

Dimensionamiento hidráulico de obras de regadío

Antonio Jesús Zapata Sierra

**Dimensionamiento hidráulico
de obras de regadío**

© del texto:

Antonio Jesús Zapata Sierra

© Colección *Textos docentes* nº 41

Editorial Universidad de Almería, 2020

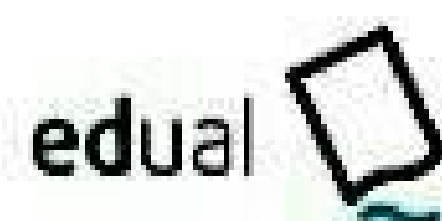
editorial@ual.es

www.ual.es/editorial

Telf/Fax: 950 015459



ISBN: 978-84-1351-032-3



Contenido

1	Introducción a las obras e instalaciones hidráulicas.....	1
1.1	Definición	1
1.2	Clasificación.	1
1.2.1	Canales	1
1.2.2	Balsas de agua.....	1
1.2.3	Presas	1
1.2.4	Estaciones de bombeo.	1
1.2.5	Esclusas.	2
1.2.6	Red de abastecimiento de agua potable.....	2
1.2.7	Sistema de recogida de aguas residuales.	2
1.2.8	Sistemas de riego.....	2
1.2.9	Sistema de drenaje.....	2
1.2.10	Defensas ribereñas.....	2
1.2.11	Recarga artificial de acuíferos, pozos de absorción.	2
1.2.12	Trasvase.....	2
1.3	Agua potable.	2
1.4	Sistemas de distribución de agua	3
1.4.1	Captación	4
1.4.2	Almacenamiento de agua bruta	4
1.4.3	Tratamiento	4
1.4.4	Almacenamiento de agua tratada	5
1.5	Breve historia de las obras de regadío	5
1.6	Bibliografía y referencias	7
2	Tuberías	9
2.1	Introducción.....	9
2.2	Tuberías	9
2.2.1	Tubería de Aluminio.....	11
2.2.2	Tubería de Acero.....	11
2.2.3	Tubería de Fundición.....	12
2.2.4	Tubería de Hormigón.....	14
2.2.5	Tubería de PVC.....	14
2.2.6	Tubería de Polietileno (P.E.).....	16
2.2.7	Tubería de Poliéster-Fibra de Vidrio	19
2.3	Bibliografía y referencias	21
3	Accesorios para conducciones y riego.....	23
3.1	Juntas.....	23

3.1.1	Junta por soldadura	23
3.1.2	Junta de brida o platina	23
3.1.3	Junta de campana o machihembrada.....	24
3.1.4	Junta Gibault	24
3.1.5	Junta de manguito	25
3.1.6	Junta RK.....	25
3.1.7	Roscada	25
3.2	Piezas de derivación	26
3.3	Cambios de dirección	27
3.4	Tapones terminales	27
3.5	Ventosas	27
3.6	Llaves de paso	28
3.7	Dispositivos de medida.....	29
3.7.1	Medida del caudal	30
3.7.2	Medida de la presión	31
3.8	Dispositivos de regulación; válvulas.	32
3.8.1	Antiretorno.....	33
3.8.2	Reguladoras de presión.....	33
3.8.3	Reguladoras o limitadoras de caudal.....	34
3.8.4	Sostenedoras de presión.....	35
3.8.5	Controladoras de nivel.....	35
3.8.6	Dispositivos de seguridad.....	36
3.9	Hidrantes.....	36
3.10	Simbología	36
3.11	Referencias	38
4	Elementos de impulsión en sistemas de riego	39
4.1	Introducción.....	39
4.2	Tipos de bombas.....	39
4.2.1	Maquinas hidráulicas que actúan sobre el sumando cinético de la energía	40
4.3	Curvas características	42
4.3.1	Curva Altura-Caudal.....	42
4.3.2	Curva Potencia-Caudal.....	44
4.3.3	Curva Rendimiento-Caudal.....	45
4.3.4	Semejanza en bombas	48
4.3.5	Cavitación. Curva de NPSH.....	52
4.4	Punto de funcionamiento. Selección de un equipo	54
4.5	Sistemas complejos de impulsión.....	55
4.5.1	Bombas en serie.....	56
4.5.2	Bombas en paralelo.....	56

4.6	Bibliografía	60
4.7	Ejercicios propuestos	61
5	Pérdidas de carga en tuberías.	63
5.1	Ecuación de Manning.	63
5.2	Ecuación de Scobey.....	63
5.3	Ecuación de Hazen-Williams.	64
5.4	Ecuación de Darcy-Weisbach.....	65
5.5	Pérdida de carga en elementos singulares.....	68
5.6	Tuberías en serie y en paralelo	69
5.7	Bibliografía	71
5.8	Ejercicios propuestos	71
6	Régimen variable en conducciones a presión.	72
6.1	Introducción.....	72
6.2	Vaciado de un recipiente.	72
6.3	Oscilación en masa.	73
6.4	Golpe de ariete.....	75
6.4.1	Ecuaciones.....	75
6.4.2	Descripción de los fenómenos que se derivan de las ecuaciones.....	76
6.4.3	Método de Mendiluce	77
6.4.4	Celeridad.....	78
6.4.5	Fórmulas de Michaud y Allievi	79
6.5	Elementos de protección contra el golpe de ariete	81
6.5.1	Calderín de aire	81
6.5.2	Chimenea de equilibrio.....	82
6.5.3	Válvulas de seguridad, o de alivio.....	82
6.5.4	Válvulas de retención	82
6.5.5	Ventosas.	82
6.6	Referencias.....	82
6.7	Ejercicios propuestos	83
7	Redes de distribución de agua a presión.	84
7.1	Red de suministro de agua para riego:	84
7.2	Eficiencia de la aplicación.....	85
7.3	Tipología de las redes de distribución.....	86
7.4	Proceso de diseño.....	86
7.4.1	Esquematización de la red.....	87
7.4.2	Trazado de la red	88
7.4.3	Determinación de los caudales por tramos.	92
7.4.4	Diseño de la red de distribución.....	95
7.4.5	Elementos de la red de distribución	99

7.5	Bibliografía y referencias	100
7.6	Ejercicios propuestos	100
8	Aforo en sistemas de agua a presión	102
8.1	Introducción.....	102
8.2	Métodos basados en la estimación de la velocidad media.....	102
8.3	Contadores.....	103
8.4	Métodos basados en estructuras que imponen un estrechamiento a la corriente	105
8.4.1	Venturi.....	105
8.4.2	Diafragma u orificio aforador:.....	107
8.5	Bibliografía	108
8.6	Problemas propuestos.....	109
9	Corrientes libres.....	110
9.1	Introducción.....	110
9.2	Características descriptivas.....	111
9.3	Corrientes uniformes	113
9.3.1	Función de capacidad.....	117
9.3.2	Eficiencia hidráulica	119
9.3.3	Resguardo, curvatura y velocidad máxima del agua en un canal.....	122
9.3.4	Pérdidas por infiltración en canales	125
9.4	Energía específica.....	126
9.5	Bibliografía y referencias	130
9.6	Ejercicios propuestos	131
10	Aforo en sistemas abiertos	132
10.1	Introducción.....	132
10.2	Métodos volumétricos y gravimétricos:	132
10.3	Métodos basados en la estimación de la velocidad media.....	133
10.4	Métodos basados en estructuras que imponen un estrechamiento a la corriente	134
10.4.1	Desagüe a través de un orificio.....	134
10.4.2	Compuertas:	135
10.4.3	Vertederos en pared delgada.....	137
10.5	Bibliografía y referencias	143
10.6	Problemas propuestos.....	143
11	Obras de captación de escorrentía superficial	144
11.1	Introducción.....	144
11.2	Azudes.	144
11.3	Embalses	145
11.4	Obras de captación directa de agua de lluvia.	147
11.5	Dimensionamiento hidráulico del volumen útil	149

11.6	Referencias	151
11.7	Problemas propuestos.....	151
Anexo I Tablas estadísticas		152
Anexo II Símbolos.....		153
Anexo III Diámetros de las tuberías mas utilizadas		154

Índice de Figuras

Fig. 2-1 Aspecto de tubería de aluminio	11
Fig. 2-2 Aspecto de una tubería de acero mostrando soldadura helicoidal	12
Fig. 2-3 Aspecto de una tubería de fundición.....	13
Fig. 2-4 Aspecto de tuberías de PVC.....	15
Fig. 2-5 Tubería de polietileno enrollada	16
Fig. 2-6 Tubería PE32.....	19
Fig. 3-1 Ejemplo de junta de brida	23
Fig. 3-2 Junta machihembrada en PVC, mostrando unión mediante pegamento	24
Fig. 3-3 Aspecto de una junta Gibault, instalada.....	24
Fig. 3-4 Aspecto de una junta de manguito uniendo dos piezas de polietileno.....	25
Fig. 3-5 Junta roscada (a) y junta de expansión con bridas (b)	26
Fig. 3-6 Aspecto de piezas singulares	26
Fig. 3-7 Tapón terminal en PVC.....	27
Fig. 3-8 Ventosa instalada en una tubería de conducción	28
Fig. 3-9 Aspecto de una llave de compuerta	28
Fig. 3-10 Ejemplo de llave de bola	29
Fig. 3-11 Contador.....	29
Fig. 3-12 Contador.....	30
Fig. 3-13 Ejemplo de rotámetro.....	31
Fig. 3-14 Manómetro	31
Fig. 3-15 Ejemplo de válvula de tres vías	32
Fig. 3-16 Ejemplos de electroválvula con solenoide	33
Fig. 3-17 Válvula antirretorno	33
Fig. 3-18 Ejemplo de Válvula reguladora de presión	34
Fig. 3-19 Válvula reguladora de caudal	34
Fig. 3-20 Válvula sostenedora de presión	35
Fig. 3-21 Calderín	36
Fig. 3-22 Símbolos empleados comúnmente en los esquemas de control hidráulicos (ISO 1219)	37
Fig. 3-23 Símbolos según el CTE.....	38
Fig 4-1 Bomba horizontal	41
Fig 4-2 Vista interior de una bomba multicelular. Se ha retirado la carcasa exterior para acceder a los rodetes.	41
Fig 4-3 Triángulos de velocidades en una bomba centrífuga.....	43
Fig 4-4 Curvas características de una bomba	45
Fig 4-5 Hoja de un catálogo indicando las curvas características de una bomba.....	47
Fig. 4-6 Triángulos de velocidades en bombas, en función del radio.....	48
Fig. 4-7 Ejemplo de familia de curvas de una bomba con diferentes recortes del rodete.....	49
Fig. 4-8 Ejemplo de familia de curvas de una turbomáquina para diferentes velocidades de giro.....	51
Fig 4-9 Diagramas de altura de aspiración positiva neta: requerida y disponible.	53
Fig 4-10 Punto de funcionamiento del sistema.	54
Fig 4-11 Selección del punto de funcionamiento de un sistema y obtención del NSPH _d	55
Fig 4-12 Bombas en serie.....	56
Fig 4-13 Bombas en paralelo	56

Fig. 4-14 Cambio del punto de funcionamiento al modificarse la demanda.....	59
Fig. 4-15 Adaptación a una demanda creciente modificando la velocidad de giro.....	59
Fig. 4-16 manejo de unidades en paralelo para caudales crecientes.....	60
Fig. 4-17 Solape entre zonas de funcionamiento de una bomba aislada o dos bombas iguales en paralelo	60
Fig 5-1 Diagrama de Moody para el cálculo del factor de fricción en tuberías	66
Fig 6-1 Depósito que se vacía libremente	73
Fig. 6-2 Calderín. Conectado a la entrada de una instalación de riego por goteo	81
Fig. 7-1 Tipos de redes de distribución. a) mallada, b) ramificada.	86
Fig. 7-2 Trazado de la red de distribución de una zona de cultivo intensivo	87
Fig. 7-3 Trazado de una red por proximidad	88
Fig. 7-4 Red mejorada con la inclusión de nudos auxiliares.....	90
Fig. 7-5 Ejemplo de red simulada mediante Epanet	99
Fig. 7-6 Ejemplo de centro de bombeo con depósitos y elementos de control (Epanet)	99
Fig. 8-1 Perfiles de velocidad típicos en una tubería para diferentes regímenes hidráulicos.....	102
Fig. 8-2 Sonda de Prandtl.....	103
Fig. 8-3 Rotámetros instalados en un sistema de fertirrigación	104
Fig. 8-4 Ejemplo de contador	104
Fig. 8-5 Contador de ultrasonidos.....	105
Fig. 8-6 Esquema de un aforador venturi.....	105
Fig. 8-7 Esquema de un aforador tipo diafragma	107
Fig. 9-1 Esquema de las fuerzas actuantes en un canal en régimen uniforme	114
Fig. 9-2 Descripción de una sección trapecial.....	119
Fig. 9-3 Recomendaciones para el radio de curvatura mínimo en canales	123
Fig. 9-4 Borde libre en un canal	123
Fig. 9-5 Recomendaciones del Bureau of Reclamation para calcular el borde libre en canales.....	123
Fig. 9-6 Calado en función de la Energía Específica para dos caudales dados.....	126
Fig. 9-7 Energía específica en función del tipo de sección y del calado crítico.....	128
Fig. 10-1 Tubo de Pitot	134
Fig. 10-2 Desagüe a través de un orificio.....	135
Fig. 10-3 Compuerta de fondo.....	136
Fig. 10-4 Vertido a través de una ranura horizontal (Losada, 1995)	137
Fig. 10-5 Esquema de un vertedero triangular	139
Fig. 10-6 Aforador de estrechamiento largo	139
Fig. 10-7 Variación del calado en una sección de aforo modular	140
Fig. 10-8 Sección trapecial.....	140
Fig. 10-9 c_g para aforadores modulares.....	141
Fig. 10-10 c_d para aforadores modulares.....	142
Fig 11-1 Toma directa de un cauce.....	144
Fig 11-2 Boquera, compuerta de aislamiento y retorno de sobrantes al cauce	145
Fig 11-3 Volúmenes de un embalse.....	146
Fig 11-4 Vista del embalse de Beninar(Almería)	147
Fig 11-5 Pequeña obra de detención de avenidas. Se observan los mechinales para la salida paulatina del agua de escorrentía.....	147
Fig. 11-6 Ejemplo de aljibe con captación directa desde un cauce.	148
Fig 11-7 Pequeña obra de recogida de escorrentía superficial	149

Índice de Tablas

Tabla 5-1 factores de aspereza para la ecuación de Manning	63
Tabla 5-2 Coeficientes K_{hw} , para la ecuación de Hazen-Williams.....	64
Tabla 5-3 Algunos valores de k_u , en función del tipo de material.....	66
Tabla 5-4 Factor de fricción en diferentes elementos singulares	69
Tabla 6-1 Valores de C en función de la pendiente (Mendiluce, 1972)	78
Tabla 6-2 Valores de K en función de la longitud (Mendiluce, 1972)	78
Tabla 6-3 Valores de los coeficientes E y G	79
Tabla 7-1 Coeficiente de simultaneidad para consumo urbano.....	93
Tabla 7-2 Consumo de referencia para usos industriales.....	93
Tabla 7-3 Tabla de horas de riego (IRYDA, 1985).	94
Tabla 7-4 Garantía de suministro	95
Tabla 9-1 Propiedades geométricas más importantes de las secciones comúnmente utilizadas en transporte de aguas.....	112
Tabla 9-2 Valores de k, para la ecuación de Chezy.....	115
Tabla 9-3 Valores de G para la expresión de Bazin	115
Tabla 9-4 Valores típicos para el coeficiente de aspereza n de Manning (S.I.)	116
Tabla 9-5 Modificación del factor de aspereza n en función de diferentes circunstancias de trazado y manejo.....	117
Tabla 9-6 Radios mínimos de curvatura en función del caudal	122
Tabla 9-7 Valores de β , para calcular la velocidad mínima de un agua	124
Tabla 9-8 Velocidades aceptables para un canal	124
Tabla 9-9 Taludes aceptables en función del material.....	124
Tabla 9-10 Valores de C: (Bureau of Reclamation)	125
Tabla 11 Diámetros interiores. Tuberías de aluminio. UNE 38058	154
Tabla 12 Ejemplo de catálogo de tubería de acero (Tubería de Acero al Carbono Api 5l/Astm A53/A106 VEMACERO C.A.)	154
Tabla 13 Ejemplo de tabla de catálogo para fundición dúctil (Aceros LST Bilbao https://lstbilbao.com/).....	155
Tabla 14 Diámetros normalizados Hormigón armado (UNE127.010 EX y UNE 127.011 EX).....	155
Tabla 15 Dimensiones normalizadas de los tubos PVC-U (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) para abastecimiento de agua potable (UNE-EN 1452-2).....	156
Tabla 16 Dimensiones de los tubos de PVC-U (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) para saneamientos por gravedad (UNE-EN 1.401)	156
Tabla 17 Dimensiones normalizadas (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) de los tubos de PE para micorrigación (UNE 53.367:2005).....	157
Tabla 18 Dimensiones normalizada de los tubos de PE para abastecimiento de agua potable (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) (UNE-EN 12.201)	157
Tabla 19 Dimensiones normalizada de los tubos de PE para saneamientos por gravedad (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) (UNE-EN 12666)	158
Tabla 20 Dimensiones de los tubos de PRFV (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) (UNE EN 1.796 y UNE EN 14.364) .	158

1 Introducción a las obras e instalaciones hidráulicas.

1.1 Definición

Se entiende por obra hidráulica o infraestructura hidráulica a una construcción, en el campo de la ingeniería civil, ingeniería agronómica e ingeniería hidráulica, que tiene que ver fundamentalmente con el agua. Las obras hidráulicas constituyen pues, un conjunto de estructuras construidas con el objetivo de controlar el agua, cualquiera que sea su origen.

Se trata del conjunto de redes de transporte y equipos fijos que permiten el suministro de agua a los usuarios y por lo tanto el funcionamiento de los servicios.

En esta obra, se va a prestar atención preferente a las obras orientadas a dar servicio a los regadíos, aunque la mayoría de las que se refieren en esta clasificación pueden estar relacionadas con los mismos de una u otra manera.

1.2 Clasificación.

De manera generalizada, se consideran obras hidráulicas:

1.2.1 Canales

Se trata de construcciones orientadas a la conducción de agua en lámina libre. Se trata de obras que deben tener muy en cuenta el trazado y la topografía.

Pueden, a su vez constar de diversos elementos como, por ejemplo:

- Elementos hidráulicos de derivación.
- Compuerta de entrada.
- Controles de nivel del agua en el canal.
- Dispositivos para el aforo.
- Dispositivos de seguridad.

1.2.2 Balsas de agua.

Se trata de construcciones destinadas a almacenar agua procedente de otros lugares. Normalmente se trata de una excavación en el terreno, impermeabilizada de algún modo. Deben disponer de algún sistema para la entrada y salida del agua de manera controlada.

1.2.3 Presas

Obras interpuestas en un cauce para retener el agua circulante y almacenarla para diferentes usos. En esta categoría entrarían los denominados azudes, que no son más que presas de pequeña elevación que sirven fundamentalmente para derivar parte del agua del cauce a un canal. Pueden constar de las siguientes partes:

- Vertedero o aliviadero.
- Descarga de fondo
- Cuencas de disipación
- Bocatomas para los diversos usos del embalse.
- Escalera de peces
- Obras provisionales durante la construcción.

1.2.4 Estaciones de bombeo.

Se trata de construcciones diseñadas para albergar bombas hidráulicas y los motores que las accionan. Entrarían en esta categoría las estaciones de generación de energía eléctrica mediante turbinas hidráulicas.

Pueden constar de las siguientes partes:

- Canal de aproximación
- Reja para el desbaste y la retención de finos.
- Cámara de succión
- Bomba hidráulica
- Motor y dispositivos de apoyo como pueden ser: estaciones de transformación de energía eléctrica; depósitos de combustible; etc.
- Línea de impulsión
- Dispositivos para amortiguar el golpe de ariete.

1.2.5 Esclusas.

Dispositivos para facilitar el tránsito de embarcaciones por una masa de agua. No suelen tener aplicación en el riego por lo que no se estudiarán en esta obra.

1.2.6 Red de abastecimiento de agua potable.

Instalación orientada al acopio, manejo y distribución de aguas con destino al consumo humano o animal. En esta categoría se encuadran las instalaciones para edificaciones agroindustriales.

