de $9 \times 2,2 = 19,8$

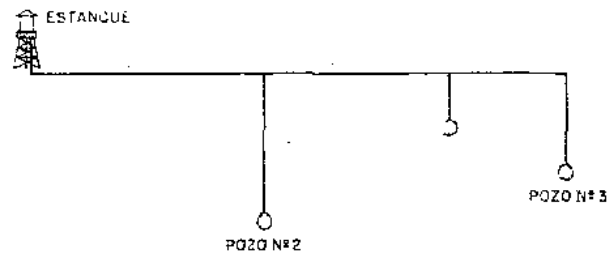


Fig. 225.—Gastos de bombeo cuando trabajan dos pozos.

H. P. = 20 H. P. Seleccionamos un motor de 25 H. P. En estas condiciones, cuando trabajan simultáneamente los tres pozos, el equipo de bombeo seleccionado trabaja satisfactoriamente. Sin embargo, se hace necesario analizar el comportamiento del equipo de bombeo cuando uno de los dos pozos restantes deja de prestar servicio; supongamos que el pozo $\neq 1$ entra en receso.

Se calculan las pérdidas de carga para el gasto bombeado.

$$J = 2,90 + 0,07 + 1,12 + 4,24 + 9,32 = 17,65 \text{ m}$$

$$\text{Carga dinámica total} = 17,65 + 81,10 = 98,75 \text{ m.}$$

Como la bomba instalada en el pozo $\neq 3$ consta de 9 impulsores, dividimos la carga dinámica total entre el número de impulsores:

$$\frac{98,75}{9} = 10,97 \text{ m} = 36 \text{ pies.}$$

Con este valor de $H = 36$ pies, al entrar nuevamente en la curva característica se observa que al disminuir la carga, el punto de operación de la bomba se corre al punto B, que determina un gasto de 200 gpm = 12,62 lts/seg.

De los 10,50 lts/seg para los cuales se concibió la explotación de este pozo, y que evidentemente puede implicar el agotamiento del acuífero si no se establecen los medios de control de presión, mediante válvulas reguladoras de presión.

Si bien en estos casos ha habido un incremento de la eficiencia, lo cual resulta beneficioso, se observa una tendencia al desplazamiento hacia la derecha, lo que hace suponer que en otras situaciones donde la selección inicial esté dentro del mejor rango de eficiencia, la alteración de estas condiciones iniciales provocará una disminución de eficiencia y, por tanto, una mayor potencia requerida, lo cual en algunos casos da como resultado que el motor seleccionado no es capaz para esta nueva condición de bombeo. ♦

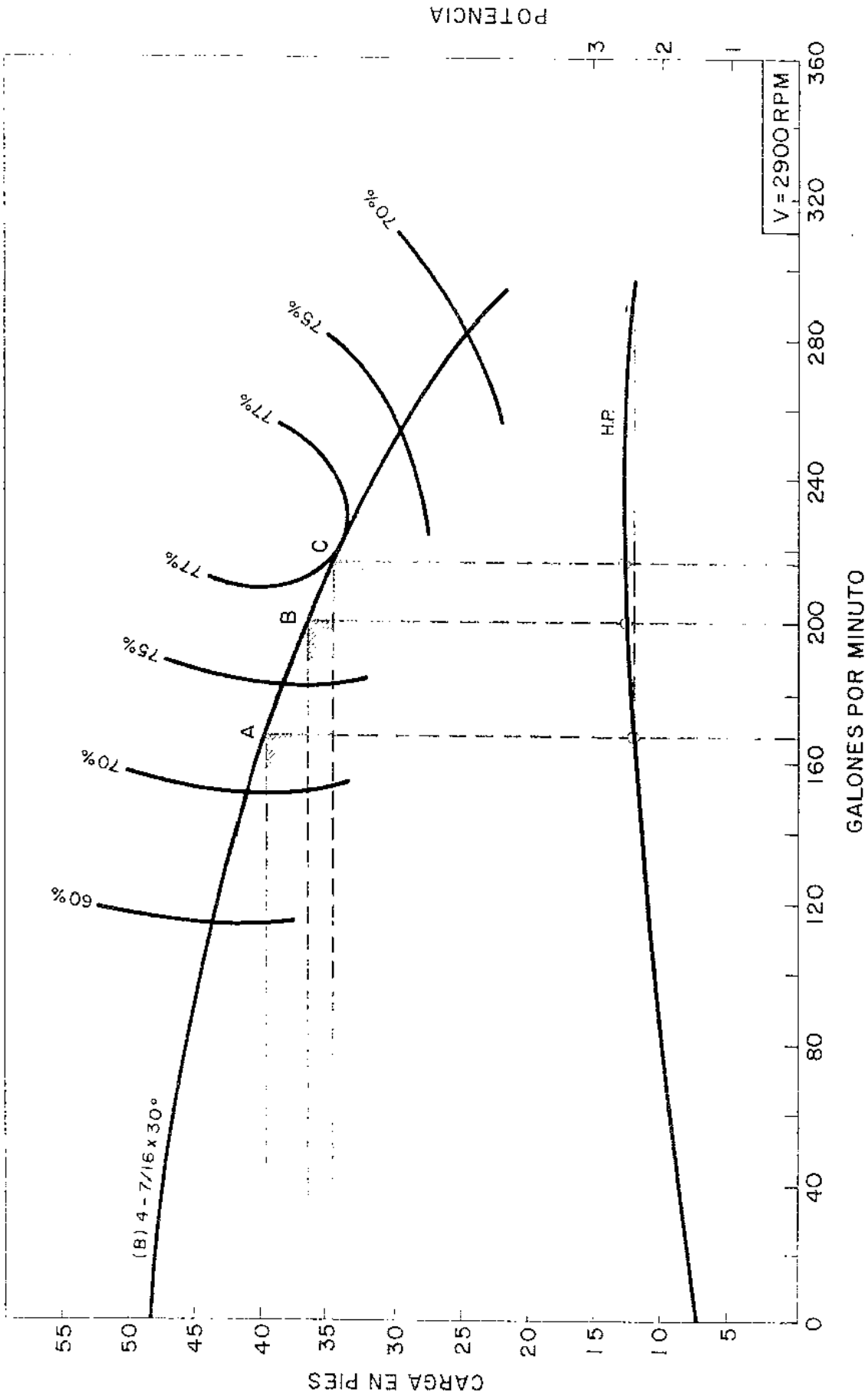


Fig. 226. Curva característica de bomba. (Catálogo Universal Pumps).