1.2.7 Sistema de recogida de aguas residuales.

Redes preparadas para la recogida y manejo de las aguas después de su utilización. Se incluyen aquí tanto las de uso urbano como animal.

1.2.8 Sistemas de riego.

Redes especialmente diseñadas para atender las peculiaridades y la casuística de los sistemas de regadío.

1.2.9 Sistema de drenaje.

Redes especialmente diseñadas para la recogida de aguas sobrantes del riego o de la lluvia, así como las que pudieran estar contenidas en el terreno y sean inconvenientes para la actividad humana.

1.2.10 Defensas ribereñas.

Obras destinadas a proteger las zonas adyacentes de un cauce de las eventuales avenidas. Por su especial relación con la hidrología, se estudiarán en otra obra.

1.2.11 Recarga artificial de acuíferos, pozos de absorción.

Obras destinadas al manejo de las aguas subterráneas. Se estudiarán en otra obra debido a su especial interés en la zona.

1.2.12 Trasvase.

Se trata de obras que llevan el agua de un río o un lago hacia una cuenca vecina.

1.3 Agua potable.

Se denomina agua potable al agua que puede ser consumida sin restricción debido a que, gracias a un proceso de purificación, no representa un riesgo para la salud. El término también se aplica al agua que cumple con las normas de calidad dictadas por las autoridades locales e internacionales. El agua potable, debe ser inodora, incolora e insípida.

En la Unión Europea, la Directiva 98/83/EU establece valores máximos y mínimos para el contenido en minerales, diferentes iones como cloruros, nitratos, nitritos, amonio, calcio, magnesio, fosfato, arsénico, entre otros., además de los gérmenes patógenos. El pH del agua potable debe estar entre 6.5 y 8.5. Los controles sobre el agua potable suelen ser más severos que los controles aplicados sobre las aguas minerales embotelladas.

En zonas con uso agrícola intensivo es difícil encontrar pozos cuya agua se ajuste a las exigencias de las normas. Esto es especialmente grave en cuanto a los valores de nitratos y nitritos, además las concentraciones de fitosanitarios suelen superar los umbrales permitidos. La causa suele ser el uso excesivo de abonos minerales o la contaminación por aplicación de purines. El nitrógeno aplicado de esta manera es transformado rápidamente por los microorganismos del suelo y pasa a ser nitrato y luego es arrastrado por el agua de lluvia al acuífero.

También es frecuente en zonas densamente pobladas que el suministro de agua potable se vea afectado por otros contaminantes como el derrame de derivados del petróleo, lixiviados de minas, etc.

Las causas más frecuentes de la no potabilidad del agua son:

- Bacterias, virus;
- Minerales (en formas de partículas o disueltos), productos tóxicos;
- Depósitos o partículas en suspensión.

Según la OMS: "El agua y el saneamiento son uno de los principales motores de la salud pública, lo que significa que en cuanto se pueda garantizar el acceso al agua salubre y a instalaciones sanitarias adecuadas para todos, independientemente de la diferencia de sus condiciones de vida, se habrá ganado una importante batalla contra todo tipo de enfermedades" (WSH facts, 2004)

Al proceso de conversión de agua común en agua potable se le denomina potabilización. Una técnica frecuente de potabilización es la captación de aguas en las arenas de las orillas de los ríos lo que viene a ser un tipo de potabilización natural.

Los procesos de potabilización artificial son muy variados. Se puede proceder a la desinfección mediante la adición de cloro, irradiación de rayos ultravioleta, aplicación de ozono, etc. Estos procedimientos se aplican a aguas que se originan en manantiales naturales o para las aguas subterráneas.

Si la fuente del agua es superficial, el tratamiento suele consistir en una aireación para eliminar compuestos volátiles seguida de la precipitación mediante floculantes y filtración y/o desinfección con cloro u ozono. Cuando el agua se presenta con muchas sales y/o metales pesados, los procesos son generalmente complicados y costosos. En zonas con pocas precipitaciones y zonas de y disponibilidad de aguas marinas se puede producir agua potable por desalinización, a menudo por ósmosis inversa o destilación.

En Europa se calcula un gasto medio por habitante de entre 150 y 200 L de agua al día, aunque se consumen como bebida tan sólo entre 2 y 3 litros. De acuerdo con datos divulgados por el programa de seguimiento del abastecimiento de agua potable patrocinado en conjunto por la OMS y UNICEF, el 87% de la población mundial dispone ya de fuentes de abastecimiento de agua potable.

Los organismos internacionales recomiendan que el gasto en servicios de agua y saneamiento no supere el 3% del ingreso del hogar. Los factores que afectan el coste del agua potable son, la necesidad de tratamiento de potabilización, la necesidad de transportar hasta el punto de consumo y la necesidad de almacenamiento.

1.4 Sistemas de distribución de agua

Se conoce como red de abastecimiento de agua al sistema que permite que llegue el agua desde el lugar de captación al punto de consumo en condiciones correctas, tanto en calidad como en cantidad.

Cualquier sistema de distribución de agua está compuesto por una serie de elementos más o menos comunes. El agua, recurso que distribuirán estos sistemas, puede provenir de diferentes fuentes como

- Agua de lluvia (frecuentemente almacenada en aljibes)
- Agua superficial proveniente de ríos, arroyos, embalses o lagos naturales
- Agua subterránea (captada mediante pozos o galerías);
- Agua proveniente de manantiales naturales
- Agua de mar (normalmente previamente desalinizada).
- Aguas residuales (previa regeneración y con las limitaciones necesarias)

Un sistema típico, puede constar de hasta cinco partes principales:

- Captación
- Almacenamiento de agua bruta
- Tratamiento
- Almacenamiento de agua tratada
- Red de distribución

1.4.1 Captación

Su función es la toma de agua del sistema. En función del origen del agua puede necesitar las siguientes obras hidráulicas.

Agua superficial:

- Presa de almacenamiento
- Azud o presa de derivación
- Planta de bombeo

Agua subterránea:

- Pozos verticales
- Pozos horizontales

1.4.2 Almacenamiento de agua bruta

El almacenamiento de agua bruta se utiliza cuando la fuente de agua no tiene un caudal que le supla el agua necesaria durante todo el año. Para ello es que se construyen los embalses, este puede almacenar el agua de los arroyos y ríos que no garantiza en todo momento el caudal.

Cuando se utiliza agua subterránea, el acuífero funciona como almacenamiento, es lo que se denomina Embalse subterráneo. La mayoría de las veces existe recarga natural, sin embargo, hay casos en que la recarga se hace por medio de obras destinadas a ese fin

1.4.3 Tratamiento

Se trata de los procedimientos para potabilizar y regenerar las aguas. Este tratamiento dependerá de la calidad del agua bruta. Para el tratamiento del agua potable o no, se debe tener en cuenta los siguientes componentes:

- Mallazo para la retención de material grueso, tanto flotante como de arrastre de fondo;
- Desarenador, para retener el material en suspensión de tamaño fino;
- Floculadores, donde se adicionan químicos que facilitan la decantación de sustancias en suspensión coloidal y materiales muy finos en general;
- Decantadores, o sedimentadores
- Filtros, que terminan de retirar el material en suspensión;
- Dispositivo de desinfección.

En casos especiales, se aplican tratamientos especiales como la osmosis inversa; intercambio iónico y filtrado con carbón activado. Estos tratamientos encarecen el agua potable y solo son aplicados cuando no hay una solución más económica.

1.4.4 Almacenamiento de agua tratada

El almacenamiento del agua tratada tiene la función de compensar las variaciones horarias del consumo, y almacenar un volumen estratégico para situaciones de emergencia, como por ejemplo incendios. Existen dos tipos de tanques para agua tratada, tanques apoyados en el suelo y tanques elevados, cada uno dotado de dosificador para darle el tratamiento pertinente, como la cloración.

Los tanques de almacenamiento de agua tratada pueden ser de cabecera o de cola:

Los tanques de cabecera, se sitúan aguas arriba de la red que alimentan. Toda el agua que se distribuye en la red tiene necesariamente que pasar por el tanque de cabecera.

Los tanques de cola, se sitúan en el extremo de la red. No toda el agua distribuida por la red pasa por el tanque de cola.

1.5 Breve historia de las obras de regadío

Las personas se dieron cuenta desde muy pronto que un aporte adicional de agua mejoraba las producciones. Por esta razón es muy difícil establecer cuál es el lugar y el tiempo exacto del origen del riego.

Es más sencillo identificar los lugares y tiempos en los que la práctica del riego se generalizó. Los diferentes historiadores han dado en denominar "civilizaciones hidráulicas" (Wittfogel, 1956) a las culturas basadas en la construcción y aprovechamiento de grandes obras de regadío.

Según trabajos recientes (Liu, et al, 2017), la cultura de Liangzhu, ya a finales del Neolítico, creó en la costa oriental de China, en el valle del Yangtsé, unas obras hidráulicas para el riego. Cubrían una superficie de 300 hectáreas, donde hace 5100 años (3100 A.C) se fueron construyendo presas, canales y esclusas que modificaron el territorio. Aquella sociedad, bien organizada de modo fuertemente jerárquico, dejó tras de sí uno de los más antiguos paisajes agrícolas conformados a gran escala de la historia de la humanidad

Probablemente fue en Egipto (Butzer, 1976) en donde primero se utilizó agua de un río para el riego de manera sistemática. En el antiguo Egipto, la construcción de canales fue un gran esfuerzo de los faraones y sus sirvientes. En muchos lugares donde los campos estaban demasiado altos para recibir agua de los canales, el agua era extraída de los canales o del Nilo directamente por un cubo en el extremo de un cordón que colgaba del extremo largo de una botavara pivotante, contrapesada. En el 3500 A.C. se empieza a medir el nivel de agua del río Nilo. El indicador consistía en una columna vertical o pozo accesible conectado al río con marcas de intervalos indicando la profundidad. Un segundo diseño, simple pero útil es una escalera descendiendo en el río y con la medida marcada en los escalones. Durante la primera dinastía de Egipto, se comienzan a utilizar presas y canales para dirigir las aguas de inundación del Nilo hacia otras zonas fuera del alcance de las crecidas clásicas.

Los sumerios del sur de Mesopotamia (Adams, 1965) construyeron murallas y templos y excavaron canales que fueron las primeras obras de ingeniería del mundo. También es interesante que esta gente, desde el principio de la historia registrada, luchó por los derechos de agua. El riego era extremadamente vital para Mesopotamia y los problemas de inundaciones eran también más graves porque el Tigris y el Éufrates llevaban varias veces más sedimentos que el Nilo. Esto dio lugar a que los ríos crecieran más rápidamente y cambiaran sus cursos con mayor frecuencia en Mesopotamia. El rey Hamurabi, de Babilonia, elaboró las primeras regulaciones sobre el agua. Se referían a la distribución del agua en función de la superficie labrada, las responsabilidades del agricultor a la hora de realizar el mantenimiento de los canales y a la administración común del canal por todos sus usuarios.

Los asirios también desarrollaron extensas obras públicas y dieron a conocer otras como el *Qanat*, que es un túnel utilizado para llevar agua desde una fuente subterránea en las colinas hasta las estribaciones. La construcción de presas y el uso de canales.

En el valle del Indo son igualmente antiguas y notables las transformaciones de terrenos y los canales de abastecimiento y drenaje (Singh, 2005).

Más recientemente, (alrededor de 1000 a.C.), en México hay indicios de la construcción de presas y canales de derivación de aguas hacia campos de cultivo (Evans y Webster, 2001). En América del Sur no ha habido evidencia directa de riego extensivo, antes de alrededor del año 1000 d.C. (Zimmerer, 1995)

En época romana, aparecen las tuberías de plomo, cemento y roca molida para transportar agua. Las obras romanas se caracterizan por su orientación preferente al abastecimiento urbano. De todas las obras hidráulicas de la antigüedad una de las más famosas fueron los acueductos, de los que algunos todavía se conservan. Aunque no es exclusivo de la civilización romana, es cierto que el gran impulso de las obras de ingeniería civil para abastecimientos se debe a esa cultura. Algo menos conocidas son las obras de captación superficial, como las presas, de Cornalbo y Proserpina para abastecimiento a la ciudad de Mérida.

Actualmente hay un debate sobre cuándo se inició el riego en la Península Ibérica. Se ha argumentado, sobre la base de pruebas dispersas e indirectas, que la irrigación era ya practicada durante la Edad de Bronce (desde 4400 a.C.). Sin embargo, esto está por confirmar (Araus et al, 1997). También se conocen indicios de prácticas de riego atribuidas a los Romanos (Sánchez, 2015) aprovechando aguas sobrantes de los abastecimientos urbanos. A pesar de estas nuevas pruebas, tanto por su extensión como por su nivel técnico, la mayoría de los autores coinciden en atribuir el riego en la Península Ibérica a árabes y bereberes que trajeron consigo los cultivos como cítricos, algodón, algarrobo, mora, caña de azúcar, cáñamo, palmera datilera y azafrán (Watson, 1974). También implantaron las técnicas de manejo del agua y del suelo desde oriente medio a partir del año 711 d.C. durante su gobierno en Al-Andalus (siglos XI-XV d.C.). Hoy en día estas mismas zonas de riego se encuentran hoy entre las zonas agrícolas más productivas de Europa (Puy, 2014). Los riegos tradicionales del Genil en Granada, del Guadalentín y del Segura en Murcia, del Júcar y otros muchos tienen su origen durante el asentamiento musulmán. Desde el punto de vista de la organización social y económica del recurso, también en esta época se hicieron notables avances y así los antecedentes históricos del Tribunal de Aguas de la Vega de Valencia se remontan a los días de los Califas cordobeses; Abderramán III y Alhakén II, hacia el año 960. Desde su origen han venido cumpliendo las misiones de distribución, reparto y regulación de las aguas de regadío sin variación hasta nuestros días (Instituto Geográfico Nacional, 1993).

El regadío no mejora, incluso cae en decadencia durante todo el renacimiento y no es hasta el reinado de Carlos III cuando se impulsa de nuevo la política de grandes obras hidráulicas y la puesta en riego de nuevos terrenos, aunque apenas se consiguió mantener lo heredado de los árabes (Guzmán y Navarro, 2010).

No fue hasta el siglo XVIII cuando Jovellanos impulsó la política hidráulica española a través de su ley agraria, considerando las transformaciones del regadío como algo esencial para el desarrollo agrario, y que fue en paralelo con la legislación específica en materia de aguas años posteriores (Maqueda, 1968).

Es Joaquín Costa, ya a finales del siglo XIX, quien recoge el legado de todos los antecesores históricos en materia de regadíos e inicia una segunda etapa en la que se gana el título de padre de la política hidráulica española. Costa impulsó el desarrollo de grandes infraestructuras hidráulicas que sirvieron para regular las cuencas hidrográficas españolas como el Canal de Tamarite (más tarde llamado de Aragón y Cataluña con

104.000 hectáreas), el Canal de Sobrarbe (102.000 hectáreas) y el embalse de Gállego (Maqueda, 1968).

Posteriormente, la política hidráulica se eleva a política central, donde se da por primera vez la intervención del Estado en materia de transformación en regadío, y se entiende al fin como un proceso de transformación de la agricultura extensiva y tradicional a la intensiva y moderna a través del regadío (Zarza, 2020).

En el libro "La fórmula de la agricultura española" (Costa, 2012) se especifica que la agricultura necesita transformarse gradualmente, combinando el regadío con el secano y desterrando el barbecho de los secanos mediante el riego, el empleo de los abonos químicos, la alternativa de cosechas y el cultivo intensivo de regadío. Es en esta época cuando no solo se produce la mayor expansión del regadío en nuestro país, pasando de poco más de un millón de hectáreas a más de 3.400.000 antes de que acabe el siglo XX, sino que también fue la base ideológica del primer Plan Nacional de Obras Hidráulicas 1902, impulsado por Rafael Gasset.

En el siglo XX se comienza la constitución de las Confederaciones Sindicales Hidrográficas (C.S.H.), siendo la primera la C.S.H. del Ebro en 1926. Estos órganos tenían como funciones principales, dentro de sus respectivas cuencas, la formación de un plan de aprovechamiento, la ejecución de las obras del Plan, la intervención en las concesiones y en las autorizaciones de las tomas de aguas, así como la policía de cauces.

Durante el primer tercio del pasado siglo (Gómez Ayau, 1961) se comenzó a divulgar una Política de Regadío basada en la National Reclamation Association de EEUU, creada en 1899. Posteriormente se pensó que una intervención Estatal más rígida y se promovieron políticas de colonización basadas en experiencias similares (Reclamation Act de 1902, Ley Bonifica de 1929, y la Reforma Fundiaria de 1950 en Italia) creando el Instituto Nacional de Colonización (I.N.C.) que trabajaría en Coordinación con la Dirección General de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas (Plan Badajoz en 1952).

En 1972 se creó el Instituto de Reforma y Desarrollo Agrario (I.R.Y.D.A.) que siguió con la política de transformación en regadío; si bien ya no con el concepto tradicional de un proceso colonizador (expropiación, repartición y asentamiento) sino como una reforma técnica que pretendía ante todo mejorar la productividad del campo sin afectar a la propiedad de la tierra.

Con líneas parecidas se creó en Andalucía el Instituto Andaluz de Reforma Agraria en 1986.

No en todas partes la actuación del Estado fue la promotora de la transformación en regadío, sino que en diversas comarcas fue la iniciativa privada la que impulsó este cambio, principalmente en la zona levantina, casi siempre con procedencia de aguas subterráneas.

En la actualidad el debate está centrado alrededor del Plan Nacional de Regadíos, la reforma de la PAC y los Planes hidrológicos de Cuenca. Por otro lado, la generalización de diferentes criterios técnicos como el uso conjunto de los recursos hídricos y la necesidad de utilizar recursos alternativos, como la desalación y regeneración de aguas, la automatización de las operaciones de riego y el uso masivo de internet en la agricultura parecen apuntar a un desarrollo no tan dependiente de las administraciones públicas sino bastante multilateral.

1.6 Bibliografía y referencias

Costa, Joaquín, 2012, La fórmula de la agricultura española, Informática, ciencia y técnica. Editorial: Vi-Da Global 2012. ISBN: 9789873402708

Guzmán Álvarez, José Ramón y Navarro Cerrillo, Rafael M. (coord.), 2010. El agua domesticada: los paisajes de los regadíos de montaña en Andalucía. Editorial: Sevilla : Agencia Andaluza del Agua,.

Sánchez López, Elena., 2015, "Erogationes extra urbem in Iberian aqueducts: additional evidence for irrigation in Roman Hispania?", Water History Volume 7, Issue 3, 289-299. DOI. 10.1007/s12685-015-0124-z

Araus, Jose; Ribas, Ana; Buxó, Ramon; Rodríguez Ariza, María Oliva; González, F.; Massieu, María; Martín Socas, Dimas; Voltas, Jordi., 1997. Identification of Ancient Irrigation Practices based on the Carbon Isotope Discrimination of Plant Seeds: a Case Study from the South-East Iberian Peninsula. Journal of Archaeological Science. 24. 729 - 740. 10.1006/jasc.1997.0154.

Puy, Arnald., 2014. Land selection for irrigation in Al-Andalus, Spain (8th century AD). Journal of Field Archaeology. 39. 84. 10.1179/0093469013Z.00000000072.

Zimmerer, K., 1995, The origins of Andean irrigation. Nature 378, 481–483. <https://doi.org/10.1038/378481a0>

Liu, Bin; Wang, Ningyuan; Chen, Minghui; Wu, Xiaohong; Mo, Duowen; Liu, Jianguo; Xu, Shijin; Zhuang, Yijie. , 2017. Earliest hydraulic enterprise in China, 5,100 years ago. Proceedings of the National Academy of Sciences. 114. 201710516. 10.1073/pnas.1710516114.

Evans, Susan Toby; Webster, David L. , 2001; Archaeology of Ancient Mexico and Central America: An Encyclopedia, Garland Publishing INC. New York & London,

Butzer, K. W. 1976, Early Hydraulic Civilization in Egypt. Chicago, IL: University of Chicago Press,.

Singh, N.T., 2005, Irrigation and soil salinity in the Indian Subcontinent: Past and Present. Leigh University Press, P.365 ISBN 9780934223782

<https://eur-lex.europa.eu/legal-content/ES/TXT/?uri=CELEX%3A31998L0083>

DMA, <https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/planificacion-hidrologica/marco-del-agua/default.aspx>

Wittfogel, K. A., 1956. The Hydraulic Civilization: Man's Role in Changing the Earth. Chicago, IL: University of Chicago Press,

Adams, R. M. .1965, Heartland of Cities, Surveys of Ancient Settlement and Land Use on the Central Floodplain of the Euphrates. Chicago, IL: University of Chicago Press,.

Maqueda Valbuena, Ángel M., 1968, Los regadíos en España. Su evolución, estructura y programación, Revista de Economía Política > número 49, Mayo/Agosto 1968

Watson, Andrew M., 1974, "The Arab Agricultural Revolution and Its Diffusion, 700–1100", The Journal of Economic History 34 (1), pp. 8–35.

wsh facts2004f ,https://www.who.int/water_sanitation_health/publications/facts2004/es/

Zarza, Laura F., 2019, Pasado, presente y futuro del regadío en España, <https://www.iagua.es/noticias/redaccion-iagua/pasado-presente-y-futuro-regadio-espana>

2 Tuberías

2.1 Introducción

Las instalaciones de abastecimiento, saneamiento y los sistemas de distribución de agua de riego requieren el transporte del agua mediante una red de tuberías, que se van ramificando a medida que reparten el agua, frecuentemente en forma de espina de pez. Tanto los materiales empleados como la energía necesaria para el transporte son caros y escasos, por este motivo es de crucial importancia la utilización de criterios de dimensionamiento que optimicen el uso de tales recursos.

2.2 Tuberías

Tubería es una sucesión de tubos y elementos singulares unidos adecuadamente y formando un circuito por el que circula un fluido, que será agua en numerosas ocasiones.

La red de tuberías distribuye el agua desde la salida de la cabeza del sistema hasta los puntos finales de servicio, suele ser ramificada y según en orden de ramificación se habla de tubería general, secundarias, terciarias, etc.

Los materiales empleados son variados, pero para la mayoría de los casos las tuberías son de materiales plásticos; polietileno o PVC, excepto la conducción general, que también suele ser metálica o de fibrocemento. La elección del material viene determinada por el precio, que es claramente ventajoso a los plásticos para diámetros inferiores a 150 mm, caso muy frecuente en los sistemas de riego localizado (Losada, 1985).

Los sistemas de distribución de agua en instalaciones agroindustriales, el riego a presión y cada día más los sistemas de riego por superficie, requieren el transporte del agua mediante una red de tuberías, que se van ramificando a medida que reparten el agua, frecuentemente en forma de espina de pez. Tanto los materiales empleados como la energía necesaria para el transporte son caros y escasos, por este motivo es de crucial importancia la utilización de criterios de dimensionamiento que optimicen el uso de tales recursos.

Surgen en el mercado nuevos materiales, innovadores o mejora de los ya existentes, que conviven con los que tradicionalmente se venían utilizando. (De hecho, por una serie de condicionantes varios, aún se siguen proyectado mejoras mediante canaletas-canalillas)

Ahora bien, cuando hablamos de los distintos materiales con los que se fabrican las tuberías, nos estamos refiriendo generalmente a los distintos materiales con los que se fabrican los tubos, pues los elementos de unión (si es que son externos) y las piezas especiales (derivaciones, tomas, codos, etc.) pueden estar fabricados o no con los mismos componentes.

De todos ellos, el PVC, y el PE, son los más comúnmente utilizados en la agricultura actual, si bien todavía en redes de transporte de grandes caudales sigue siendo habitual el hormigón armado y nos encontramos con la Fundición Nodular cuando hablamos de grandes presiones y/o enterramientos profundos. Por otro lado, empieza a ser un material habitual (también en diámetros grandes) el Poliéster.

Para caracterizar a las presiones que intervienen en un sistema de distribución de agua cuyo funcionamiento hidráulico sea en régimen de presión hidráulica interior se utilizan la siguiente terminología, independientemente del material constitutivo de la conducción.

a) Presiones que solicitan a la conducción. Para caracterizar las presiones que solicitan a una conducción se utilizan, básicamente los tres siguientes términos:

- **Presión de diseño (DP).** Presión máxima que puede alcanzarse en el funcionamiento en régimen permanente en una sección de la tubería, excluyendo, por tanto, el golpe de ariete.

- **Presión máxima de diseño (MDP).** Presión máxima que puede alcanzarse en una sección de la tubería en servicio, considerando las fluctuaciones producidas por un posible golpe de ariete.

- **Presión de prueba de la red (STP).** Presión hidráulica interior a la que se prueba la tubería una vez instalada y previo a la Recepción para comprobar su estanquidad.

Otros términos que también se emplean para caracterizar a las presiones que solicitan a una conducción son los siguientes:

- **Presión de funcionamiento (OP).** Presión interna que aparece en un instante dado en un punto determinado de la red de abastecimiento de agua

- **Presión de servicio (SP).** Presión interna en el punto de conexión a la instalación del consumidor, con caudal nulo en la acometida.

b) Presiones que los componentes son capaces de resistir. Para caracterizar las presiones que un componente es capaz de resistir de forma individual se utilizan, básicamente los siguientes términos:

- **Presión de funcionamiento admisible (PFA).** Presión máxima que un componente es capaz de resistir de forma permanente en servicio.

- **Presión máxima admisible (PMA).** Presión máxima, incluido el golpe de ariete, que un componente es capaz de soportar en servicio.

- **Presión de prueba en obra admisible (PEA).** Presión hidrostática máxima que un componente recién instalado es capaz de soportar, durante un periodo de tiempo relativamente corto, con objeto de asegurar la integridad y estanquidad de la conducción.

- **Presión nominal (PN).** Valor que coincide con la PFA en utilización continuada durante 50 años (largo plazo) a la temperatura de servicio de 20 °C.

Las tuberías pueden ser elaboradas con diferentes materiales y podríamos clasificar las tuberías en función del mismo.

- **Tuberías metálicas**
 - Tubería de Aluminio, con junta mecánica o junta hidráulica
 - Tubería de Acero (pudiendo ser galvanizado).
 - Soldado longitudinalmente
 - Soldado helicoidalmente
 - Tubería Fundición
 - Fundición gris
 - Fundición dúctil
- **Tuberías de hormigón**
 - Tubería de Hormigón, con junta machihembrada o de campana
 - Hormigón en masa
 - Hormigón armado (normalmente con camisa de chapa)

- Hormigón pretensado (normalmente con camisa de chapa pretensada)
- Tuberías de plástico
 - Tubería de PVC
 - Normal.
 - Biorientado
 - Tubería de Polietileno (P.E.)
 - Baja densidad (PEBD ó PELD, PE32)
 - Alta densidad (PEAD ó PEHD, PE50)
 - Alta densidad, 3ª generación (PEAD ó PEHD, PE100)
 - Tubería de Poliéster

2.2.1 Tubería de Aluminio

En desuso por su alto coste y limitaciones de utilización. Marcó una época, con las instalaciones de riego semifijo normalmente por aspersión, en las que al elevado coste de establecimiento había que añadir una importante dotación en mano de obra para la realización de riegos. No obstante, la tubería sigue en el mercado, con diámetros exteriores entre 50 y 200 mm y espesores de 2.5 a 16 mm.

Los diámetros y espesores más utilizados en tuberías de riego están recogidos en la norma UNE 755-7 y 755-8. Los diámetros interiores de este tipo de tubería se muestran en el anexo III.

La unión entre tubos se realiza normalmente con acoplamiento mecánico por palanca o con acoplamiento hidráulico; en el primero, el apriete de la palanca es el que nos permite conseguir la estanqueidad necesaria, mientras en el segundo es la propia presión del agua la que hace estanca la unión.



Fig. 2-1 Aspecto de tubería de aluminio

2.2.2 Tubería de Acero

Para su salvaguarda debe ser recubierta interior y exteriormente por productos que la protejan de los ambientes corrosivos, lo que se hace con morteros especiales, resinas epoxi o galvanizado. Las normas que las regulan son la UNE-EN 10255:2005+ A1:2008, para el acero galvanizado, el más usado en conducciones para riego y la UNE 19049-1:1997, sobre acero inoxidable para conducciones de agua potable.

Su utilización en agricultura es muy puntual y responde generalmente a condiciones muy específicas, como pueden ser:

- Taladros horizontales para salvar obstáculos definidos, como líneas férreas o viales de alto tráfico, en los que mediante esta tubería se consigue atravesarlos sin necesidad de interrumpir el servicio. Normalmente se utilizan dos tuberías,

una de mayor diámetro a modo de protección y otra de menor diámetro, interior a la primera, por la que circula el agua, y que puede ser (o no) de este mismo material.

- Trazados que necesitan de un diámetro o de una presión nominal especiales, al poderse fabricar a medida.
- Trazados muy quebrados y que, por el alto número de piezas especiales requeridas, justifiquen la instalación directa en este material.

Salvo en el primero de los casos comentados, lo normal es que se utilice en grandes diámetros (pues en los pequeños siempre compensará la facilidad de manejo de otros materiales), pudiendo hablar de casi cualquier diámetro por fabricación especial, considerando siempre las posibles dificultades de manejo conforme subimos de dimensiones.



Fig. 2-2 Aspecto de una tubería de acero mostrando soldadura helicoidal

Como curiosidad, cabe comentar que la gran mayoría de los fabricantes emplean las pulgadas para definir los diámetros de este material. Tampoco hay una normalización precisa y cada fabricante propone sus propios diámetros. Un ejemplo de catálogo para acero galvanizado se ofrece en el Anexo III

2.2.3 Tubería de Fundición

La fundición es una aleación de hierro y carbono (este último presentado en forma de grafito), que puede contener otros elementos como el silicio. Con el carbono en forma de "grafito laminar" tenemos la fundición gris (en desuso) y con el carbono en forma de "grafito esferoidal" tenemos la fundición dúctil, que es prácticamente la única que existe en el mercado para la fabricación de la tubería, por tener una resistencia mecánica y una elasticidad muy superiores. La norma que regula el uso de este material en tuberías es: UNE-EN 545:2011

Los tubos se fabrican por centrifugación en moldes metálicos de hierro fundido y para garantizar su durabilidad y evitar las incrustaciones interiores se recubren interiormente con mortero de cemento y exteriormente con una capa de cinc metálico (aplicado por electrodeposición) y una capa de pintura bituminosa (por pulverización)

Para ambientes muy agresivos y bajo pedido se pueden añadir revestimientos plásticos específicos.

En el Anexo III se puede observar un ejemplo de las principales dimensiones normalizadas para la tubería de fundición dúctil:

Las cualidades de la fundición dúctil son el resultado de su proceso de fabricación al que se suele añadir alguna clase de revestimientos interiores y exteriores. A la aleación de hierro, carbono algo de silicio se suele añadir magnesio para que el grafito forme esferas y no láminas. Se forma así un material resistente y maleable, eliminando la inicial fragilidad del hierro. Sus características permiten la instalación de tuberías en zanjas con rellenos deficientes o en terrenos inestables. Además, aumenta la resistencia a cambios de temperatura como congelación y descongelación; además de un excelente comportamiento mecánico.

Existen dos grandes grupos para realizar las uniones entre tubos y entre estos y piezas especiales, que son las uniones mediante enchufes y las uniones mediante bridas, hallándose diversos tipos para cada uno de estos grupos.



Fig. 2-3 Aspecto de una tubería de fundición

Así el acoplamiento mediante enchufes se realiza por una presentación machihembrada de los tubos, en donde la estanqueidad se garantiza con la utilización de anillos de caucho normalmente. De este tipo, las juntas más extendidas son: junta automática, junta exprés y junta acerrojada. En el primer caso la unión es puramente hidráulica, mientras que en los otros dos se le da una cierta resistencia mecánica mediante la

utilización de bulones roscados que se instalan en un collar externo al enchufe. Todas ellas permiten un cierto grado de desviación angular, mayor o menor dependiendo del diámetro, que nos permiten trazar pequeñas curvas y salvar mínimos desniveles puntuales (pendiente no constante). En las uniones mediante bridas, la estanqueidad se consigue con la utilización de una arandela de material elastómero que se comprime al realizar el apriete mediante bulones roscados. En el mercado existen todo tipo de accesorios y piezas especiales (codos, tes, conos de reducción, etc), incluyendo los necesarios para su unión a otro tipo de tuberías.

Su mayor utilización en agricultura se observa en los siguientes supuestos:

- Inicio de impulsiones de alta presión.
- Zonas deprimidas de conducciones con una alta presión de funcionamiento.
- Pasos expuestos con altas cargas de tráfico.
- Enterramientos profundos en puntos críticos de una instalación (toma inferior de embalses).

2.2.4 Tubería de Hormigón

Los tubos de hormigón en masa se utilizan únicamente para tuberías sin presión interior, en los que la circulación se produce por gravedad e incluso en régimen de canal. Dependiendo de que las filtraciones hacia el interior o hacia el exterior tengan menor o mayor importancia se puede utilizar la unión machihembrada o de campana con junta de goma, respectivamente. La normativa que lo regula es UNE-EN 1916:2008.

Los tubos de hormigón armado y de hormigón pretensado se utilizan para presiones interiores bajas y tienen una alta resistencia a la ovalización y/o rotura por presión exterior.

Si bien se utilizan poco en la agricultura, debido a los grandes diámetros que se ofrecen, tienen una serie de ventajas con respecto a otros materiales, como son:

- Alta resistencia a los esfuerzos por cargas de tierra o tráfico.
- Buena resistencia a impactos fortuitos o esfuerzos durante su manipulación o servicio.
- No presenta roturas frágiles sin previo aviso, ya que estas se producen tras una gran deformación plástica previa.

El hormigón protege de los ambientes corrosivos la camisa de chapa que sirve de armadura (pretensada o no), pudiendo a su vez ser especial para ambientes agresivos para él mismo.

Aun cuando en el mercado existen diámetros interiores normalizados, presenta la posibilidad de calcularse y construirse a medida, adaptándolos a las presiones, cargas y coeficientes de seguridad fijados. Se evita así el sobredimensionamiento, que suele ser costoso. En el Anexo III se ofrece un ejemplo de los diámetros normalizados y sus características técnicas en este material.

2.2.5 Tubería de PVC

Junto con el polietileno es el material que más se utiliza en la actualidad para instalaciones de riego. El policloruro de vinilo (PVC) es una materia plástica que se obtiene por la polimerización del monómero Cloruro de Vinilo ($\text{CH}_2=\text{CHCl}$), por la reacción del Etileno ($\text{CH}_2=\text{CH}_2$) con el Cloro (Cl_2).

El PVC se aditiva con estabilizantes que protegen la resina durante su transformación (impidiendo la liberación de ácido clorhídrico); con lubricantes, que mejoran el proceso de extrusión y con pigmentos, para dar la coloración deseada a las tuberías.

Por su composición, siempre deben utilizarse enterradas, pues sufren una rápida degradación y cristalización (con la correspondiente fragilidad) con su exposición al sol.

Son características a resaltar de las tuberías:

- No son sensibles a la acción de los terrenos agresivos.
- Resisten las incrustaciones calcáreas.
- Resistente a un gran número de agentes químicos.
- Son aislantes e insensibles a corrientes subterráneas vagabundas.
- Bajo módulo elástico útil para atenuar las sobrepresiones por golpes de ariete.
- Bajo factor de fricción.
- Ligeras, lo que favorece el transporte, la manipulación y la instalación (densidad entre 1.40 y 1.46 g/cm³) y hacen económica la mano de obra dedicada a su instalación.
- Totalmente estancas e impermeables
- Por la elasticidad del sistema soportan ligeros asentamientos del terreno, así como vibraciones o cargas rodantes.

Los tubos siempre se presentan machihembrados, existiendo dos tipos de campana según sea la unión, pegada o junta elástica labiada. La junta pegada se ejecuta con la adición de un pegamento especial fabricado al efecto. La junta elástica se consigue mediante la utilización de un anillo de goma bilabiado que se coloca en un resalte que para tal fin se presenta en la campana de cada tubo.



Fig. 2-4 Aspecto de tuberías de PVC

Las normas que regulan su uso varían en función del mismo. De esta manera, la norma UNE EN 1452, se utiliza en abastecimientos, mientras que la norma UNE-EN 14525 y UNE-EN 1401 se utilizan en saneamientos a presión o por gravedad respectivamente. Para drenajes se usa la norma UNE 53.994

En el Anexo III se presentan tablas con los diámetros nominales, espesores de pared y presiones nominales vigentes en tuberías de suministro de agua potable y de saneamiento. En todos los casos la longitud de suministro es de 6 metros totales, incluyendo las campanas. (CEDEX, 2009)

Para según qué condiciones se pueden fabricar para presiones nominales superiores, hasta 2.5 MPa. o incluso para algunas intermedias a las mencionadas, así como para mayores diámetros.

El espesor, disminuido con respecto a la tabla expuesta como se ha dicho, tiene mucha importancia, al estar refiriéndonos a diámetros nominales exteriores, lo que implica que, a menor espesor de pared, mayor capacidad de conducción a igualdad de pérdidas de carga.

El PVC biorientado ha dejado de tener importancia comercial antes de haberse establecido en el mercado, pues el mismo se basaba en una materia prima que nos permitía un menor consumo de material, por tener una tensión de diseño superior, lo que se ha conseguido con el cambio de normativa en el PVC "normal".

Las tuberías de PVC admiten una gran variedad de sistemas de unión, siendo los más frecuentes los siguientes:

- Unión encolada
- Unión elástica con anillo elastomérico

Otras uniones:

- Unión mecánica (Gibault, etc.)
- Unión con bridas (metálicas o de plástico)

2.2.6 Tubería de Polietileno (P.E.)

El polietileno es un producto translúcido, termoplástico, blando en pequeños espesores, flexible, inodoro y no tóxico, que se descompone a una temperatura de 300° C y que es menos denso que el agua. Se obtiene por la polimerización del gas Etileno ($\text{CH}_2=\text{CH}_2$), que a su vez es un producto resultante del procesado del petróleo.

Inicialmente se consiguió mediante la aplicación de altas temperaturas (entre 80 y 300° C) y presiones (entre 1000 y 1500 atmósferas), resultando el polietileno de Baja Densidad (PEBD, PE32).

Posteriormente se obtuvo trabajando a presión atmosférica, temperaturas inferiores y utilizando catalizadores metálicos (titanio y magnesio) un polietileno denominado de alta densidad (PEAD, PE50A).

Otro proceso polimeriza el Etileno disuelto en hidrocarburos líquidos con un catalizador a base de óxidos metálicos obteniendo un polietileno denominado de media densidad (PEMD, PE50B)



Fig. 2-5 Tubería de polietileno enrollada

Por último, investigaciones en las que se han adicionado determinados copolímeros han permitido la obtención de polietilenos de características físicas y mecánicas más elevadas, denominándose el producto Polietileno de 3ª Generación (PE100).

El polietileno de 3ª generación y por su alta tensión tangencial de diseño ha permitido reducir sensiblemente los espesores necesarios para alcanzar una determinada presión nominal, lo que unido al resto de características del polietileno, han convertido esta tubería en una alternativa para la conducción de agua muy a tener en cuenta, llegando en muchos casos a ser una opción única, por ejemplo en la sustitución de un canal sinuoso por tubería, utilizando como lecho el propio canal, incluso con mantenimiento general del suministro y la rehabilitación de tuberías

Las tuberías de PE son:

- Inertes, inalterables por la acción de terrenos agresivos, insolubles, aislantes térmicas y resistentes a la mayor parte de los agentes químicos.
- Presentan un bajo factor de fricción y se reducen las pérdidas de carga, baja conductividad eléctrica y no admiten incrustaciones
- Tienen un bajo valor de sus módulos elásticos, con bajos valores de celeridad y por tanto con bajas sobrepresiones por golpes de ariete
- Son muy flexibles, lo que permite curvaturas en frío sin necesidad de accesorios. De hecho, pueden fabricarse en bobinas de grandes longitudes para diámetros pequeños, son ligeras, lo que facilita el transporte y el montaje, abaratando costes y son duraderas, con una vida útil superior a los 50 años.
- Las uniones que admiten son diversas y en algunos casos (como se verá) suponen una continuidad recuperada del tubo en la instalación
- Además, el mantenimiento prácticamente inexistente.