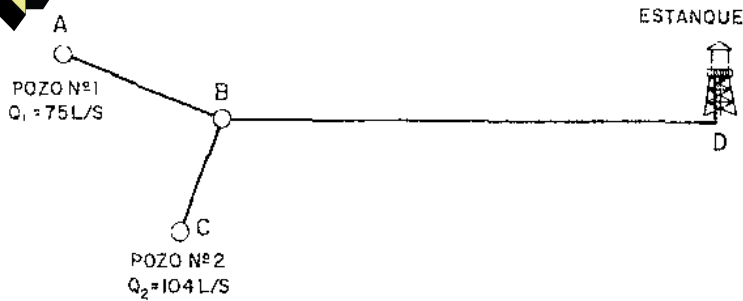


Fig. 227.—Esquema de la línea de bombeo.

◆ Ejemplo:

Seleccionar el equipo de bombeo a instalar en el pozo #2, en el sistema siguiente:

$Q_1 = 75$ lts/seg $Q_2 = 104$ lts/seg. Línea de bombeo común.

Carga estática pozo núm. 2 a estanque 45,00 m.
Carga estática pozo núm. 3 a estanque 40,00 m.

$$\begin{aligned} L_{AB} &= 800 \text{ m} & \phi &= 300 \text{ mm} & \alpha_1 &= 0^5 1106 \\ L_{CB} &= 1.100 \text{ m} & \phi &= 350 \text{ mm} & \alpha_2 &= 0^6 4942 \\ L_{BD} &= 3.450 \text{ m} & \phi &= 450 \text{ mm} & \alpha_3 &= 0^6 1346 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_{AB} &= 0^5 1106 \times 800 \times (75)^2 = 4,98 \text{ m} \\ J_{CB} &= 0^6 4942 \times 1.100 \times (104)^2 = 5,88 \text{ m} \\ J_{BD} &= 0^6 1346 \times 3.450 \times (179)^2 = 14,88 \text{ m} \end{aligned}$$

Pérdida de carga del pozo #2 al estanque:

$$J = 5,88 + 14,88 = 20,76 \text{ m}.$$

Carga dinámica total = 45,0 + 20,76 = 65,76 m.

La bomba a seleccionar para el pozo núm. 2, debe ser capaz de 104 lts/seg contra una carga dinámica de 62,76 m, girando a 2.000 rpm.

Utilizando la curva característica que se presenta en la figura 228, se tiene:

$$\begin{aligned} Q &= 104 \text{ lts/seg} = 1.648 \text{ gpm} \\ H &= 65,76 \text{ m} = 216 \text{ pies} \end{aligned}$$

Como la curva suministrada está construida para $V = 1.460$ rpm, se aplican las leyes de similitud para encontrar las características

$$\begin{aligned} Q &= 1.648 \text{ gpm} \\ V &= 2.000 \text{ rpm} \\ V' &= 1.460 \text{ rpm} \end{aligned}$$

$$Q' = \frac{V'}{V} \times Q = \frac{1.460}{2.000} \times 1.648 = 1.203 \text{ gpm}.$$

Con $Q = 1.203$ gpm, se obtiene el punto A

$$H' = 21,5 \text{ pies} \quad P = 8 \text{ H. P.} \quad e = 82 \text{ por } 100$$

$$H = \left(\frac{V}{V'} \right)^2 H' = \left(\frac{2.000}{1.460} \right)^2 \times 21,5 = 40,3 \text{ pies}.$$

$$N = \frac{21,6}{40,3} = 5,4 = 6 \text{ impulsores}.$$

$$P = \left(\frac{2.000}{1.460} \right)^3 \times 8 = 20 \text{ H. P.}$$

$$\text{Potencia} = 20 \times 6 = 120 \text{ H. P.}$$

Si consideramos de 10 a 15 por 100 adicional en la potencia del motor, se selecciona un motor de 140 H. P.

Al estar en operación solamente el pozo núm. 1, la pérdida de carga disminuye y consecuentemente la carga dinámica.

$$\begin{aligned} J_{CB} &= 5,88 & J_{BD} &= 0^6 1346 \times 3.450 \times (104)^2 = 5,02 \\ J &= 5,88 + 5,02 = 10,90 \text{ m} \end{aligned}$$

Carga dinámica = 42 + 10,90 = 52,90 m = 173,56 pies.

Como la bomba seleccionada tiene 6 impulsores:

$$H = \frac{52,90}{6} = 8,82 \text{ m} = 29 \text{ pies}.$$

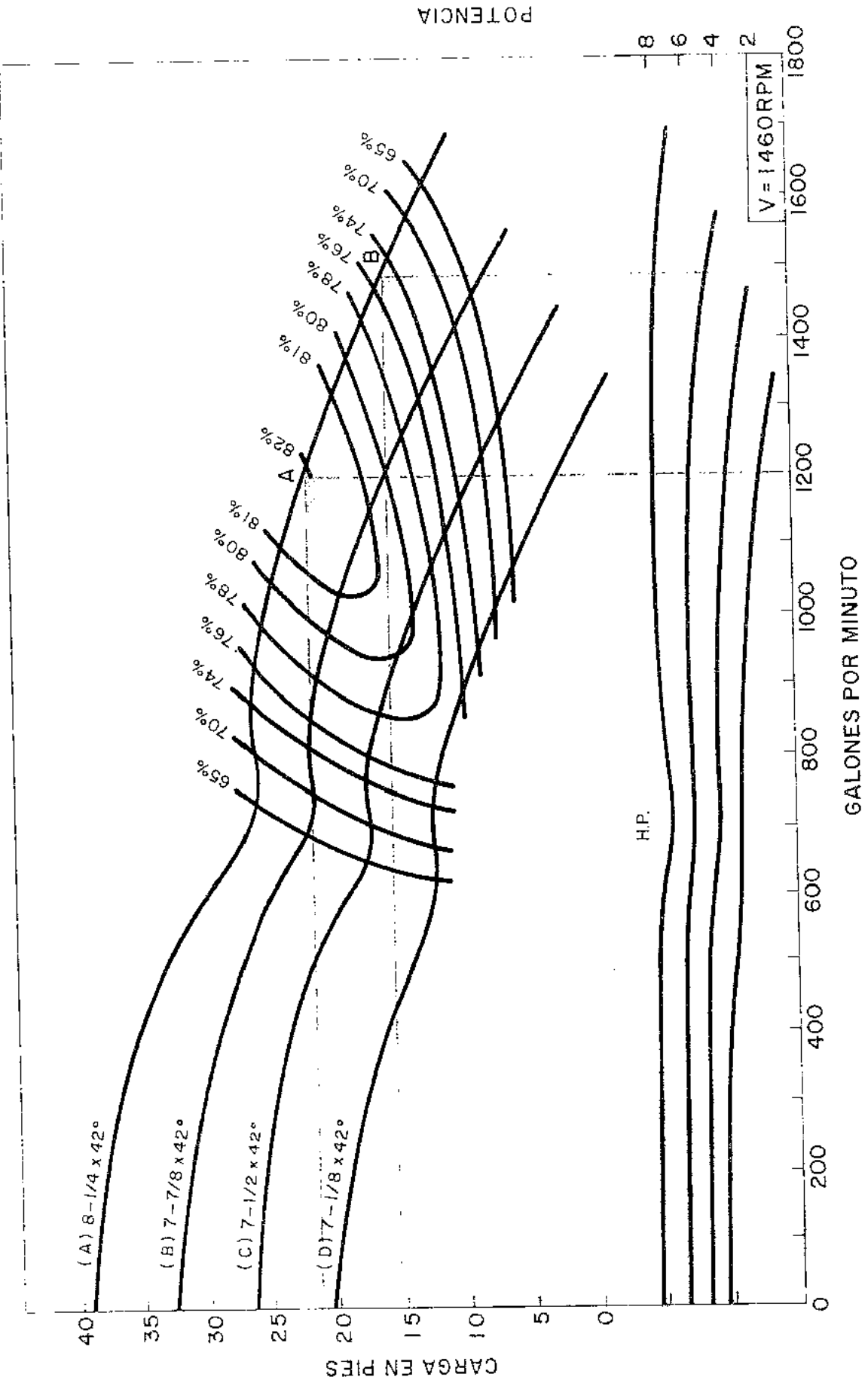
Con este valor, buscamos el valor de H' , para entrar en la curva

$$H' = \left(\frac{V'}{V} \right)^2 H = \left(\frac{1.460}{2.000} \right)^2 \times 29 = 16,1 \text{ pies}.$$

Con 16,1 pies cortamos a la curva característica y se determina el punto B, nuevo punto de operación, el cual se ha corrido hasta un gasto de 1.490 gpm y la eficiencia bajó a 76 por 100. Luego:

$$Q = \left(\frac{V}{V'} \right) Q' = \left(\frac{2.000}{1.460} \right) \times 1.490 = 204 \text{ gpm}.$$

Al bajar la eficiencia del equipo se requerirá mayor potencia y ocasionalmente los motores incapaces de accionar las bombas. ◆



POTENCIA

GALONES POR MINUTO

H.P.

Fig. 228.—Curva característica de bomba. (Catálogo Universal Pumps).

En los sistemas de abastecimientos de agua deben proveerse dos fuentes independientes de energía, bien sea la energía eléctrica pública y una planta propia o energía eléctrica y motores de combustión.

En el caso de pozos profundos, la instalación de una bomba con motor eléctrico y motor Diesel requiere del dispositivo apropiado para un acoplamiento al eje vertical del motor eléctrico y al eje horizontal del motor de combustión.

La fotografía 36. nos muestra el dispositivo que permite este acoplamiento.

En el caso del motor Diesel, se utiliza un engranaje de coronas.

En estos casos, la relación de los diámetros de engranajes de la bomba y el motor permite establecer la relación de velocidades.

$$\frac{\text{rpm motor}}{\text{rpm bomba}} = \frac{\text{Diámetro engranaje bomba}}{\text{Diámetro engranaje motor}}$$

Los motores eléctricos son de dos tipos: *a)* Los motores al aire, instalados sobre la superficie y que transmiten la energía a la bomba mediante un eje de transmisión generalmente largo, y *b)* Los motores sumergidos, de eje corto e instalado debajo de la bomba (tipo sumergible).

Costos: Estudios comparativos (39) (40), hechos entre equipos con motores eléctricos y motores Diesel, muestran ventajas económicas de costo total capitalizado para los equipos de combustión.

Sin embargo, la utilización de equipos eléctricos simplifica las labores de operación y mantenimiento y

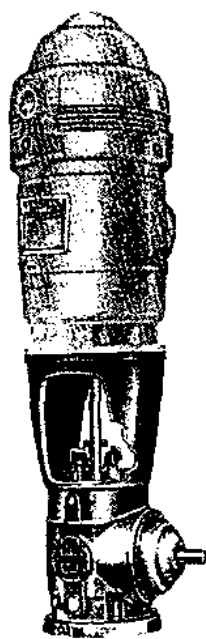


Foto 36.—Dispositivo de acoplamiento simultáneo para motor eléctrico y motor Diesel (Combinación OXRIVE) (Catálogo U. S. Holloshaft).

ofrece ventajas en cuanto a limpieza de las estaciones de bombeo.

ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS

En general, una estación de bombeo debe contemplar algunos accesorios para lograr un funcionamiento satisfactorio, así válvulas, controles eléctricos, supresores de golpe de ariete, juntas tipo Dresser, válvulas de retención, derivaciones, manómetros, líneas de descarga libre, etc., son complementos que *integrados a la estación mantienen el control de las diversas condiciones de operación.*

Edificaciones y Fundaciones

Las edificaciones de la estación de bombeo deben ser arquitectónicamente atractivas.

Los materiales utilizados deben requerir poco mantenimiento.

Las edificaciones deben prever posibilidades de ampliaciones futuras.

Fundaciones

Para el caso de bombas centrífugas operadas con motores Diesel, es conveniente un análisis dinámico. Se considera usual diseñar el área de fundación para una sobrecarga dinámica de tres veces la carga estática, que incluya peso del equipo, base y fundación.

Como peso del concreto, se puede utilizar de cuatro a cinco veces el peso de los equipos a soportar.

En el caso de bombas acopladas a motores eléctricos *no se requiere de análisis dinámico.*

A continuación se presenta una instalación típica en una estación de bombeo constituida por dos bombas centrífugas acopladas a motores Diesel de eje horizontal (20), y el diagrama isométrico de las instalaciones y accesorios.

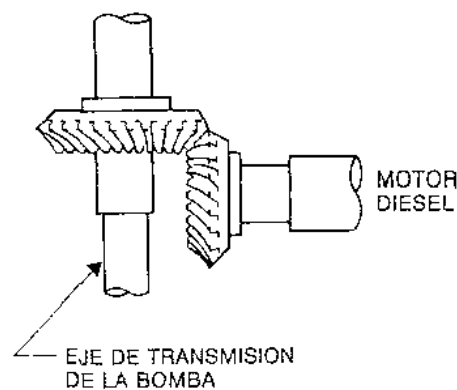


Fig. 229.—Engranaje entre el eje de transmisión de la bomba y el eje del motor Diesel.

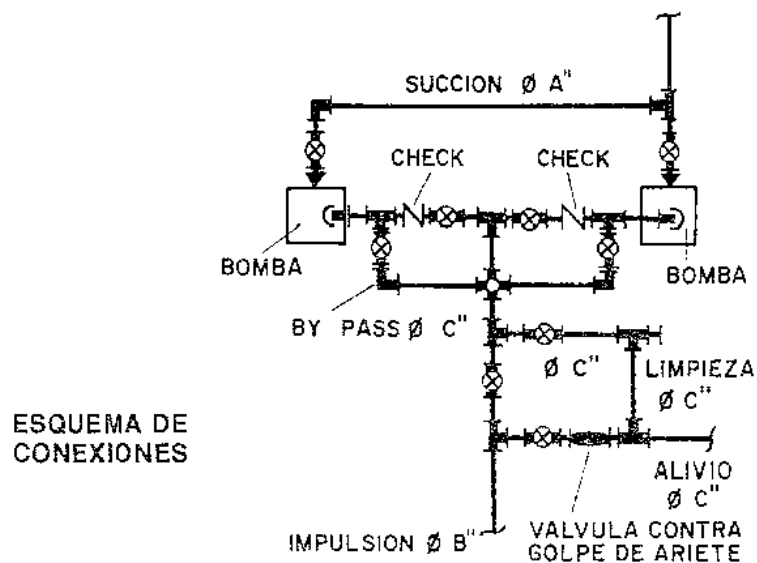
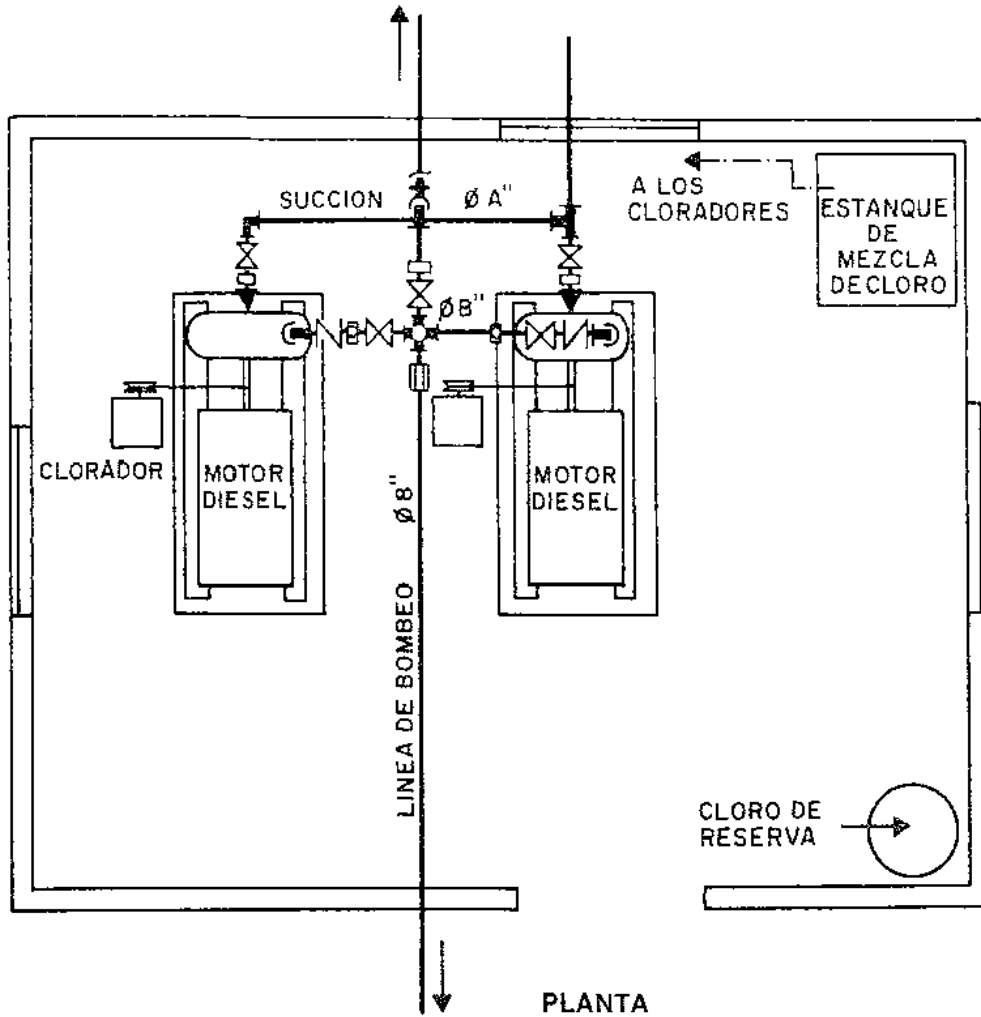
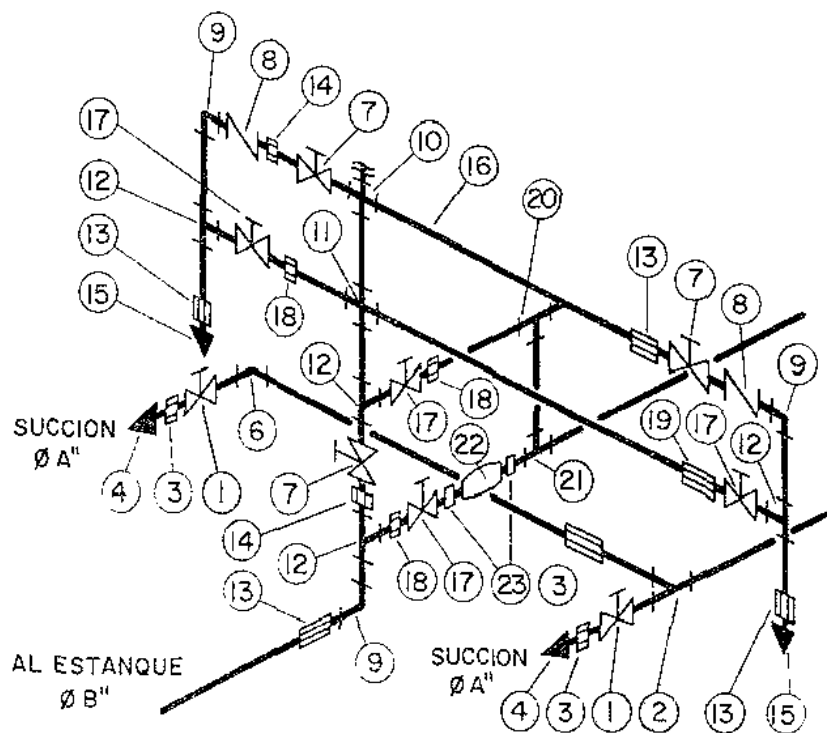