Para la unión entre los tubos existen tres métodos posibles:

- La unión por soldadura a tope, en la que, utilizando un equipo compuesto por unas cuchillas concéntricas, un equipo de presión y una placa calefactora y jugando con la temperatura, las presiones y los tiempos, se obtiene un continuo del material, de tal manera que se podría decir que la unión no es tal.
- La unión con accesorios electrosoldables, en la que se utiliza una amplia gama (manguitos rectos, codos, tes, etc.) equipados con sendas tomas de corriente a partir de las cuales se consigue una fusión del material, quedando tras el enfriamiento la unión realizada.
- La unión con accesorios mecánicos, que permiten una rápida instalación, que son recuperables, y que no necesitan de herramientas especiales. En este caso el límite se establece en el diámetro nominal de 110 mm.

Las normas que las rigen dependen del uso al que están destinadas, así, para abastecimiento se usa la norma UNE-EN12.201 y UNE-EN 1452, para saneamiento por gravedad, la UNE EN 12.666, para riego localizado UNE 53.367. Particularmente, en tuberías de PE, la norma indica que se deben realizar diferentes ensayos, de entre los que destacan los siguientes (CEDEX, 2009).

- Comprobación de marcado. Las tuberías de PE deben ir marcadas con la siguiente información: Marca comercial, referencia al tipo de polietileno (PE 32 si es de baja densidad, PE 50A si es de alta densidad y PE 50B si es de media densidad), diámetro exterior en mm, espesor en mm, presión nominal en Mpa, referencia a la norma correspondiente y año de fabricación (Ej.: GRANTUBO PE 32 50-3 0.4 UNE 53131 2000).

- **Control de dimensiones.** Los diámetros y espesores de las tuberías se encuentran perfectamente estandarizados.
- **Aspecto.** Las tuberías deberán estar desprovistas de burbujas y grietas, presentando sus superficies exteriores e interior un aspecto liso libre de cualquier defecto.
- **Contenido en negro de carbono.** El negro de carbono es un componente esencial para la duración de la tubería a la intemperie, la cual debe llevar entre un 2% y un 3% en su composición. Cantidades que, por defecto originan un deterioro prematuro de la tubería, y por exceso perjudican las propiedades mecánicas de la misma. El color negro lo adquiere la tubería solamente con un 0.5% del compuesto.
- **Dispersión del negro de carbono.** Con ayuda de un microscopio se observa cómo se encuentra distribuido el negro de carbono en el material, comparándolo con unas muestras de referencia.
- **Resistencia a la tracción y del alargamiento a la rotura.** Para el PE 32 se exige un alargamiento mínimo del 350% y una resistencia mínima a la tracción de 10 MPa
- **Índice de fluidez.** Este ensayo permite detectar si en la materia prima se ha utilizado grana de polietileno virgen o es un material recuperado. La masa de polietileno, una vez fundida a 190 °C, se obliga a pasar por la boquilla de un dispositivo normalizado con un peso de 2.16 kg. El índice de fluidez máximo permitido por la norma para el PE 32 es de 1g/10min.
- **Resistencia a la presión interna en función del tiempo y de la temperatura.** Este ensayo sirve para comprobar la presión que pueden soportar las tuberías en función de su diámetro y espesor. Las tuberías se someten a una presión y temperatura determinadas durante un cierto tiempo, comprobando al final si resisten el ensayo sin romper.
- **Comportamiento al calor.** Con este ensayo se verifica la variación de la longitud de la tubería debido a la acción del calor. En el caso particular del PE 32 se realizan en las probetas dos marcas separadas entre sí 100 mm, se sumergen en agua 100 °C durante 30 minutos y a continuación se enfrían bruscamente y se mide la distancia entre las dos marcas iniciales. Esta variación no debe ser nunca mayor de un 3%.
- **Resistencia al cuarteamiento por tensiones en medio activo.** El objetivo de este ensayo es comprobar el efecto que provocan los accesorios al insertarlos en la tubería. Se provoca en los tubos una dilatación lo más próxima al 13% (valor máximo permitido). Se introducen en una disolución de un agente tensoactivo, durante una hora a 50 °C. De las 10 probetas utilizadas en el ensayo, sólo se admite la rotura de una de ellas.

A modo de ejemplo, en el Anexo III se transcriben varias tablas de un fabricante para los distintos tipos de polietileno, en donde se observan los distintos espesores para unos mismos DN y PN dependiendo del tipo de material. Al igual que en el PVC el diámetro nominal hace referencia al diámetro exterior, por lo que la disminución del espesor para una misma presión nominal posibilita el aumento real en la capacidad de conducción de la tubería.



Fig. 2-6 Tubería PE32

Los diámetros pequeños (hasta DN 110 para PN > 1'0 MPa.) se suelen suministrar en rollos, eliminando con ello uniones y favoreciendo la instalación. Por la misma razón la longitud de los tubos suele ser la de 12 m (por cuestiones de transporte), pudiendo ser mayor o menor según las condiciones especiales que marque el cliente. La unión entre piezas es un tema de especial interés. Básicamente se realiza mediante las siguientes técnicas:

Soldadura por electrofusión. Es una técnica que se emplea para unir unos accesorios específicos (conocidos como electrosoldables) a conducciones de PE, basada en hacer pasar una corriente de baja tensión (40 V) por las espiras metálicas que tienen los accesorios a unir, originando un calentamiento por efecto Joule que provoca la soldadura del accesorio con los tubos contiguos. Se utiliza en la gama de diámetros de 16 a 630 mm.

Soldadura a tope es una técnica que se emplea para unir tubos y accesorios de PE 80 y PE 100 entre sí. Se emplea en tubos de espesor de pared superior a 3 mm y en diámetros que van desde 90 mm hasta grandes conducciones (1.600 mm ó más), siendo casi la única opción en la práctica para unir conducciones de diámetro superior a 800 mm. De manera resumida, consiste en calentar los extremos de los tubos a unir con una placa calefactora que está a una temperatura de $210 \pm 10^{\circ}\text{C}$ y aplicar, a continuación, una determinada presión cuyo valor está normalizado.

Unión mediante accesorios mecánicos. Este sistema de unión consiste en emplear unos accesorios mecánicos (habitualmente roscados) que permiten la conexión entre dos tubos o entre un tubo y un accesorio. Es de aplicación únicamente en tubos de diámetro pequeño (menores de 110 mm habitualmente). Los accesorios mecánicos pueden ser metálicos o de plástico. Los metálicos solo deben emplearse si el agua transportada y el terreno atravesado no son agresivos. Los de plástico, por el contrario, tienen la ventaja de su gran resistencia a los ataques químicos. Este sistema de unión presenta, básicamente, las ventajas siguientes:

- Se pueden unir tubos de PE con otros de materiales diferentes
- Son muy adecuados para conexiones en sitios de difícil acceso
- Permiten el desmontaje de la unión durante el servicio de la tubería

Unión mediante bridas. Las uniones mediante bridas en los tubos de PE se emplean sobre todo cuando la unión se esté realizando contra una conducción de otro material o en instalaciones especiales (cámaras de válvulas, estaciones de bombeo, etc). Se emplean en toda la gama de diámetros, desde valores pequeños hasta grandes conducciones de 1.600 mm.

2.2.7 Tubería de Poliéster-Fibra de Vidrio

Si bien la aparición de estas tuberías ocurrió en la década de los 50-60, no es hasta mediada la década de los 90 en que empieza a conseguir mayores índices de utilización en las conducciones y redes de riego, debido, entre otras razones, a no tener

completamente resuelto el tema de la unión entre los tubos. Las normas que los regulan son UNE EN 1.796 y UNE EN 14.364.

Aparte del diámetro y la presión nominales (como en el resto de tuberías), hay que seleccionar en este caso la rigidez del tubo, que a su vez depende de dos parámetros:

- Condiciones de enterramiento, en las que se incluye el suelo existente, el tipo de instalación y la profundidad del recubrimiento.
- La presión negativa, si existiera

Los tubos se obtienen mediante centrifugación programada, en la que se utilizan diferentes materiales generalmente dispuestos en capas.

Los materiales y aditivos utilizados son:

- Resina de poliéster, que actúa como elemento matriz, confiriendo propiedades impermeabilizantes y de barrera química.
- Aditivos que, mezclados con la resina, mejoran la carga estructural.
- Arena de sílice, que aumenta la resistencia a flexión del tubo y añade robustez al compuesto.
- Fibra de vidrio, que hace las veces de ligante, armadura que soporta los esfuerzos de tracción.

Entre las ventajas de esta tubería, podemos mencionar:

- Su ligereza, que facilita y abarata tanto el transporte como su posterior manipulación y montaje.
- Alta resistencia a los ataques químicos interiores y exteriores.
- Inalterable contra corrosión y corrientes vagabundas
- Excelente resistencia a la abrasión (aguas con arrastre de sólidos)
- Insensibles al hielo, a las altas temperaturas y a los rayos ultravioleta
- Excelentes características hidráulicas en cuanto a la lisura de la superficie interna.

Los diámetros nominales en los que se trabaja se encuentran entre los 100 mm y los 3.000 mm. Las presiones nominales de cálculo estándares son 6, 10, 16 y 20 atmósferas. En todos los casos, la longitud total del tubo suele ser de 6 metros, aunque se pueden encontrar desde 3 a 18 m. En el Anexo III se muestra una tabla con los diámetros que se ofrecen.

Respecto al concepto de diámetro nominal DN, es preciso significar que en los tubos de PRFV la designación genérica DN se refiere, aproximadamente, al diámetro interior

(ID), si bien estos tubos presentan la singularidad de poder ser fabricados bajo dos series: la serie A y la B. Supuesto fijo un valor del DN, en la primera serie (la A) los aumentos de espesor se obtienen por variación del OD (el ID es fijo), mientras que en la segunda serie (la B) ocurre, al contrario: el OD es fijo y varía el ID al aumentar o disminuir el espesor, pero en ambas la designación genérica DN se refiere al interior (en la serie B, aproximadamente al interior).

Para la serie B, además, existen cuatro subseries: B1, B2, B3 y B4. La primera es una serie genérica para tubos de PRFV, mientras que las series B2, B3 y B4 tienen unas dimensiones tales que los tubos fabricados bajo dichas series sean compatibles, respectivamente, con accesorios de fundición (según ISO 2.531), de PVC (según ISO 161-1) o de acero (según ISO 4.200).

Para la unión entre tubos y con los elementos singulares, existen en el mercado, accesorios en Acero y accesorios en Poliéster. Son aplicaciones típicas de estas tuberías los abastecimientos de agua, redes de distribución de agua, alcantarillados,

colectores y emisarios de saneamiento, impulsiones de aguas residuales, conducciones de fluidos especiales y rehabilitación de conducciones.

Las clases de rigidez (rigidez nominal, RN) que se consideran son las de 2.500, 5.000 y 10.000 N/m².

Para conseguir que un buen funcionamiento de los sistemas de riego conviene elegir correctamente los materiales. De no hacerlo así, se pueden presentar diversos problemas como son la falta de uniformidad en la aplicación del agua al cultivo y el envejecimiento prematuro las tuberías. Para evitar esta situación se aconseja que los materiales usados cumplan las normas de calidad vigentes.

2.3 Bibliografía y referencias

CEDEX, 2009, Guía técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión. 6ª ed. Madrid: Ministerio de Medio Ambiente. 442 p. ISBN:9788477904922.

UNE 19049-1:1997 Tubos de acero inoxidable para instalaciones interiores de agua fría y caliente. Parte 1: Tubos.

UNE 53367-1:2014 Plásticos. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua para microrriego. Parte 1: Especificaciones para tubos de polietileno (PE).

UNE 53367-1:2014/1M:2018 Plásticos. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua para microrriego. Parte 1: Especificaciones para tubos de polietileno (PE).

UNE 53367-2:2014 Plásticos. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua para microrriego. Parte 2: Accesorios de material plástico y el sistema.

UNE 53994:2012 Plásticos. Tubos y accesorios termoplásticos y termoplásticos reforzados con fleje metálico para drenaje enterrado en obras de edificación e ingeniería civil y drenaje agrícola.

UNE EN 1.796 Sistemas de canalización en materiales plásticos para suministro de agua con o sin presión. Plásticos termoestables reforzados con fibra de vidrio (PRFV) basados en resina de poliéster insaturada (UP).

UNE EN 14.364 :2015 Sistemas de canalización en materiales plásticos para evacuación y saneamiento con o sin presión. Plásticos termoendurecibles reforzados con vidrio (PRFV) a base de resina de poliéster insaturado (UP). Especificaciones para tuberías, accesorios y uniones.

UNE EN 755-7:2016 Aluminio y aleaciones de aluminio. Varillas, barras, tubos y perfiles extruidos. Parte 7: Tubos extruidos con punzón, tolerancias dimensionales y de forma.

UNE EN 755-8:2016 Aluminio y aleaciones de aluminio. Varillas, barras, tubos y perfiles extruidos. Parte 8: Tubos extruidos con matriz-puente, tolerancias dimensionales y de forma.

UNE-CENTS 1452-7:2014 Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua y para saneamiento enterrado o aéreo con presión. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 7: Guía para la evaluación de la conformidad. (Ratificada por AENOR en mayo de 2014.)

UNE-EN 10255:2005 + A1:2008, Tubos de acero no aleado aptos para soldeo y roscado. Condiciones técnicas de suministro.

UNE-EN 12201-2:2012+A1:2020 Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua y saneamiento con presión. Polietileno (PE). Parte 2: Tubos.

UNE-EN 12666-1:2006+A1:2012 Sistemas de canalización en materiales plásticos para evacuación y saneamiento enterrado sin presión. Polietileno (PE). Parte 1: Especificaciones para tubos, accesorios y el sistema.

UNE-EN 1401-1:2009 Sistemas de canalización en materiales plásticos para saneamiento enterrado sin presión. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 1: Especificaciones para tubos, accesorios y el sistema.

UNE-EN 14525:2005 Adaptadores de bridas y manguitos de gran tolerancia de fundición dúctil para su utilización con tuberías de diferentes materiales: fundición dúctil, fundición gris, acero, PVC-U, PE, fibrocemento

UNE-EN 1916:2008. Tubos y piezas complementarias de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón con fibra de acero.

UNE-EN 545:2011 Tubos, racores y accesorios de fundición dúctil y sus uniones para canalizaciones de agua. Requisitos y métodos de ensayo.

UNE-EN ISO 1452-1:2010 Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua y para saneamiento enterrado o aéreo con presión. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 1: Generalidades. (ISO 1452-1:2009)

UNE-EN ISO 1452-2:2010 Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua y para saneamiento enterrado o aéreo con presión. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 2: Tubos. (ISO 1452-2:2009)

UNE-EN ISO 1452-3:2011 Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua y para saneamiento enterrado o aéreo con presión. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 3: Accesorios (ISO 1452-3:2009, versión corregida 2010-03-01)

UNE-EN ISO 1452-4:2010 Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua y para saneamiento enterrado o aéreo con presión. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 4: Válvulas. (ISO 1452-4:2009)

UNE-EN ISO 1452-5:2011 Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua y para saneamiento enterrado o aéreo con presión. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 5: Aptitud al uso del sistema. (ISO 1452-5:2009, versión corregida 2010-03-01)

3 Accesorios para conducciones y riego.

Los sistemas de riego, además de tuberías necesitan una serie de elementos necesarios para completar la estructura final del sistema.

3.1 Juntas

Se trata de elementos que permiten la unión de varios tramos de tubería. Son especialmente importantes cuando se trabaja con materiales metálicos y de hormigón ya que las piezas suelen venir en longitudes estándar que raramente coinciden con la longitud de nuestros diseños. Por otro lado, de nada sirve una buena tubería, si no se es estanca en las uniones o empalmes. Una junta debe ser resistente al envejecimiento, a esfuerzos y ser impermeable.

3.1.1 Junta por soldadura

La manera más obvia de efectuar la unión de dos trozos de tubería es mediante soldadura de las piezas. Se puede soldar las piezas mediante un cordón exterior (unión a tope) o mediante la aplicación de material fundido en una unión machihembrada previamente fabricada al efecto (muy característico en las instalaciones de agua caliente en cobre).

Una variante de este tipo de unión consiste en la aplicación de pegamento en los extremos que se desea unir y que previamente estarán conformados para que encajen y así dotar al adhesivo de mayor superficie de contacto.

3.1.2 Junta de brida o platina

Consiste en una unión asegurada mediante tornillos o remaches e impermeabilizada mediante una junta de disco, generalmente de un material plástico. Para ello las tuberías deben ir provistas de terminaciones que admitan la posibilidad de colocar los tornillos.



Fig. 3-1 Ejemplo de junta de brida

3.1.3 Junta de campana o machihembrada

Muy frecuente en materiales de hormigón y derivados del cemento, aunque también es frecuente en PVC de gran diámetro (sobre todo en saneamientos). Se conforma la pieza de manera que un extremo es algo más ancho que la sección típica y el otro un poco más estrecho. Ambos extremos encajan perfectamente y solamente necesitan un aro de material elástico para asegurar la estanqueidad. Los fabricantes recomiendan una limpieza cuidadosa de la junta y el uso de unos lubricantes específicos para un buen asiento de las piezas.



Fig. 3-2 Junta machihembrada en PVC, mostrando unión mediante pegamento

3.1.4 Junta Gibault

Se compone de dos anillos de caucho, un manguito troncocónico, dos bridas y dos o tres tornillos, según el diámetro del tubo. Sobre cada extremo se coloca una brida y una anilla de caucho, en el centro se coloca el manguito de forma tal que al apretar los tornillos se presionen los anillos de caucho, manguito y bridas, produciéndose la estanqueidad.

Este tipo de junta permite la unión de trozos de tubería sin una forma especial en los extremos, lo que facilita el trazado de la tubería y la recuperación de trozos cortos.



Fig. 3-3 Aspecto de una junta Gibault, instalada

3.1.5 Junta de manguito

Consisten en una pieza de tubería que abraza a los tubos que se pretenden unir. Puede ir provista de aros de caucho para mejorar la estanqueidad, incluso algún tipo de rosca para hacer más firme la unión. Existe la posibilidad de que el manguito sea interior, pero presenta inconvenientes desde el punto de vista hidráulico ya que genera un punto de estrechamiento. Se usa frecuentemente en reparaciones.



Fig. 3-4 Aspecto de una junta de manguito uniendo dos piezas de polietileno

3.1.6 Junta RK

Diseñada por la empresa alemana *Eternit*, está compuesta por un manguito de fibrocemento, dos gomas, tacos de goma dura para la separación y apoyo de los tubos.

Se consigue la estanqueidad sin aplastar de las gomas. Éstas tienen un perfil con múltiples dientes, consiguiéndose la estanqueidad, en cada uno. Además, se consigue una gran flexibilidad, lo que permite adaptar la conducción al terreno.

En tuberías que van a estar sometidas a tracción, como puede ser el caso de una conducción por una ladera, existe una variedad que dispone de unas varillas de nylon para anclaje.

3.1.7 Roscada

En materiales plásticos y en materiales metálicos de pequeño diámetro es frecuente el uso de justas roscadas. En general es necesario el uso de teflón para su estanqueidad, aunque cada vez más se encuentran juntas roscadas con brida en el interior o con aros de caucho.