Fig. 230.—Esquema de conexiones e isometría de bombas centrífugas horizontales con succión común.

LISTA DE ACCESORIOS

Nº	DESCRIPCION	CAN
<u>LINEA DE SUCCION A"</u>		
1	LLAVES DE PASO \varnothing A"	2
2	TE \varnothing A" A" A"	1
3	JUNTA DRESSER CORTA \varnothing A"	3
4	ACOPLAMIENTO ENTRE BOMBAY TUBO \varnothing A"	2
5	TUBERIA H.G. \varnothing A", L = 1,50	1
6	CODO 90° \varnothing A"	1
<u>LINEA DE IMPULSION B"</u>		
7	LLAVES DE PASO \varnothing B"	3
8	VALVULA DE RETENCION (CHECK) \varnothing B"	2
9	CODO 90° \varnothing B"	3
10	CRUZ CON \varnothing B" B" B" B"	1
11	CRUZ \varnothing B" B" C" C"	1
12	TE \varnothing B" B" C"	4
13	JUNTA DRESSER \varnothing B"	4
14	JUNTA UNIVERSAL \varnothing B"	2
15	ACOPLAMIENTO ENTRE BOMBA Y TUBO \varnothing B"	2
16	TUBERIA H.G. \varnothing B", L = 2,00 (TOTAL)	1
<u>LIMPIEZA, BY-PASS, ALIVIO</u>		
17	LLAVE DE PASO \varnothing C"	4
18	JUNTA UNIVERSAL \varnothing C"	3
19	JUNTA DRESSER \varnothing C"	1
20	TE CON TAPON \varnothing C" C" C"	1
21	TE \varnothing C" C" C"	1
22	SUPRESOR DE GOLPE DE ARIETE	1
23	ACOPLAMIENTO ENTRE BOMBA Y TUBO \varnothing B"	2
24	TUBERIA H.G. \varnothing C", L = 2,50 (TOTAL)	1



ISOMETRIA



Componentes de un Proyecto

Componentes de un proyecto

La integración de las diversas partes de un sistema de abastecimiento de agua que constituyen el proyecto, y que fueron discutidos en los capítulos precedentes, debe ser motivo de una presentación ordenada que permita su fácil comprensión para la ejecución de la obra y su funcionamiento. En tal sentido se han querido resumir en este capítulo todos aquellos datos y recaudos que constituirán el proyecto, así como algunas sugerencias en cuanto a formatos y presentación del mismo.

El desarrollo de un proyecto de servicio de agua a una zona, parcelamiento, urbanización o ciudad, debe contemplar previamente el conocimiento del desarrollo urbanístico, por lo cual es imprescindible disponer de planos de vialidad y urbanismo con aprobación de las autoridades respectivas.

Satisfecha esta condición, el proyecto del sistema de abastecimiento puede ordenarse en atención a los siguientes aspectos:

1. **Plano de Ubicación:** A escala conveniente, se ubicará y demarcará la zona a desarrollar, relacionándola con las regiones adyacentes y en forma tal que permita una visión de conjunto, en el área donde está situada.

2. **Memoria Descriptiva:** La Memoria Descriptiva tiene por objeto dar una explicación breve del sistema, su funcionamiento, sus características y disponibilidades. Una ligera explicación del tipo de sistema utilizado, por gravedad, bombeo o combinación de ambos; los materiales utilizados y sus características y las hipótesis de cálculo.