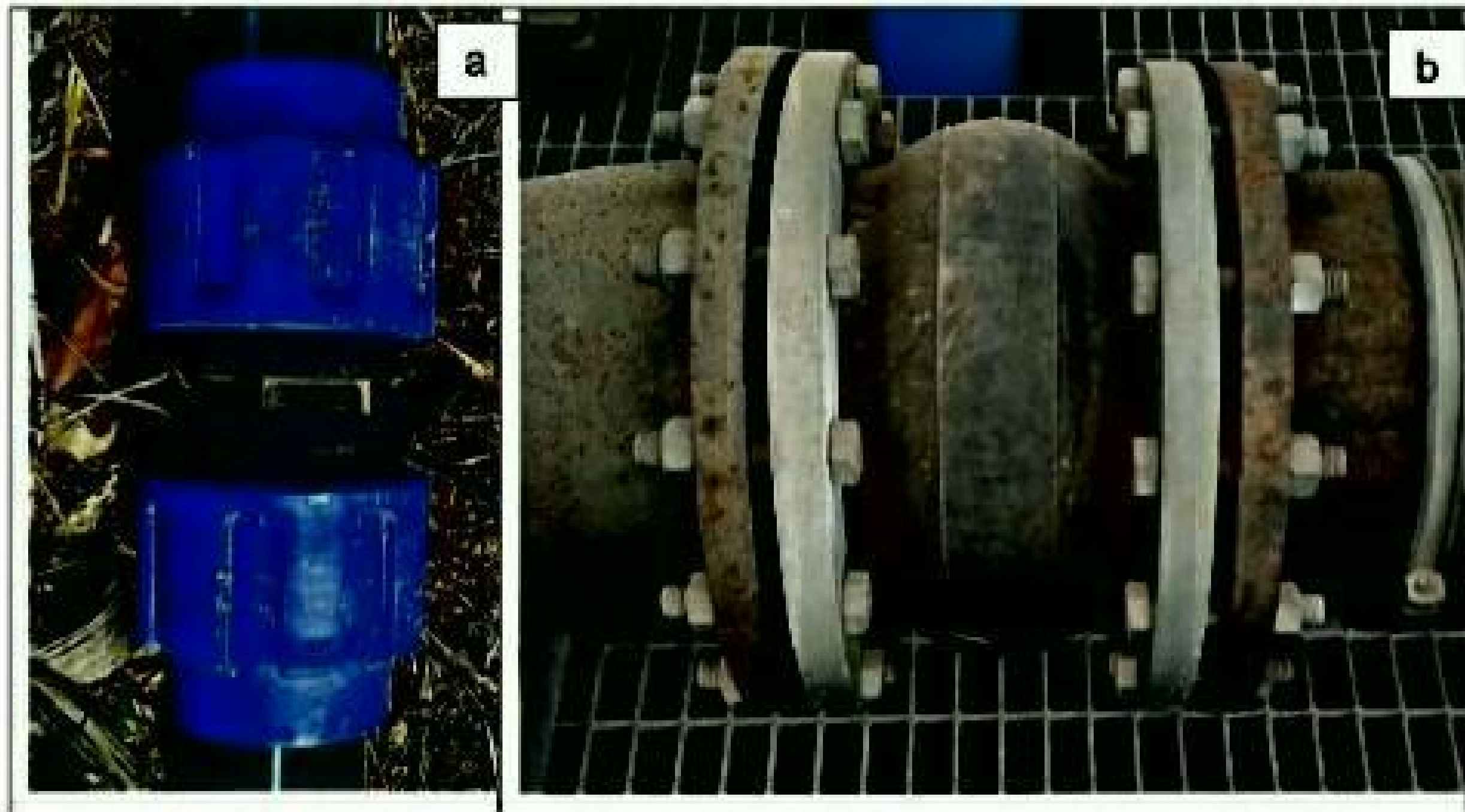


Fig. 3-5 Junta roscada (a) y junta de expansión con bridas (b)

3.2 Piezas de derivación

Pueden ser en ángulo recto (Tes) o un ángulo algo menor (derivación en Y). Si se pretende dividir la tubería, pero seguir en la misma dirección, se denominan derivaciones en "pantalón", por la forma que adoptan. La unión con la tubería puede ser con cualquiera de los mecanismos de unión vistos en el apartado anterior.



Fig. 3-6 Aspecto de piezas singulares

En polietileno de pequeño diámetro es frecuente que la derivación se inserte a presión en un orificio practicado en la pared de la tubería.

3.3 Cambios de dirección

Cuando el radio de curvatura en el trazado de una tubería es muy pequeño se recurre a piezas especiales que eviten fatigas innecesarias al material. Estas piezas ocasionan pérdidas de carga, pero son imprescindibles para adaptar el trazado al terreno y salvar los posibles obstáculos.

Estas piezas conocidas como codos son muy variadas, pero debemos fijarnos al menos las siguientes características:

- Diámetro
- Ángulo
- Radio
- Material
- Junta

Los fabricantes suelen proporcionar datos para determinar la pérdida de carga que ocasionan estos elementos

3.4 Tapones terminales

Durante la ejecución y durante la explotación de los sistemas de distribución, las tuberías deben estar cerradas en su extremo para así prevenir la salida del agua y que penetre suciedad o animales en el interior. En pequeños diámetros bastará con doblar la tubería y asegurarla con alambre o cuerda, pero en grandes diámetros es necesario el uso de llaves terminales o de tapones de cierre. Su unión puede ser con cualquiera de los sistemas empleados para las juntas.



Fig. 3-7 Tapón terminal en PVC

3.5 Ventosas

En determinadas ocasiones aparece gas dentro de las tuberías y es necesario extraerlo. La razón más frecuente es el fenómeno de la cavitación, aunque también puede ocurrir que aparezcan productos de la fermentación si las aguas contienen materia orgánica y la velocidad de circulación es lenta. En otras ocasiones es necesario vaciar la tubería rápidamente y para ello es conveniente que entre el aire desde el exterior de forma controlada. Para estas situaciones se utiliza una pieza especial denominada ventosa. Básicamente constan de una cámara con un orificio al exterior, que se encuentra taponado por una bolsa que contiene algún gas o por un flotador. Cuando aparece gas, la presión baja y la bolsa se desprende del orificio permitiendo la salida del mismo retomando su posición normal cuando la presión se recupera. En el caso de golpes de ariete el orificio se abre durante la fase de depresión permitiendo la entrada de aire exterior y cortando la propagación de la onda.

El lugar idóneo para colocar estas piezas en los puntos altos del trazado, que es el lugar donde previsiblemente aparecerán los problemas relacionados con gases en la tubería y a donde se dirigirá el gas que se genere en otras partes del trazado.



Fig. 3-8 Ventosa instalada en una tubería de conducción

3.6 Llaves de paso

Resulta imprescindible establecer puntos de corte de la circulación del agua, bien para realizar operaciones de reparación o mantenimiento o bien para manejar el sistema de forma manual. Para estas operaciones se utilizan piezas que cortan el flujo del agua en ambos sentidos, conocidas como llaves (mal llamadas válvulas en ocasiones). Se fabrican en una variedad muy amplia pero las más corrientes son:

- De compuerta

El mecanismo consiste en una pieza plana que se mueve en sentido vertical y cierra o abre el paso del agua. Usualmente se acciona mediante un tornillo de paso corto, lo que obliga a un cierre lento.



Fig. 3-9 Aspecto de una llave de compuerta

- De mariposa

El mecanismo consiste en un eje vertical que lleva una pieza circular solidaria al mismo. Cuando el eje gira la pieza puede ocupar una posición paralela al flujo o perpendicular

al mismo, con posiciones intermedias. Suele llevar una zona de asiento para mejorar la estanqueidad. Permiten un cierre rápido por lo que no son adecuadas en grandes diámetros.

- De bola o esfera

El mecanismo de cierre es una esfera hueca solidaria con el eje junto con una zona de asiento. También permiten un cierre rápido. Son muy populares en abastecimientos urbanos.



Fig. 3-10 Ejemplo de llave de bola

3.7 Dispositivos de medida

Se conocen multitud de dispositivos para la medida del agua y de sus propiedades. Resultan imprescindibles en las instalaciones para manejar el sistema y eventualmente automatizarlo.



Fig. 3-11 Contador

3.7.1 Medida del caudal

Algunos de estos dispositivos ya describen en los temas de aforos como los aforadores de efecto Venturi o las compuertas para corrientes libres. Aquí describiremos aquellos que proporcionan una salida más elaborada eliminando la necesidad de cálculo; los denominados contadores.

Hay muchos instrumentos disponibles para la medición del flujo. Algunas aplicaciones simples pueden ofrecer muchas ventajas sobre los instrumentos más costosos. Aunque los caudalímetros pueden parecer una invención moderna, los tipos básicos ya eran evidentes desde la época romana. A menudo se usaban para medir el flujo de agua a los hogares.

Hoy en día existen muchos tipos de medidores de flujo, tales como: área variable, desplazamiento positivo, ultrasonido y caudalímetros másicos. Cada tipo tiene sus características especiales y no existe un caudalímetro universal o perfecto que sea apropiado para todas las industrias y aplicaciones. Los más frecuentes en agricultura son los que se basan en la medida de la velocidad. Los más frecuentes son los conocidos como medidores de chorro único, múltiple y el contador Woltman.



Fig. 3-12 Contador

Cuando la tubería es muy grande, es frecuente medir solamente en un punto concreto de la sección. Particularmente interesantes son los medidores de turbina.

En otras ocasiones la medida se realiza en una rama en paralelo a la tubería principal, esto es necesario en aguas que llevan elementos en suspensión, ya que pueden deteriorar las partes móviles de un contador.

El medidor denominado rotámetro está compuesto por un tubo cónico a través del cual pasa el fluido que se va a medir. La posición correcta es tal que el fluido circule desde el extremo más pequeño del cono y hasta el extremo más grande. A medida que el fluido circula, fuerza un flotador, que hace las veces de indicador hacia arriba. El espacio libre entre el flotador y el tubo aumenta a medida que el flotador se mueve hacia arriba. Una mayor sección de paso y el peso propio del flotador hacen que, para un margen

relativamente amplio de caudales, se alcance una cierta posición de equilibrio. Esta circunstancia se puede utilizar para calibrar este dispositivo.

Normalmente, se imprime en el tubo una escala con las medidas de flujo. El caudal se puede leer haciendo coincidir las marcas del tubo con el borde del flotador.



Fig. 3-13 Ejemplo de rotámetro

Se puede correlacionar el caudal con el giro de una turbina interpuesta en el flujo del agua. La señal puede ser mecánica o eléctrica, aunque últimamente se tiende a instalar dispositivos eléctricos.

En determinadas ocasiones en las que se requiere cierta precisión se utilizan los contadores electromagnéticos. Se basan en la aparición de un campo magnético inducido cuando una carga se mueve en presencia de un campo magnético.

En grandes instalaciones se pueden usar los denominados medidores ultrasónicos. Se basan en el efecto Doppler.

Variantes de estos dispositivos se instalan frecuentemente en los puntos de acometida al suministro urbano, industrial o incluso agrícola.

3.7.2 Medida de la presión

Conocidos como manómetros. Son dispositivos para visualizar la presión del agua. En ocasiones se sustituyen por dispositivos electrónicos, conocidos como transductores de presión. Esto es particularmente interesante si se pretende controlar adecuadamente el sistema.



Fig. 3-14 Manómetro

3.8 Dispositivos de regulación; válvulas.

Cada día es más frecuente la necesidad de controlar las características del flujo y actuar a distancia ante determinadas circunstancias.

Esta componente de regulación más o menos automática es lo que distingue a un simple elemento de corte como las llaves de unos elementos más sofisticados denominados válvulas.

En sentido amplio, las válvulas constan de:

- Cámara
- Cuerpo en el que se asientan las piezas de la misma
- Actuador que permite el cierre del orificio de paso de forma suave
- Regulador, conocido a veces como piloto, que controla el actuador.

En función del número de cámaras podemos hablar de válvulas de cámara simple o válvulas de cámara doble



Fig. 3-15 Ejemplo de válvula de tres vías

En función de la forma del cuerpo las válvulas pueden clasificarse como:

- En Y
- En globo
- En ángulo
- Saunders

En función del sistema de accionamiento se distinguen actuadores de pistón y de membrana. El actuador puede ser accionado de forma manual (p.ej. un tornillo de regulación) o automática (p.ej. un solenoide).

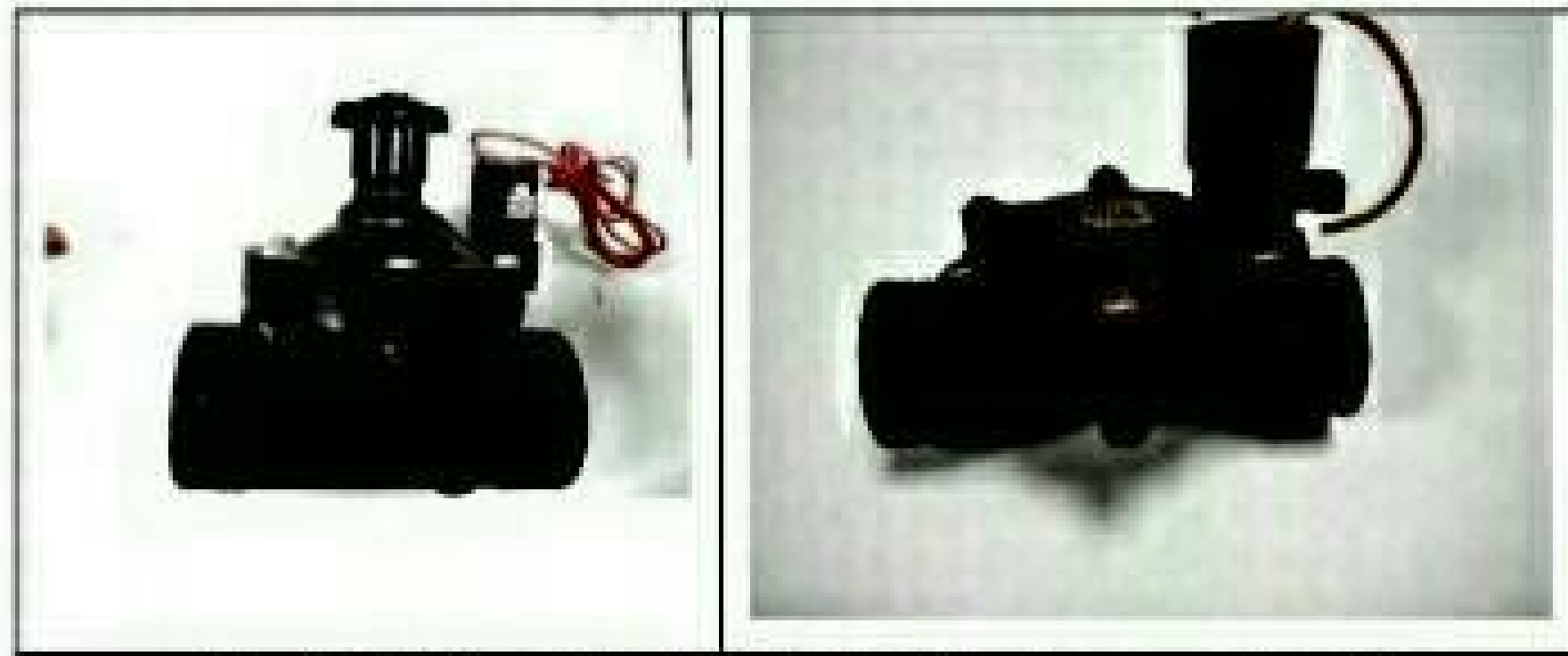


Fig. 3-16 Ejemplos de electroválvula con solenoide

El solenoide consiste básicamente una bobina de cobre en cuyo interior se encuentra un núcleo ferromagnético, de tal forma que cuando la bobina o recibe tensión, el núcleo adopta una posición de reposo y al recibir tensión cambia su posición, pasando al estado de excitación. Con este cambio de posición del núcleo se produce la apertura o bien el cierre de la válvula.

3.8.1 Antirretorno

La válvula más básica es la denominada válvula de retención o antirretorno. Este elemento evita que el agua se mueva en sentido contrario al que le hemos definido.



Fig. 3-17 Válvula antirretorno

Puede tratarse de un mecanismo de compuerta simple o bien de un resorte con asiento. Con frecuencia contienen un pequeño filtro cazapiedras. Una variante de este dispositivo es el conocido como válvula de pie, muy frecuente en la aspiración de las bombas, sobre todo cuando el nivel del agua pueda situarse bajo el nivel de la máquina. Este tipo de válvulas no necesitan actuadores ya que son bastante simples.

3.8.2 Reguladoras de presión

Se pueden distinguir dos versiones; limitadora de presión y reguladora de presión. La primera solamente impone una restricción que consiste en que a partir de cierta presión cierra el orificio de salida de modo que la presión se mantiene mas o menos constante a partir de este valor, aunque para presiones menores no actúa y el sistema sigue trabajando pero a menor presión. El mecanismo consiste en un resorte que a partir de cierta presión cierra el paso del agua. Se usan como dispositivo de seguridad contra sobrepresiones



Fig. 3-18 Ejemplo de Válvula reguladora de presión

3.8.3 Reguladoras o limitadoras de caudal

Este elemento, al igual que las reguladoras de presión, consiste en un dispositivo que cierra más o menos el paso del agua cuando se superan determinados valores de referencia, normalmente ajustados en un piloto. El mecanismo de control responde a la velocidad de agua en una sección de control. Cuando la pérdida de carga entre un punto situado antes de la válvula y a la salida de la misma supera cierto valor, el piloto cierra ligeramente la sección de paso con lo que la velocidad disminuye bajando de hecho el caudal.



Fig. 3-19 Válvula reguladora de caudal

Una variante de este dispositivo es la conocida como válvula de secuencia. Se abre a partir de cierta presión evitando que el circuito funcione a presiones demasiado bajas.

La Reguladora de presión propiamente dicha, puede cerrar parcialmente el paso del agua, ocasionando pérdidas de carga variables lo que permite que la presión se mantenga entre unos límites muy estrechos. En cualquier caso, por debajo de cierta presión dejan de regular. Para Un funcionamiento mas preciso este dispositivo requiere el uso de dos válvulas interconectadas, actuando una de ellas como controlador de la cámara reguladora de la segunda.

A diferencia de las anteriores (reguladoras de cuadal), en este caso no es imprescindible controlar la diferencia de presión entre dos puntos, basta con el propio valor de la misma.

3.8.4 Sostenedoras de presión

La válvula sostenedora se mantiene cerrada mientras la presión de entrada no alcance un determinado valor. Ese valor se controla mediante un tornillo de ajuste en el piloto. Cuando la presión de entrada llega a este valor, la válvula se abre

Estas válvulas se utilizan en instalaciones donde se deba mantener una presión mínima. Un ejemplo sería a la salida de los grupos de bombeo, para evitar que las bombas trabajen con poca presión o en ramales de una tubería de consumo para asegurar una presión de línea y evitando que las cotas inferiores se vean favorecidas frente a las superiores.



Fig. 3-20 Válvula sostenedora de presión

3.8.5 Controladoras de nivel

Las válvulas de control de nivel permiten controlar con mayor seguridad el llenado o vaciado de depósitos. El efecto que se busca es la apertura cuando el depósito está bajo y el cierre cuando el nivel llega al máximo prefijado. Cuando el nivel de agua en el depósito desciende debido al consumo, la boya desciende, abriendo el paso de agua a su través y vaciando la cámara superior dela válvula lo cual permite su apertura.

El mecanismo para que se puedan controlar dos niveles de consigna es permitir que el flotador puede desplazarse libremente a lo largo del eje vertical. Cuando el flotador desciende por debajo del nivel máximo se cierra el piloto y la válvula permanece cerrada hasta que no se alcance el nivel mínimo.

3.8.6 Dispositivos de seguridad

Se trata de elementos dispuestos para eliminar o amortiguar determinadas circunstancias que pueden resultar peligrosas para las personas o la instalación. Podemos señalar especialmente los mecanismos de control de fugas y las protecciones contra el golpe de ariete. Por nombrar algún mecanismo pasivo podemos recordar los denominados calderines y las chimeneas de equilibrio en casos de protección antiarriete.

Especial atención merecen las denominadas válvulas de control anti-rotura que cierran la instalación cuando se produce una avería aguas abajo. Este tipo de válvula es utilizada en instalaciones de suministro para evitar que una rotura permita la salida de demasiada agua con los problemas que ello conlleva. Estas válvulas controlan el caudal circulante y si se produce un incremento de caudal excesivo, la válvula lo detecta y provoca el cierre total del paso de agua.

Una vez que la válvula se ha cerrado debido a un exceso de caudal, no vuelve a abrirse hasta que no se realice una apertura manual.



Fig. 3-21 Calderin

3.9 Hidrantes

Se denomina Hidrante al conjunto de piezas que permiten al usuario conectarse con seguridad a la red y al suministrador, controlar las condiciones del servicio. En general suelen tener algún regulador de presión y/o de caudal, contador y llaves de corte.

3.10 Simbología

En los catálogos, programas y manuales es frecuente que aparezcan símbolos concretos para cada tipo de válvula y que así queden bien definidos en un documento proyectual. Estos símbolos están recogidos en la Norma UNE-101 149 86 (ISO. 1219 1 y ISO 1219 2 a nivel internacional). El Documento Básico HS Salubridad HS4-1, Sección HS 4 referente al suministro de agua proporciona los símbolos que se deben utilizar en instalaciones.