La Memoria Descriptiva debe orientar en los siguientes aspectos:

a) **Fuentes de Abastecimiento:** Caudales aforados, caudales mínimo, medio y máximo. Período de registro de los caudales. Calidad

Físico-Química y Bacteriológica de la fuente de agua, necesaria para garantizar su potabilidad.

b) **Gastos de Consumo:** La presentación de un cuadro informativo de los gastos de consumo actual y para los períodos de diseño previstos.

	ACTUAL	FUTURO
Gasto medio Qmd	Qm (lts/seg)	Qm (lts/seg)
Gasto máximo diario Qmd	Qmd (lts/seg)	Qmd (lts/seg)
Gasto máximo horario Qmd	Qmh (lts/seg)	Qmh (lts/seg)

c) **La Obra de Captación:** Breve explicación del tipo de captación y de los gastos de captación respectivos, caso de disponerse de más de una.

d) **La Línea de Aducción:** Indicando clase de tubería, presiones de trabajo, diámetros y longitudes respectivas, así como aquellas estructuras especiales que el diseño haya contemplado para su funcionamiento.

e) **El Estanque de Almacenamiento:** Debe indicarse la capacidad de almacenamiento en metros cúbicos y en porcentaje respecto al consumo medio actual y futuro. Su ubicación, cota de fondo y cota de rebose.

f) **La Red de Distribución:** Tipo de redes, cotas de servicio por cada red, presiones máximas y mínimas en cada red. Diámetros y longitudes, clases de tuberías utilizadas.

g) **Coefficientes y fórmulas** usadas en los cálculos, así como las hipótesis de cálculo.

3. **Planos de conjunto del sistema:** Con indicación de las cotas de las fuentes de abastecimiento, obras de captación, aducción, estanques, estaciones de bombeo, redes de distribución, plantas de tratamiento y otras estructuras especiales.

4. **Planos de las redes de distribución:** Los planos de planta de cada red (alta, media, baja) deben contener la notación en los nodos, cotas de terreno en los mismos, referidos a la topografía modificada, diámetros y longitudes de cada tramo, ubicación de los hidrantes, llaves de cierre, válvulas especiales, limpiezas, etc.

5. **Planos de planta y perfil de las tuberías de bombeo, aducción y matriz de distribución,** indicando diámetros, longitudes y clases de tubería utilizadas. Asimismo, se señalarán los anclajes especiales, pasos de depresiones, ríos, quebradas, etc., y la ubicación de válvulas especiales (reductoras de presión, reguladoras de gasto, etc.).

6. **Planos de detalles:** Diagrama de conexiones de los nodos, detalles de las tomas particulares, hidrantes, anclajes, pasos de ríos o depresiones, limpiezas.

7. **Planos completos y detallados de las obras de captación, estanques, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo y de otras obras especiales** requeridas, tales como chimeneas de equilibrio, tanquillas, rompecargás, etc.

8. **Planos estructurales** de cada una de las estructuras diseñadas.

A continuación se copian algunos de los trámites que deben cumplirse para la presentación del proyecto ante las Autoridades Sanitarias, de acuerdo a la Ley de Sanidad Nacional (41) y al Manual de Procedimiento relativo a los desarrollos urbanísticos de la División de Control de Calidad Ambiental (42).

Todo proyecto deberá incluir los siguientes recaudos:

- 1.º Lista pormenorizada de los recaudos que se presentan con la solicitud de aprobación del proyecto, firmada por el Propietario y el Ingeniero responsable.
- 2.º Solicitud de aprobación y de permiso para la ejecución de la obra, la cual debe ser dirigida al Ingeniero Jefe de la División de Control de Calidad Ambiental, pero podrá ser introducida o entregada ante la Jefatura del Servicio de Control de Calidad Ambiental de la Zona donde se desarrollará el parcelamiento o urbanización, la cual la remitirá a la División de Control de Calidad Ambiental, firmada por el Propietario y el Ingeniero responsable.

Esta solicitud deberá hacerse en papel sellado de cincuenta céntimos (Bs 0,50), no siendo necesario timbre fiscal o se puede hacer en papel común inutilizando un timbre fiscal de un bolívar (Bs 1,00). (Artículo 25 de la Ley de Timbre Fiscal, Gaceta Oficial núm. 24.743 del 13-5-55). Estarán exonerados del impuesto anterior: Todos los Organismos Oficiales, Nacionales, Estatales o Municipales; Institutos Autónomos e Institutos de Beneficencia y aquéllas otras agrupaciones que hayan sido legalmente exoneradas. Se anexa modelo de solicitud.

- 3.º Solvencia del Impuesto sobre la Renta (ordinal 5.º del Artículo 101 de la Ley de Impuesto sobre la Renta).

Los modelos de oficios que se dan a continuación deben tomarse como guías, pues cada interesado lo podrá redactar según su estilo.



SOLICITUD DE APROBACION SANITARIA EN EL DESARROLLO
DE URBANIZACIONES Y PARCELAMIENTOS EN GENERAL.

Ciudadano
Ingeniero Jefe de la División de
Control de Contaminación Ambiental
PRESENTE

Asunto: Solicitud de aprobación sanitaria para el desarrollo
de la Urbanización
(o el Parcelamiento)

Para dar cumplimiento a lo dispuesto en el Artículo núm. 14 de la Ley de Sanidad Nacional vigente, solicitamos por ante esa Oficina, la aprobación sanitaria correspondiente para desarrollar una Urbanización (o Parcelamiento) destinada(o) a la construcción de viviendas unifamiliares, viviendas multifamiliares, de industrias, etc., según el caso; los terrenos son propiedad de
y están situados en el Municipio, Distrito, Estado
y los cuales están enmarcados por los siguientes linderos
los que están indicados en los planos que se anexan. Los proyectos de los servicios sanitarios han sido elaborados por C. I. V., núm. profesional en ejercicio legal, cuya firma aparece al pie.

Nos comprometemos a llevar a cabo el desarrollo urbanístico de acuerdo a los planos que se nos aprueben y en todo de acuerdo a las Normas Sanitarias sobre la materia.