En las Figuras siguientes se muestran algunos ejemplos.




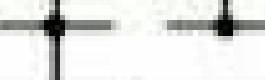
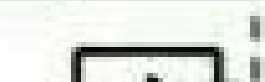



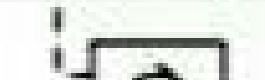



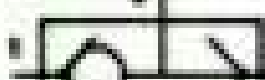











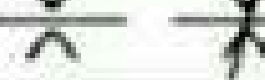





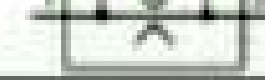


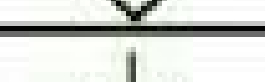





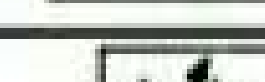
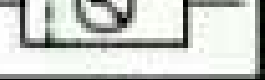




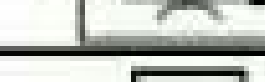





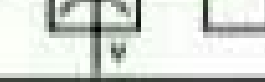



Símbolos		Conexiones	
Símbolo	Descripción	Símbolo	Descripción
	Válvula de cierre.		Unión de tuberías.
	Válvula de bloqueo (antirretorno).		Cruce de tuberías.
	Válvula de retención pilotada. $P_e > P_a \rightarrow$ Cierre.		Manguera.
	Válvula de retención pilotada. $P_a > P_e \rightarrow$ Cierre.		Acople rotante.
	Válvula O (OR). Selector.		Línea eléctrica.
	Válvula de escape rápido. Válvula antirretorno.		Silenciador.
	Válvula de escape rápido. Válvula antirretorno, doble efecto con silenciador.		Fuente de presión, hidráulica, neumática.
	Válvula Y (AND).		Conexión de presión cerrada.
	Orificio calibrado. El primer símbolo es fijo, el segundo regulable.		Línea de presión con conexión.
	Estrangulación. El primer símbolo es fijo, el segundo regulable.		Acople rápido sin retención, acoplado.
	Válvula estranguladora unidireccional a diafragma.		Acople rápido con retención, acoplado.
	Válvula estranguladora unidireccional. Válvula antirretorno de regulación regulable en un sentido.		Desacoplado línea abierta.
	Manómetro diferencial.		Desacoplado línea cerrada.
	Unidad de mantenimiento, filtro, regulador, lubricador. Gráfico simplificado.		Escape sin rosca.
	Válvula de control de presión, regulador de presión de alivio, regulable.		Escape con rosca.
	Combinación de filtro y regulador.		Retorno a tanque.
	Combinación de filtro, regulador y lubricador.		Válvula estranguladora doble, antirretorno con regulador de caudal doble con conexión instantánea.
	Combinación de filtro, separador de neblina y regulador.		Válvula estranguladora de caudal de dos vías.
	Termómetro.		Distribución de caudal.
	Caudalímetro.		Eyector de vacío. Válvula de soplado de vacío.
	Medidor volumétrico.		Eyector de vacío. Válvula de soplado de vacío con silenciador incorporado.
	Indicador óptico. Indicador neumático.		Válvula limitadora de presión.
	Sensor.		Válvula limitadora de presión pilotada.
	Sensor de temperatura.		Válvula de secuencia por presión.
	Sensor de nivel de fluidos.		Válvula reguladora de presión de dos vías. (reductora de presión).
	Sensor de caudal.		Válvula reguladora de presión de tres vías. (reductora de presión).
			Multiplicador de presión neumática. Accionamiento manual.
			Presostato neumático.
			Presostato neumático.

Fig. 3-22 Símbolos empleados comúnmente en los esquemas de control hidráulicos (ISO 1219)

<table><tr><th>SÍMBOLO</th><th>DESCRIPCIÓN</th></tr><tr><td></td><td>ALIBE DE RESERVA</td></tr><tr><td></td><td>ALTERNADOR DE FUNCIONAMIENTO DE BOMBAS</td></tr><tr><td></td><td>BOMBA</td></tr><tr><td></td><td>CODO CON VUELTA HACIA ARRIBA</td></tr><tr><td></td><td>CODO CON VUELTA HACIA ABAJO</td></tr><tr><td></td><td>COLECTOR</td></tr><tr><td></td><td>COLLARÍN DE TOMA</td></tr><tr><td></td><td>CONECTOR FLEXIBLE</td></tr><tr><td></td><td>CONTADOR GENERAL</td></tr><tr><td></td><td>CONTADOR DIVISIONARIO</td></tr><tr><td></td><td>DEPÓSITO ACUMULADOR</td></tr><tr><td></td><td>DEPÓSITO DE PRESIÓN</td></tr><tr><td></td><td>DISPOSITIVO ANTIBRIETE</td></tr></table>	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN		ALIBE DE RESERVA		ALTERNADOR DE FUNCIONAMIENTO DE BOMBAS		BOMBA		CODO CON VUELTA HACIA ARRIBA		CODO CON VUELTA HACIA ABAJO		COLECTOR		COLLARÍN DE TOMA		CONECTOR FLEXIBLE		CONTADOR GENERAL		CONTADOR DIVISIONARIO		DEPÓSITO ACUMULADOR		DEPÓSITO DE PRESIÓN		DISPOSITIVO ANTIBRIETE	<table><tr><th>SÍMBOLO</th><th>DESCRIPCIÓN</th></tr><tr><td></td><td>LLAVE DE TOMA EN CARGA</td></tr><tr><td></td><td>LLAVE DE COMPUERTA</td></tr><tr><td></td><td>LLAVE DE BOLA O DE ACCIONAMIENTO RÁPIDO</td></tr><tr><td></td><td>LLAVE DE PASO CON DESAGÜE O GRIFO DE VACIADO</td></tr><tr><td></td><td>LLAVE DE ASIENTO DE PASO RECTO</td></tr><tr><td></td><td>LLAVE DE ASIENTO DE PASO INCLINADO</td></tr><tr><td></td><td>LLAVE DE PASO CON GRIFO DE VACIADO Y DISPOSITIVO ANTIRETORNO</td></tr><tr><td></td><td>MANÓMETRO</td></tr><tr><td></td><td>MANÓMETRO Y PRESOSTATO</td></tr><tr><td></td><td>PRESOSTATO</td></tr><tr><td></td><td>TUBO DE RESERVA PARA LÍNEA DE ACCIONAMIENTO ELÉCTRICO O ELECTRÓNICO</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA REGULADORA DE CAUDAL</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA DE SEGURIDAD DE ESCAPE CONDUcido</td></tr></table>	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN		LLAVE DE TOMA EN CARGA		LLAVE DE COMPUERTA		LLAVE DE BOLA O DE ACCIONAMIENTO RÁPIDO		LLAVE DE PASO CON DESAGÜE O GRIFO DE VACIADO		LLAVE DE ASIENTO DE PASO RECTO		LLAVE DE ASIENTO DE PASO INCLINADO		LLAVE DE PASO CON GRIFO DE VACIADO Y DISPOSITIVO ANTIRETORNO		MANÓMETRO		MANÓMETRO Y PRESOSTATO		PRESOSTATO		TUBO DE RESERVA PARA LÍNEA DE ACCIONAMIENTO ELÉCTRICO O ELECTRÓNICO		VÁLVULA REGULADORA DE CAUDAL		VÁLVULA DE SEGURIDAD DE ESCAPE CONDUcido
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN																																																								
	ALIBE DE RESERVA																																																								
	ALTERNADOR DE FUNCIONAMIENTO DE BOMBAS																																																								
	BOMBA																																																								
	CODO CON VUELTA HACIA ARRIBA																																																								
	CODO CON VUELTA HACIA ABAJO																																																								
	COLECTOR																																																								
	COLLARÍN DE TOMA																																																								
	CONECTOR FLEXIBLE																																																								
	CONTADOR GENERAL																																																								
	CONTADOR DIVISIONARIO																																																								
	DEPÓSITO ACUMULADOR																																																								
	DEPÓSITO DE PRESIÓN																																																								
	DISPOSITIVO ANTIBRIETE																																																								
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN																																																								
	LLAVE DE TOMA EN CARGA																																																								
	LLAVE DE COMPUERTA																																																								
	LLAVE DE BOLA O DE ACCIONAMIENTO RÁPIDO																																																								
	LLAVE DE PASO CON DESAGÜE O GRIFO DE VACIADO																																																								
	LLAVE DE ASIENTO DE PASO RECTO																																																								
	LLAVE DE ASIENTO DE PASO INCLINADO																																																								
	LLAVE DE PASO CON GRIFO DE VACIADO Y DISPOSITIVO ANTIRETORNO																																																								
	MANÓMETRO																																																								
	MANÓMETRO Y PRESOSTATO																																																								
	PRESOSTATO																																																								
	TUBO DE RESERVA PARA LÍNEA DE ACCIONAMIENTO ELÉCTRICO O ELECTRÓNICO																																																								
	VÁLVULA REGULADORA DE CAUDAL																																																								
	VÁLVULA DE SEGURIDAD DE ESCAPE CONDUcido																																																								
<table><tr><td></td><td>DILATADOR EN LÍNEA</td></tr><tr><td></td><td>DESAGÜE EN ARQUETA O ARMARIO</td></tr><tr><td></td><td>FILTRO</td></tr><tr><td></td><td>FLUXOR</td></tr><tr><td></td><td>GRIFO DE AGUA FRÍA</td></tr><tr><td></td><td>GRIFO DE AGUA FRÍA TEMPORIZADO</td></tr><tr><td></td><td>GRIFO HIDROMEZCLADOR MANUAL</td></tr><tr><td></td><td>GRIFO HIDROMEZCLADOR AUTOMÁTICO</td></tr><tr><td></td><td>GRIFO ELECTRÓNICO</td></tr><tr><td></td><td>GRIFO DE COMPROBACIÓN</td></tr><tr><td></td><td>PURGADOR</td></tr><tr><td></td><td>TERMÓMETRO</td></tr><tr><td></td><td>LÍNEA DE ACCIONAMIENTO ELÉCTRICO O ELECTRÓNICO</td></tr><tr><td></td><td>PASATUBOS</td></tr></table>		DILATADOR EN LÍNEA		DESAGÜE EN ARQUETA O ARMARIO		FILTRO		FLUXOR		GRIFO DE AGUA FRÍA		GRIFO DE AGUA FRÍA TEMPORIZADO		GRIFO HIDROMEZCLADOR MANUAL		GRIFO HIDROMEZCLADOR AUTOMÁTICO		GRIFO ELECTRÓNICO		GRIFO DE COMPROBACIÓN		PURGADOR		TERMÓMETRO		LÍNEA DE ACCIONAMIENTO ELÉCTRICO O ELECTRÓNICO		PASATUBOS	<table><tr><td></td><td>VÁLVULA DE SEGURIDAD DE ESCAPE LIBRE</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA PILOTADA</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA ANTIRETORNO</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA DE DOS VÍAS MOTORIZADA</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA DE TRES VÍAS MOTORIZADA</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA LIMITADORA DE PRESIÓN</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN</td></tr><tr><td></td><td>VÁLVULA DE VENTOSA</td></tr><tr><td></td><td>TUBERÍA DE IDA O IMPULSIÓN DE A.F.</td></tr><tr><td></td><td>TUBERÍA DE IDA O IMPULSIÓN DE A.C.S.</td></tr><tr><td></td><td>TUBERÍA DE RETORNO O RECIRCULACIÓN DE A.C.S.</td></tr><tr><td></td><td>TÉ CON SALIDA HACIA ARRIBA</td></tr><tr><td></td><td>TÉ CON SALIDA HACIA ABAJO</td></tr></table>		VÁLVULA DE SEGURIDAD DE ESCAPE LIBRE		VÁLVULA PILOTADA		VÁLVULA ANTIRETORNO		VÁLVULA DE DOS VÍAS MOTORIZADA		VÁLVULA DE TRES VÍAS MOTORIZADA		VÁLVULA LIMITADORA DE PRESIÓN		VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN		VÁLVULA DE VENTOSA		TUBERÍA DE IDA O IMPULSIÓN DE A.F.		TUBERÍA DE IDA O IMPULSIÓN DE A.C.S.		TUBERÍA DE RETORNO O RECIRCULACIÓN DE A.C.S.		TÉ CON SALIDA HACIA ARRIBA		TÉ CON SALIDA HACIA ABAJO		
	DILATADOR EN LÍNEA																																																								
	DESAGÜE EN ARQUETA O ARMARIO																																																								
	FILTRO																																																								
	FLUXOR																																																								
	GRIFO DE AGUA FRÍA																																																								
	GRIFO DE AGUA FRÍA TEMPORIZADO																																																								
	GRIFO HIDROMEZCLADOR MANUAL																																																								
	GRIFO HIDROMEZCLADOR AUTOMÁTICO																																																								
	GRIFO ELECTRÓNICO																																																								
	GRIFO DE COMPROBACIÓN																																																								
	PURGADOR																																																								
	TERMÓMETRO																																																								
	LÍNEA DE ACCIONAMIENTO ELÉCTRICO O ELECTRÓNICO																																																								
	PASATUBOS																																																								
	VÁLVULA DE SEGURIDAD DE ESCAPE LIBRE																																																								
	VÁLVULA PILOTADA																																																								
	VÁLVULA ANTIRETORNO																																																								
	VÁLVULA DE DOS VÍAS MOTORIZADA																																																								
	VÁLVULA DE TRES VÍAS MOTORIZADA																																																								
	VÁLVULA LIMITADORA DE PRESIÓN																																																								
	VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN																																																								
	VÁLVULA DE VENTOSA																																																								
	TUBERÍA DE IDA O IMPULSIÓN DE A.F.																																																								
	TUBERÍA DE IDA O IMPULSIÓN DE A.C.S.																																																								
	TUBERÍA DE RETORNO O RECIRCULACIÓN DE A.C.S.																																																								
	TÉ CON SALIDA HACIA ARRIBA																																																								
	TÉ CON SALIDA HACIA ABAJO																																																								

Fig. 3-23 Símbolos según el CTE

3.11 Referencias

UNE 101149:1986 Transmisiones hidráulicas y neumáticas. Símbolos gráficos.

ISO 1219-3:2016 Fluid power systems and components -- Graphical symbols and circuit diagrams -- Part 3: Symbol modules and connected symbols in circuit diagrams

CTE, 2019 <https://www.codigotecnico.org/index.php/menu-salubridad.html>

4 Elementos de impulsión en sistemas de riego

4.1 Introducción

El agua fluye por los sistemas de conducción en la dirección en la que la energía total va disminuyendo. La energía de una masa fluida, básicamente viene cuantificada por la ecuación de Bernoulli

$$\frac{P}{\gamma} + z + \frac{u^2}{2g} = H$$

ec. 4-1

donde P es la presión (Pa), z es la cota (m) y u es la velocidad (m/s).

En condiciones ideales la suma H se mantiene constante, pero en condiciones reales, al circular el agua entre dos puntos se produce un cierto rozamiento y por lo tanto una disipación de energía en forma de calor, que sale del sistema. Esta situación redundante en que se va produciendo una cierta pérdida de energía hidráulica y por lo tanto el movimiento del agua viene determinado por una línea de energía siempre descendente.

Para numerosas situaciones relacionadas con el movimiento del agua, es necesario que el agua disponga de cierta energía mínima para que pueda ser utilizada. Así, por ejemplo, los emisores para riego localizado, y aspersores, requieren una presión mínima de trabajo, que en este caso suele oscilar entre 0.5 y 1.5 Bares, por lo que al inicio del sistema es preciso que la presión sea mayor, en una cuantía suficiente para compensar las pérdidas producidas por rozamiento del agua en tuberías y singularidades, así como los posibles desniveles entre la cabeza del sistema y el punto de emisión.

Actualmente, los agricultores cada día más, solicitan recibir las aguas con cierta seguridad de suministro y con determinadas condiciones mínimas de presión y caudal disponible. Normalmente es la comunidad de riego la que asume la obligación de velar por la calidad del suministro y así, es frecuente que el servicio se realice como "riego a la demanda". En estas condiciones el agricultor contrata y recibe el agua a voluntad, con un caudal y presión estipulados por contrato, en un régimen muy parecido al usuario urbano o industrial.

Para obtener esta presión puede disponerse, cuando la topografía lo permite, un embalse con un desnivel suficiente. Si la topografía no lo permite o se necesita un control más amplio del proceso se debe instalar un equipo de impulsión o máquina hidráulica que, aporte la energía necesaria al fluido. Se pueden definir las máquinas hidráulicas como aquellos dispositivos capaces de modificar la energía mecánica total H de una corriente fluida. Cuando esta se ve incrementada se denominan máquinas elevadoras, de entre las que destacan las comúnmente conocidas con el nombre de bombas, y cuando disminuye se trata de una máquina receptora, conocidas como turbinas. En este tema trataremos solamente de máquinas elevadoras.

En general, una de las operaciones más delicadas del diseño hidráulico es la elección de una bomba adecuada. Esta operación, o la determinación de la presión de entrada al sistema se realizan al final de todo el proceso de diseño ya que es necesario conocer la respuesta del sistema de tuberías y elementos de control ante diferentes demandas de caudal

4.2 Tipos de bombas.

Las máquinas elevadoras pueden incrementar la energía mecánica total H de un fluido operando sobre cualquiera de sus tres componentes. Dependiendo del sumando sobre el que actúe se pueden distinguir diferentes tipos de máquinas elevadoras:

Los dispositivos que incrementan la energía potencial del fluido, como es el caso norias y tornillos de Arquímedes, que se utilizaban tradicionalmente para elevar agua desde pozos o ríos salvando pequeños desniveles y que están actualmente en desuso.

Por otro lado, las bombas de desplazamiento positivo (de émbolo o pistón, de engranajes, de tornillo doble, de paletas, etc.) aplican una fuerza a una serie de cámaras de trabajo y con ello se produce un incremento de presión ya que el agua y en general los líquidos son prácticamente incompresibles. Estas cámaras se van llenando o vaciando de forma periódica moviendo cantidades discretas de fluido desde la aspiración hasta la impulsión. Las bombas de desplazamiento positivo, concretamente las de pistón y las de membrana, no se utilizan apenas en sistemas de riego ya que se caracterizan por elevar un caudal relativamente pequeño (de 25 a 300 l/min.) a presiones muy elevadas (entre 15 y 50 bares) y están especialmente recomendadas para el caso de sistemas hidráulicos de máquinas y bombas para tratamientos fitosanitarios.

Si el dispositivo comunica presión al fluido a través de la variación de la velocidad del mismo, se denomina turbomáquina.

4.2.1 Maquinas hidráulicas que actúan sobre el sumando cinético de la energía

El incremento de energía que recibe el fluido se debe a la variación del momento cinético que experimenta el mismo al pasar por los conductos de un órgano que se mueve con movimiento de rotación denominado rodete. En estas máquinas una corriente continua de fluido atraviesa el rodete que le comunica energía pasando a través de los canales formados por los alabes o paletas de los que está dotado. Como a la salida del rodete el fluido posee una velocidad elevada, dentro del mismo cuerpo de la bomba parte de la energía cinética se transforma en energía de presión. Las turbomáquinas, a su vez, según el tipo de rodete y la dirección del flujo se clasifican en: radiales o centrífugas, axiales y mixtas.

En las primeras, la dirección del flujo de salida es perpendicular al eje de rotación de la bomba. En las axiales, la dirección del flujo coincide con la del eje de rotación y en las mixtas la dirección del flujo forma un ángulo comprendido entre 0 y 90° con dicho eje.

En el caso de los sistemas de riego a presión, se suelen utilizar turbomáquinas, quedando los otros tipos de máquinas hidráulicas para usos diferentes. El empleo de bombas centrífugas está indicado para elevar caudales relativamente pequeños a alturas relativamente grandes, mientras que el de las axiales es más apropiado para objetivos opuestos. Por esto, las primeras son más apropiadas para las condiciones que generalmente imponen los sistemas de riego, mientras que las segundas resultan más convenientes para mover el agua entre depósitos, captaciones desde cauces o embalses y los sistemas de evacuación en redes de saneamiento. La seguridad y la eficacia del trabajo de unas y otras justifican su extendido uso y el interés de su estudio, objetivo fundamental de este capítulo.

Atendiendo a la dirección del eje de rotación las turbomáquinas se clasifican en horizontales y verticales. Las primeras presentan un mantenimiento más sencillo y pueden instalarse en carga, es decir, con presión positiva en la aspiración, o a una altura prudencial sobre el nivel libre del líquido. En este último caso es necesario disponer una válvula de pie en la boca de la tubería de aspiración.



Fig 4-1 Bomba horizontal

Las bombas verticales, a su vez, pueden presentar el motor por encima de la superficie libre del agua o sumergido (bombas sumergidas).

La pieza esencial de una turbomáquina es una rueda, o rodete, que lleva alabes dispuestos simétricamente alrededor de su eje de rotación. El fluido se mueve por el interior del conducto constituido por el espacio libre entre los alabes, y los esfuerzos entre estos y la corriente fluida dan lugar a un intercambio de potencia. En el caso de una bomba, un dispositivo mecánico (motor eléctrico, o de combustión) hace rotar el rodete, y los referidos esfuerzos se aplican sobre la masa fluida.

En cuanto al tipo de rodete, puede ser abierto, parcialmente abierto o cerrado. Según el número de rodetes del cuerpo impulsor, se distinguen bombas monocelulares y multicelulares. Estas últimas son muy utilizadas en sondeos para captación de aguas subterráneas.

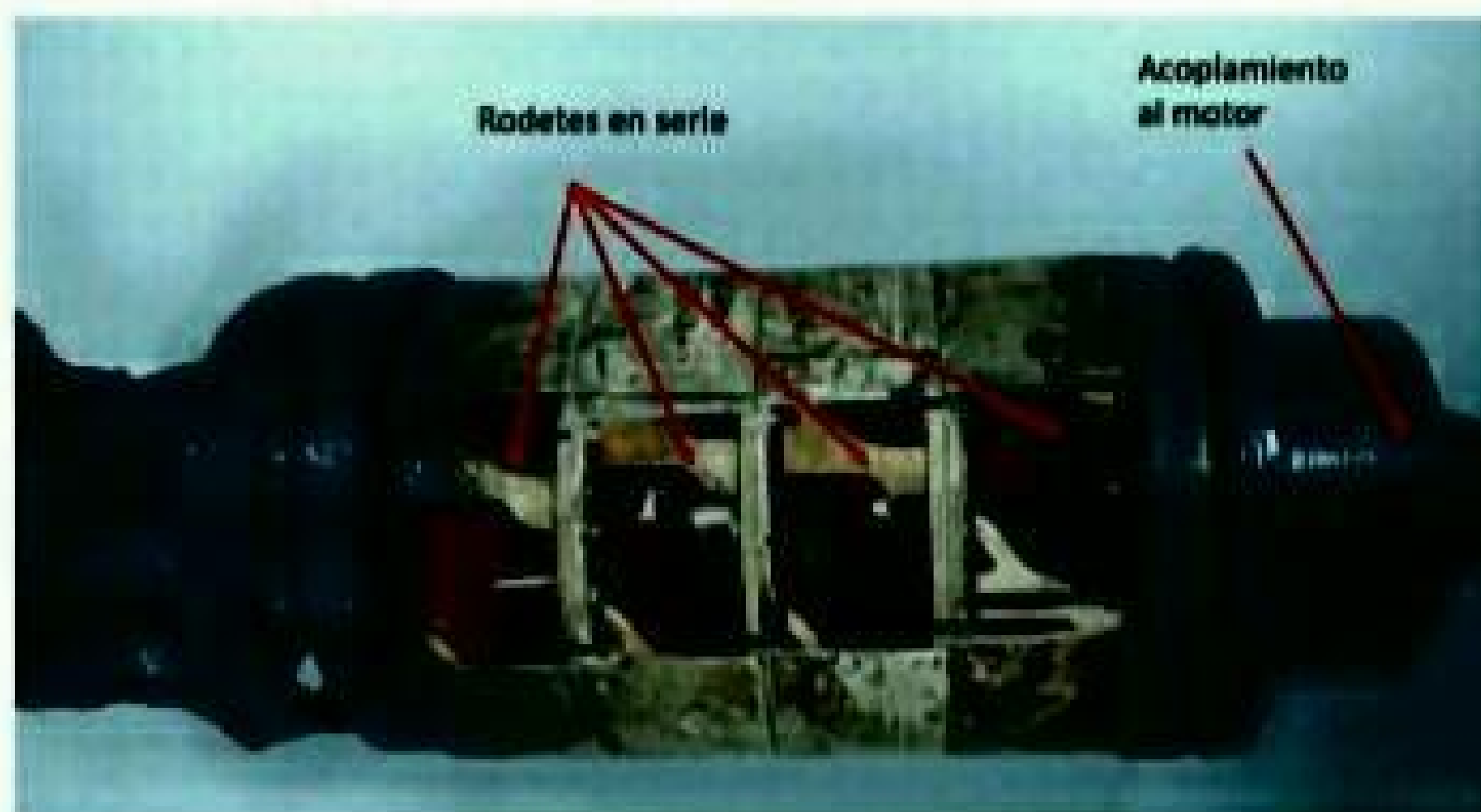


Fig 4-2 Vista interior de una bomba multicelular. Se ha retirado la carcasa exterior para acceder a los rodetes.

En las bombas centrífugas, el agua entra por el centro del impulsor y, gracias a su componente radial, sale por la periferia describiendo una trayectoria centrífuga. Esta da nombre a tales máquinas. Se muestra una sección de impulsor centrífugo, normal al eje, y describe como la forma geométrica y el giro de los alabes condicionan el movimiento del agua. En la entrada, o aspiración, un distribuidor, o tronco de cono convergente, permite lograr una adecuada disposición de los filamentos líquidos. A la salida del impulsor, parte de la energía cinética con que se ha incrementado la energía mecánica total se transforma en energía de presión, mediante una deceleración progresiva en la voluta y el difusor.

Las bombas de corriente axial tienen una hélice impulsora encerrada en una envolvente cilíndrica de longitud suficiente para proporcionar una corriente uniforme aguas arriba y aguas abajo. Su embocadura abocinada evita contracciones perjudiciales a la entrada. A su salida, pueden disponer de alabes directores para evitar la rotación de la estela.

4.3 Curvas características

Las curvas características son las relaciones entre las variables que describen el funcionamiento de una bomba. Se consideran tres tipos de curvas características:

4.3.1 Curva Altura-Caudal.

Se denomina curva característica H-Q a la relación entre la altura de energía ganada por el agua y el caudal que eleva la bomba. El movimiento del fluido en una bomba es un movimiento variable y variado resultante de la composición del movimiento permanente, el movimiento relativo del agua respecto al alabe y del movimiento de arrastre del alabe. Considerando la hipótesis de fluido perfecto, el teorema de Bernoulli aplicado al movimiento relativo producido en el alabe de una bomba a lo largo de cada uno de los correspondientes filamentos permite escribir:

Siendo ω la velocidad relativa del agua respecto a la bomba y u la velocidad del álabe,

$$v^2 = u^2 + \omega^2 + 2u \cdot \omega = u^2 + \omega^2 + 2u(v - u) = \omega^2 - u^2 + 2u \cdot v_u$$

es decir:

$$\frac{\omega^2}{2g} - \frac{u^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} - \frac{u \cdot v_u}{g}$$

Sustituyendo en la ecuación de Bernoulli queda

$$\frac{P}{\gamma} + z + \frac{v^2}{2g} - \frac{u \cdot v_u}{g} = cte$$

y, en consecuencia:

$$\Delta \left(\frac{P}{\gamma} + z + \frac{v^2}{2g} \right) = \Delta \left(\frac{u \cdot v_u}{g} \right)$$

Esta ecuación es aplicable a cualquiera de los filamentos fluidos de la corriente que atraviesa el impulsor. El resultado obtenido es aplicable tanto en bombas axiales como centrífugas.

En este tema, nos vamos a centrar en el caso más simple de un impulsor centrífugo. En este caso particular, el flujo radial de todos sus filamentos a través de las secciones de entrada y salida se ajusta a un movimiento plano, normal al eje. En consecuencia, la ecuación anterior, propia de cada filamento, puede ser generalizada, para aproximar el cambio de la carga total, refiriéndola al movimiento medio. Al aplicar dicha expresión a los valores medios U y V_u representativos de las secciones de salida y de entrada se obtiene la expresión de Euler.

$$H_e = \frac{u_2 \cdot v_{u2} - u_1 \cdot v_{u1}}{g}$$

ec. 4-2

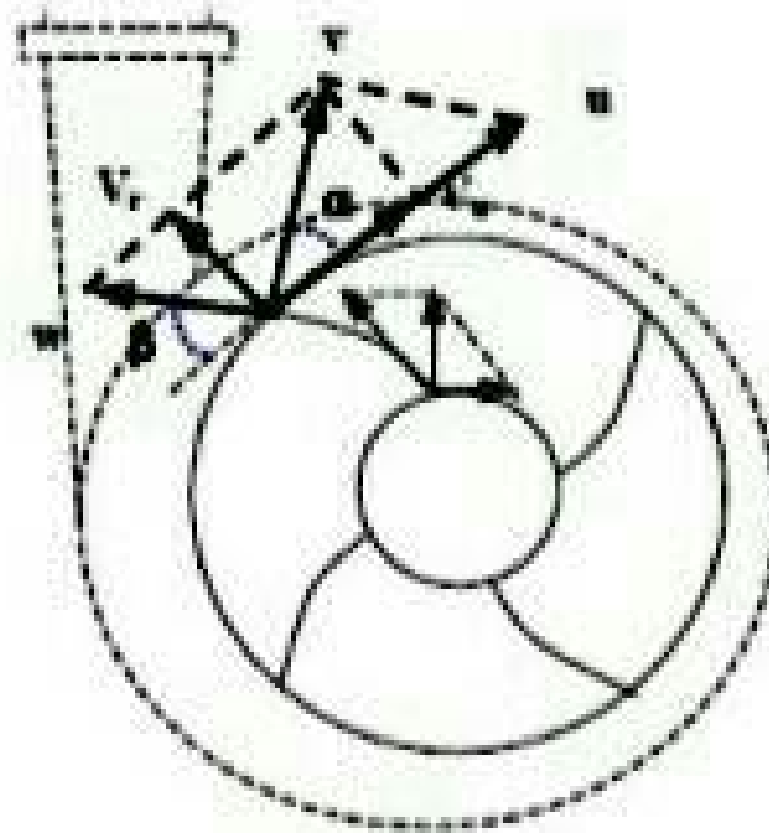


Fig 4-3 Triángulos de velocidades en una bomba centrífuga

Esta energía H_e que pasa a la corriente fluida ha de ser suministrada al eje del impulsor. Recibe el nombre de altura efectiva.

En condiciones óptimas, el agua entra en el impulsor con movimiento absoluto descrito por líneas de corriente contenidas en planos axiales, por lo que la proyección V_{u1} es nula, y queda

$$H_e = \frac{u_2 \cdot v_{u2}}{g}$$

La altura efectiva puede así ser expresada como sigue

$$H_e = \frac{u_2 \left(u_2 - \frac{v_{r2}}{\tan \beta_2} \right)}{g}$$

Donde V_{r2} es la componente de paso a la salida. Teniendo en cuenta las relaciones:

$$u_2 = \bar{\omega} r_2$$

$$v_{r2} = \frac{Q}{2\pi r_2 b}$$

Donde b es la anchura interior del rodete, H_e puede expresarse en función de Q y N :

$$H_e = \mu N^2 - \frac{\lambda}{\tan \beta_2} NQ$$

ec. 4-3

Puede observarse que los coeficientes μ y λ solo dependen de la forma del impulsor, y no de Q o de N . Dando a una de estas dos variables un valor constante, queda una relación entre H_e y la otra variable; la curva que la representa describe el trabajo de la bomba. La variable N suele ser la considerada constante, y la representación $H_e(Q)$ que se obtiene es una recta cuyo coeficiente angular es positivo, nulo o negativo, según que β_2 sea mayor, igual o menor que $\pi/2$

No obstante, la altura de energía efectiva no es la energía que interesa desde el punto de vista práctico sino la energía específica ganada por un líquido real o altura dinámica total, también llamada neta o manométrica H_m . Su valor es siempre inferior a H_e , pues de aquí se han de deducir las pérdidas de energía que se producen como consecuencia del tránsito a través de la bomba. Estas pérdidas son debidas a varias causas:

- a) Pérdidas hidráulicas por rozamiento. Debido al carácter eminentemente turbulento del movimiento del agua en la bomba, las fuerzas viscosas tienen escasa importancia relativa. Como consecuencia, estas pérdidas singulares pueden expresarse en función de un coeficiente de pérdidas constante que depende solamente de la geometría de la bomba y no del número de Reynolds. Se pueden expresar, por tanto, como una ecuación de segundo grado:

$$h_f = k_1 \cdot Q^2$$

ec. 4-4

- b) Pérdidas por choques con los alabes: cuando se diseña una bomba se intenta que en el punto de funcionamiento nominal el agua entre en los alabes de forma tangencial siendo las pérdidas por choque despreciables. Fuera del punto de funcionamiento, el agua no incide tangencialmente y se produce un choque contra los alabes que supone una disipación de energía. Las pérdidas por choque se pueden expresar mediante la siguiente ecuación

$$h_c = k_c \cdot (Q - Q_n)^2$$

ec. 4-5

En definitiva, la relación $H_m(Q)$, o simplemente $H(Q)$, resulta de reducir los valores de H_e en las correspondientes pérdidas h_c y h_f . Al representarla, resulta la curva característica $H(Q)$, cuya forma está íntimamente ligada al carácter de la recta $H_e(Q)$ y, por tanto, al ángulo β_2 .

Para determinar experimentalmente la relación $H(Q)$ que corresponde a un número N de revoluciones dadas, se necesita colocar un vacuómetro en la aspiración y un manómetro en la impulsión, o bien, un manómetro diferencial entre ambos puntos. En la tubería de impulsión, aguas abajo del manómetro, se puede instalar una llave de paso para regular el gasto y así obtener diferentes valores de Q .

Así, punto por punto, se hacen corresponder los valores de H y Q medidos. La curva que se obtiene corta el eje de ordenadas ($Q=0$) en un punto en el que la bomba funciona solamente como agitador. Esto se consigue cerrando totalmente la llave de paso instalada en el origen de la tubería de impulsión. El máximo gasto se obtiene abriendo completamente la aspiración y la impulsión y corresponde a ($H=0$).

4.3.2 Curva Potencia-Caudal

Es la que relaciona potencia absorbida por la bomba o potencia al eje con el caudal que eleva la bomba. La potencia al freno P en el eje de la bomba puede determinarse midiendo en laboratorio su par resistente, que se puede conocer mediante un dinamómetro o un freno, y su velocidad de giro y utilizando la siguiente expresión:

$$P = M \cdot \bar{\omega}$$

ec. 4-6

No obstante, como se ha mencionado anteriormente, no toda la potencia absorbida por la bomba es transmitida al agua debido a que existen una serie de pérdidas en el proceso de transferencia de potencia:

1) A las pérdidas manométricas citadas anteriormente se pueden unir otras pérdidas de potencia internas de tipo volumétrico: se producen como consecuencia del caudal que recircula a través de los intersticios entre el rodete y la carcasa desperdiciando parte de la energía previamente ganada.

2) Pérdidas externas o mecánicas: son las que se producen en los elementos mecánicos de transmisión por rozamiento del presaestopas y los cojinetes el eje de la máquina. Si a la potencia al freno de la bomba restamos las pérdidas de tipo mecánico, en teoría la potencia suministrada por el rodete sería la potencia efectiva bruta (P_{ab}) que se determina por la siguiente expresión

$$P_{eb} = \gamma(Q + q)H_e$$

Donde q es el caudal que recircula a través de la bomba. Y descontando las pérdidas volumétricas queda la potencia efectiva:

$$P_e = \gamma Q H_e$$

Si a dicha potencia le sustraemos las pérdidas hidráulicas por rozamiento y choque se obtendría la potencia útil P_u suministrada por la bomba a la corriente:

$$P_u = \gamma Q H_m$$

ec. 4-7

4.3.3 Curva Rendimiento-Caudal.

Relaciona el rendimiento global obtenido en la transferencia de potencia con el caudal que eleva la bomba. Podemos definir el rendimiento mecánico mediante la relación:

$$\eta_{mec} = \frac{\gamma(Q + q)H_e}{M\omega}$$

ec. 4-8

De igual forma, el rendimiento volumétrico:

$$\eta_{vol} = \frac{\gamma Q H_e}{\gamma(Q + q)H_e} = \frac{Q}{(Q + q)}$$

ec. 4-9

Finalmente, el rendimiento manométrico, o mejor, hidráulico como:

$$\eta_m = \frac{\gamma Q H_m}{\gamma Q H_e} = \frac{H_m}{H_e}$$

ec. 4-10

La relación entre la potencia útil y la potencia al freno mide el rendimiento global. Este es, en general, el dato que interesa y suele ser suministrado por los constructores de la bomba. Se determina a partir de la relación

$$\eta = \frac{\gamma Q H_m}{P} = \eta_{mec} \eta_{vol} \eta_m$$

ec. 4-11

El rendimiento global considera, pues, todas las pérdidas que se producen en la bomba: mecánicas, volumétricas y manométricas. Se define el caudal nominal de una bomba, el caudal elevado por la bomba en condiciones de funcionamiento óptimas, es decir cuando el rendimiento global es máximo.