Participaremos el comienzo de las obras con la debida antelación, y la conclusión de las mismas, a los fines a que hubiere lugar.

Particípole también que para ejecutar la obra mencionada, de acuerdo al mismo proyecto que resulte aprobado, he comisionado al C. I. V. núm.

En caso de que el Ingeniero se separase de la dirección de la obra, lo participaremos de inmediato por escrito a esa Oficina.

Anexamos los documentos exigidos por las Normas Sanitarias sobre la materia.

..... de de 19.....

.....
Firma del Profesional
Proyectista C. I. V. núm.

.....
Firma del propietario

Dibujos

Tanto el Ministerio de Sanidad (42), como el Instituto Nacional de Obras Sanitarias (6), recomiendan las dimensiones siguientes:

Dibujos:

Los dibujos del proyecto han de estar comprendidos en los siguientes límites:

Tamaño de los Planos:

Con miras a obtener uniformidad se sugieren las siguientes dimensiones:

32 × 22; 32 × 44; 44 × 64; 64 × 88 y 88 × 128, todas en centímetros.

De las escalas de los Planos:

Se pueden recomendar las siguientes escalas de los planos:

Para plano de situación se fijarán dibujos en escala 1 : 5.000.

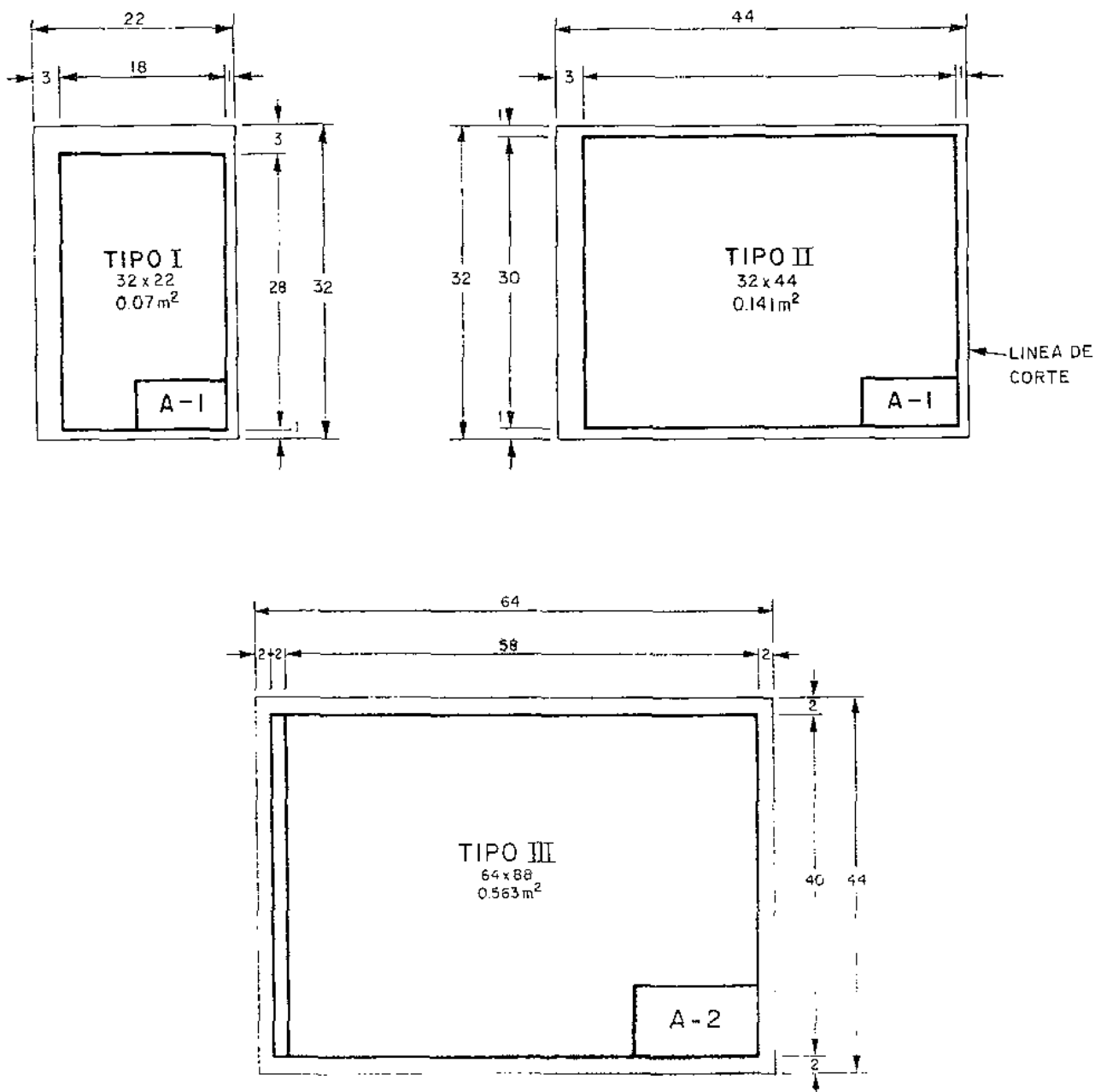
Plano de planta general 1 : 1.000.

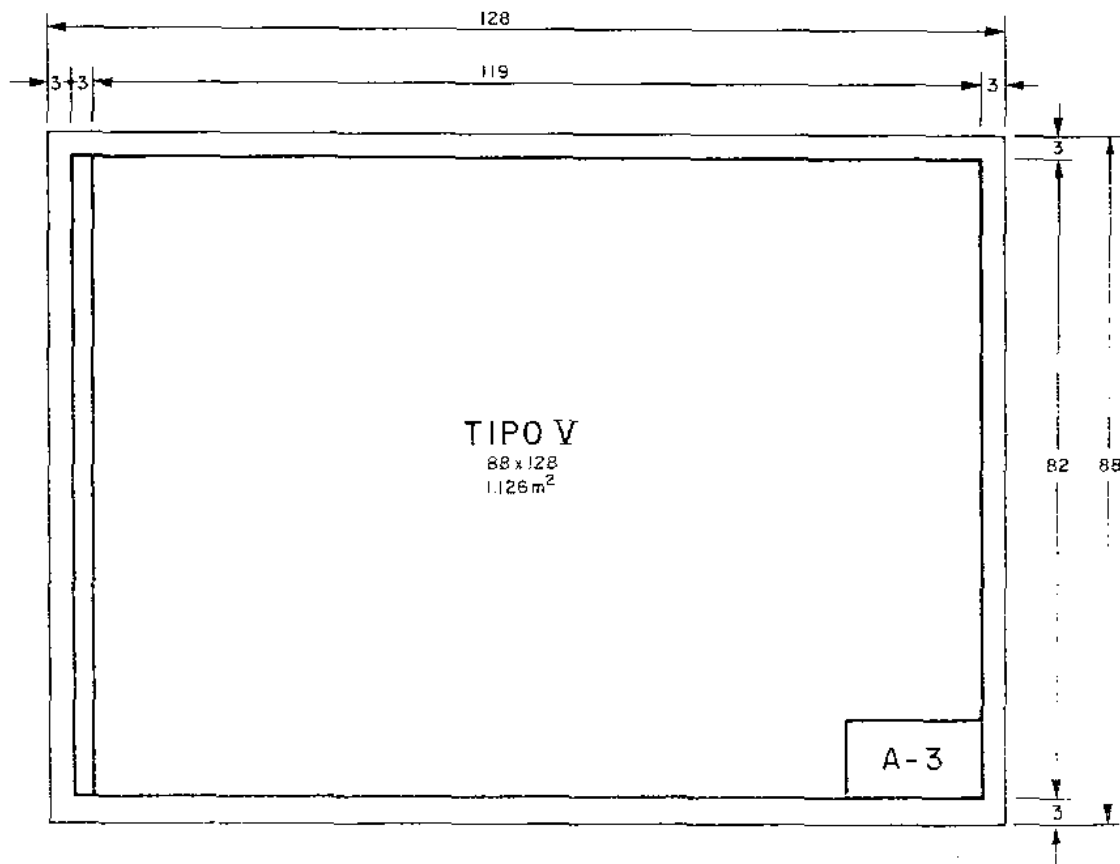
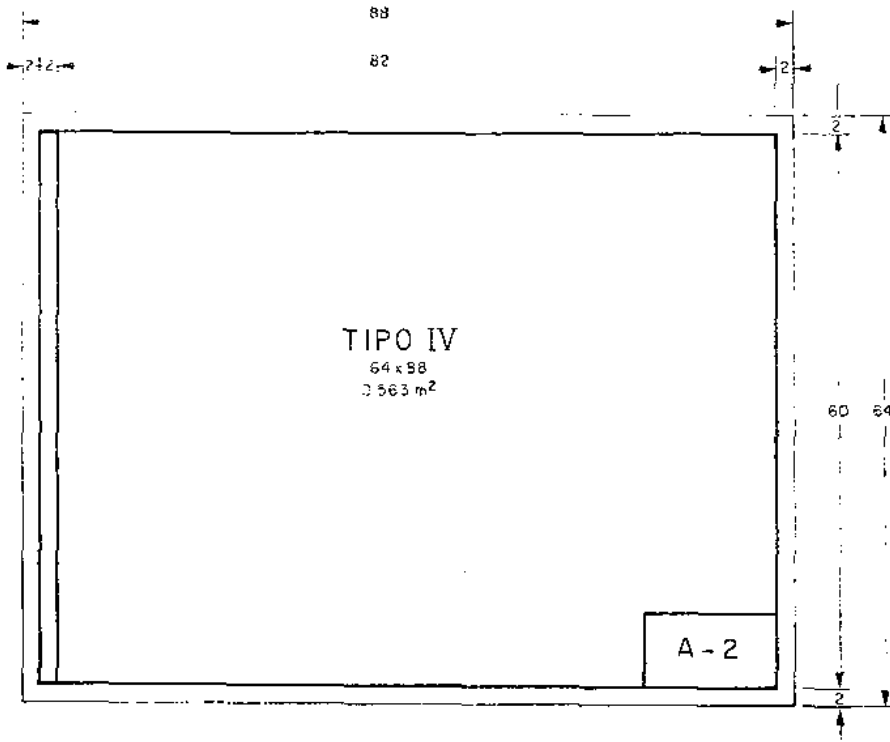
Dibujos de perfiles: La escala vertical ha de ser 10 veces mayor que la horizontal, preferiblemente:

Escala vertical: 1 : 100.

Escala horizontal: 1 : 1.000.

Los detalles se dibujarán en escalas 1 : 10, 1 : 20, 1 : 50 y 1 : 100, según convenga.










































Símbolos

SIMBOLOS

UTILIZADOS en los PROYECTOS de ABASTECIMIENTOS de AGUA

	NUMEROS o LETRAS INDICAN NODOS o Ptos. de REFERENCIA		CERCA de PIEDRA
	CARRETERA PAVIMENTADA		CERCA de ALAMBRE
	CARRETERA de TIERRA		PUNTO TOPOGRAFICO
	CAMINO		POZO
	VIA FERREA		TUBERIA EXISTENTE UTILIZABLE
	PUENTE		TUBERIA EXISTENTE A REMOVERSE
	ALCANTARILLA		LLAVE de PASO
	PUENTE COLGANTE		REDUCCION
	RIO		HIDRANTE
	QUEBRADA		LIMPIEZA
	CASA		VALVULA REDUCTORA de PRESION
	CASA en CONSTRUCCION		VENTOSA
	EDIFICIO PUBLICO		CRUZ 6"x6"x4"x4"
	IGLESIA		TEE 4"x4"x3"
	CEMENTERIO		HIERRO FUNDIDO
	ESTANQUE ELEVADO		HIERRO GALVANIZADO
	ESTANQUE de CONCRETO		ASBESTO - CEMENTO A PRESION
			HIERRO FUNDIDO DUCTIL