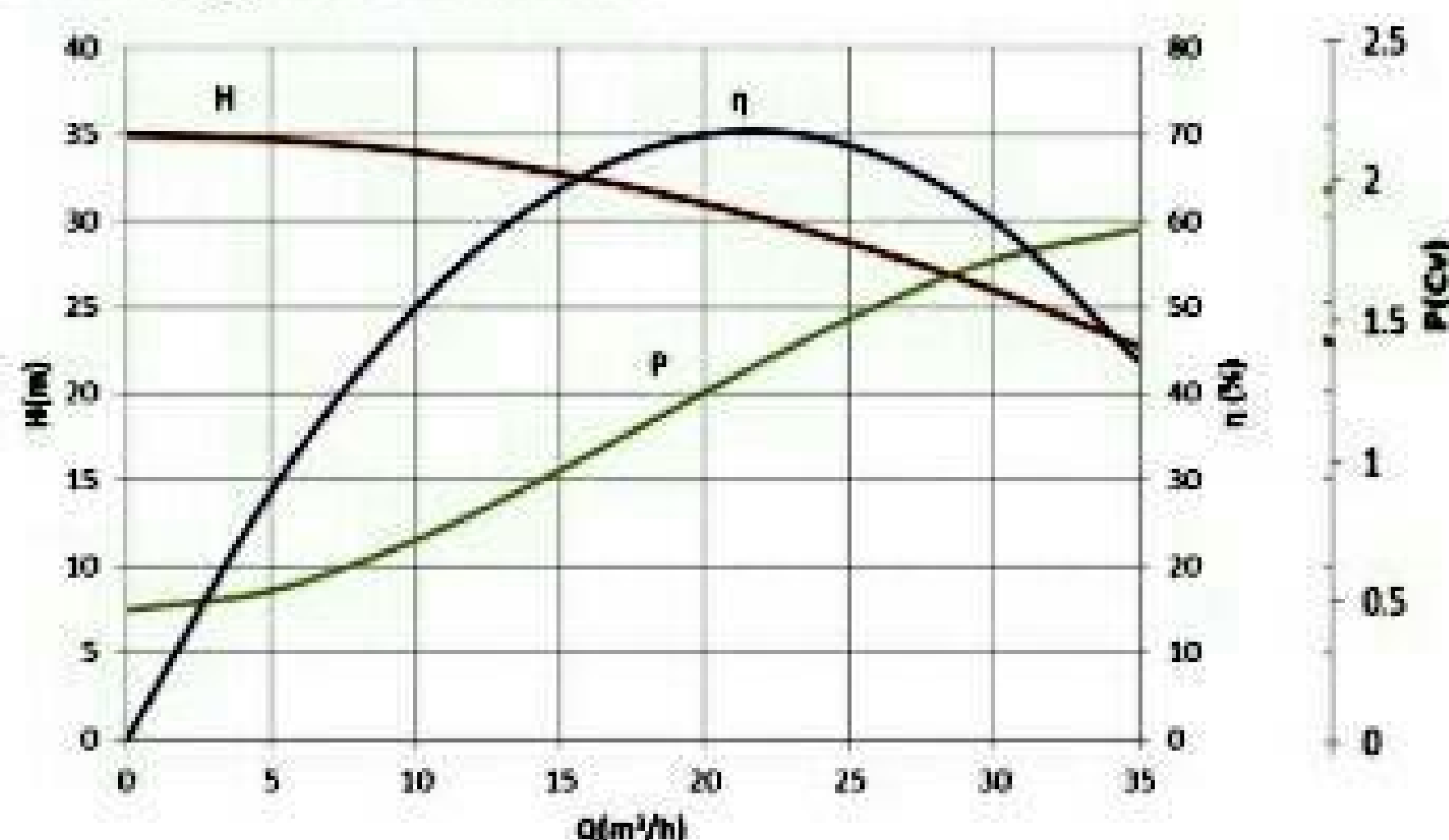


Fig 4-4 Curvas características de una bomba

Por consiguiente, la potencia al eje se puede expresar en función de la potencia útil y del rendimiento global:

$$P = \frac{\gamma Q H_m}{\eta}$$

ec. 4-12

Ejemplo 4-1

Determinar las curvas $H(Q)$, $P(Q)$ y $\eta(Q)$ si se ha realizado un ensayo en el que se ha medido el par motor, el caudal y las presiones en la aspiración y en la impulsión para una velocidad de giro de $N=3000$ rpm y los datos se presentan en la tabla

M	$h_{\text{aspiración}}$	$h_{\text{impulsión}}$	Q
(N.m)	(bar)	(bar)	(l/s)
0.52	0	1.38	0
0.6	0.02	1.28	820
0.62	0.04	1.24	1010
0.63	0.05	1.22	1200
0.66	0.08	1.18	1500
0.72	0.11	1.12	2000
0.77	0.16	1.08	2500
0.86	0.25	0.95	3275
0.95	0.35	0.83	4000
1.13	0.62	0.45	6000

La altura manométrica se obtiene como $H = h_{\text{impulsión}} - h_{\text{aspiración}}$

Con esta operación obtendremos la altura total de la máquina, lo que permite calcular la curva $H(Q)$

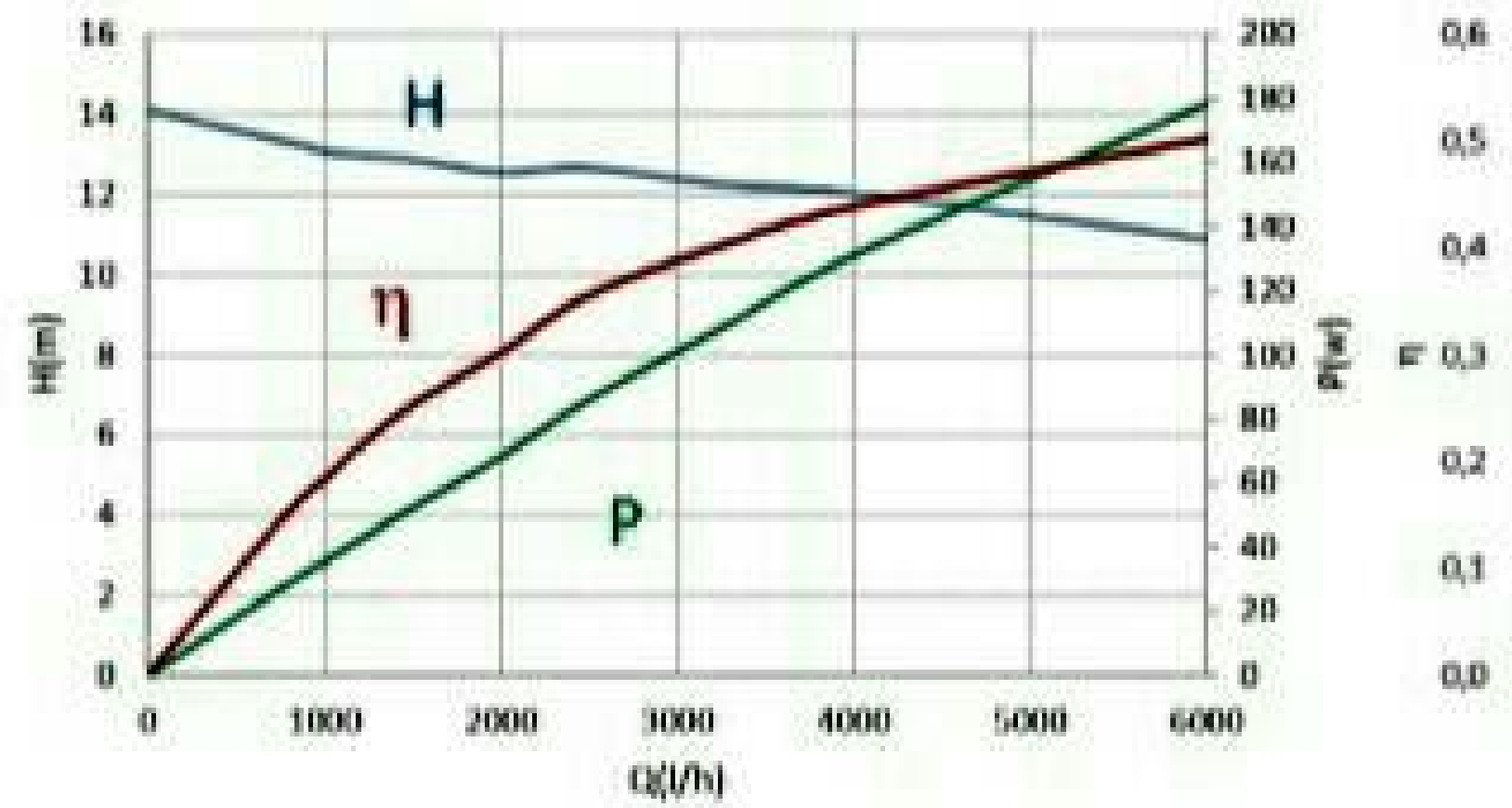
Después hay que determinar la potencia al eje como $P = M \cdot \omega$ y la potencia hidráulica como $P = \gamma \cdot Q \cdot H$. Con esta operación podremos ya representar la curva $P(Q)$.

Finalmente debemos comparar las potencias hidráulica y mecánica como $\eta = P_h / P_m$

Los cálculos pueden verse en la tabla

H	P_h	P_m	η
(m)	(w)	(w)	
14.082	0.000	163.363	0.000
13.265	29.611	188.496	0.157
13.061	35.911	194.779	0.184
12.959	42.333	197.920	0.214
12.857	52.500	207.345	0.253
12.551	68.333	226.195	0.302
12.653	86.111	241.903	0.356
12.245	109.167	270.177	0.404
12.041	131.111	298.451	0.439
10.918	178.333	355.000	0.502

Que podemos representar de forma gráfica todas en función del caudal



En resumen, el funcionamiento de una bomba a un régimen de revoluciones dado queda descrito por tres curvas características $H(Q)$, $P(Q)$ y $\eta(Q)$, según se muestra

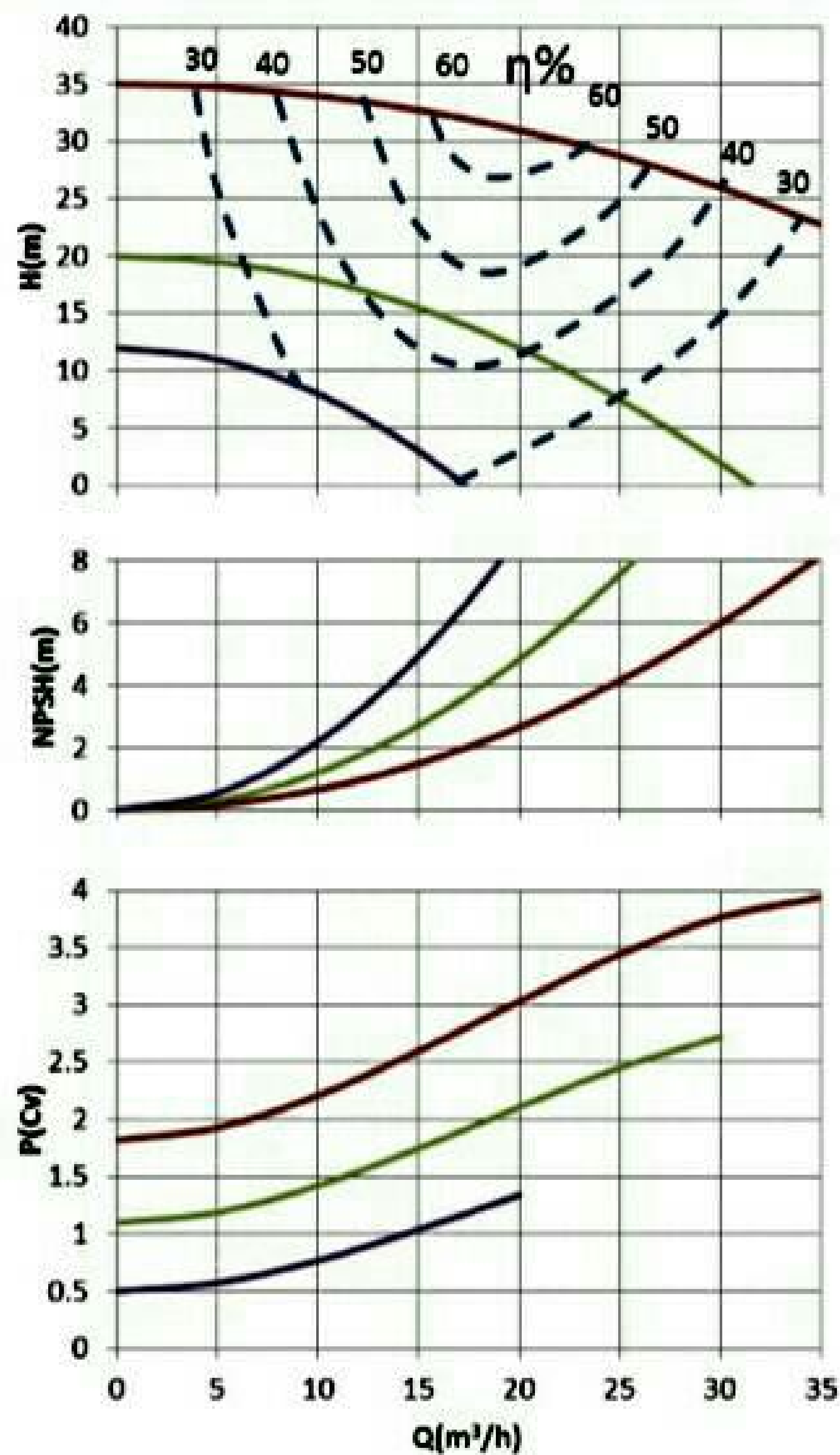


Fig 4-5 Hoja de un catálogo indicando las curvas características de una bomba

4.3.4 Semejanza en bombas

La necesidad de estudiar este concepto estriba en predecir las características de funcionamiento de una máquina para diferentes tamaños del rodete e incluso diferentes velocidades de giro. Muchas veces la carcasa de la bomba es la misma y solo varía ligeramente el tamaño del rodete. En otras ocasiones el fabricante puede ofertar una bomba dada, con una curva característica para una determinada velocidad de giro, y el usuario utilizarla a otra velocidad de giro. Por estas razones es conveniente estudiar cómo cambia el funcionamiento de la máquina en función de estas modificaciones.

Las relaciones de funcionamiento de máquinas hidráulicas pueden extrapolarse a otros tamaños y régimen de revoluciones aplicando las leyes de semejanza. Las unidades en las que los impulsores son semejantes y trabajan con semejanza se llaman homólogos. Por otra parte, en turbomáquinas hidráulicas el flujo es sumamente turbulento y podemos considerarlo independiente del número de Reynolds.

Se va a considerar una semejanza cinemática y para ello se va a exigir:

- Semejanza geométrica: $r_2/r_1 = \lambda$
- Condiciones análogas de funcionamiento (Triángulo de velocidades semejantes).

Representando los triángulos de velocidades

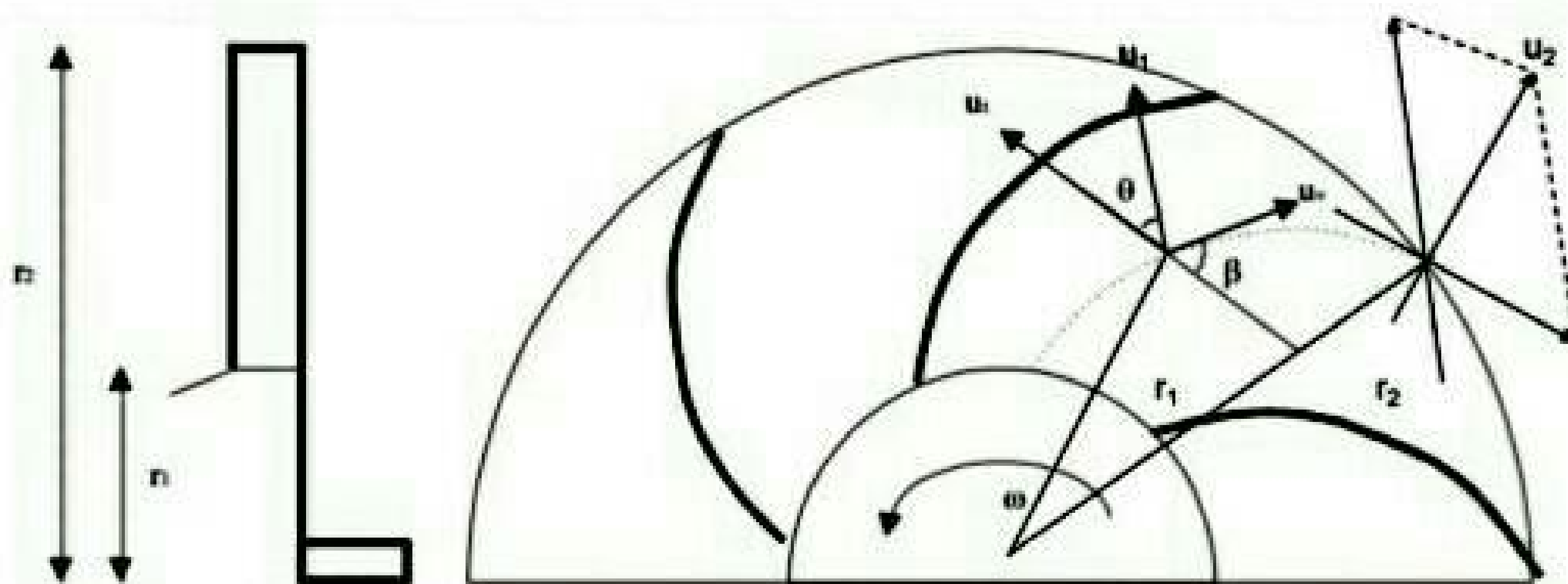


Fig. 4-6 Triángulos de velocidades en bombas, en función del radio

Los triángulos formados, son semejantes y entonces como

$$Q = 2\pi \cdot r \cdot b \cdot u \cdot \sin \theta$$

ec. 4-13

y

$$H = \frac{\omega}{g} \cdot r \cdot u \cdot \cos \theta$$

ec. 4-14

al comparar las situaciones 1 y 2

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{r_2 u_2}{r_1 u_1} = \frac{r_2 \omega_2 r_2}{r_1 \omega_1 r_1} = \lambda^2 \cdot \alpha$$

ec. 4-15

Donde λ es la relación entre las dimensiones geométricas, en este caso los radios y α es la relación entre las velocidades.

Del mismo modo

$$\frac{H_2}{H_1} = \frac{r_2 u_2 \omega_2}{r_1 u_1 \omega_1} = \lambda^2 \cdot \alpha^2$$

ec. 4-16

En cuanto a la potencia, se cumple

$$\frac{P_2}{P_1} = \lambda^4 \cdot \alpha^3$$

ec. 4-17

La operación conocida como recorte del rodete, implica que la máquina mantendrá una relación de semejanza $\lambda=r_2/r_1$

Para un mismo régimen de giro la nueva ecuación de altura-presión será:

$$H = a\lambda^2 + bQ + \frac{c}{\lambda^2} Q^2$$

ec. 4-18

Y el rendimiento

$$\mu = \frac{d}{\lambda^2} Q + \frac{e}{\lambda^4} Q^2$$

ec. 4-19

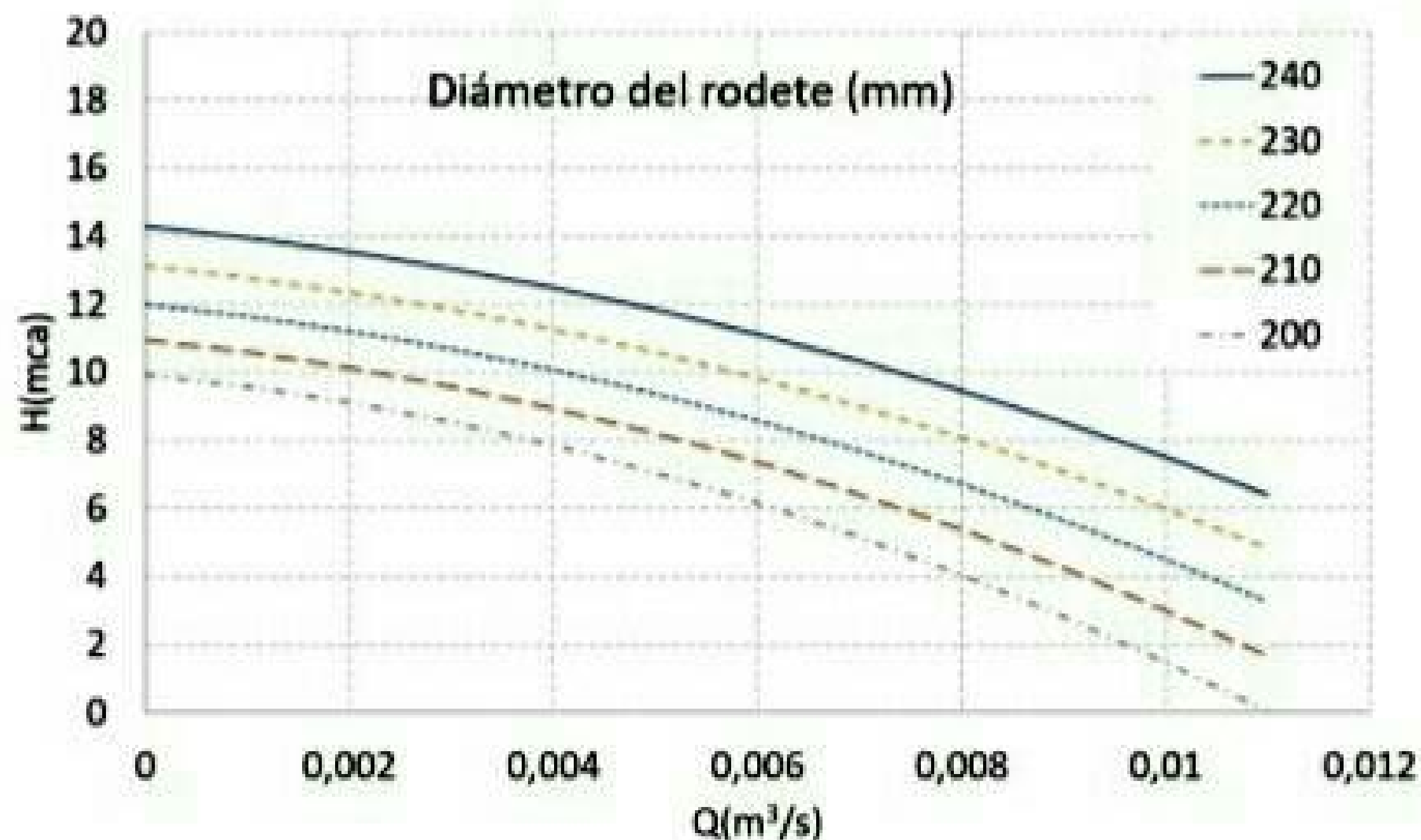


Fig. 4-7 Ejemplo de familia de curvas de una bomba con diferentes recortes del rodete

Ejemplo 4-2

Dada una bomba de $D=240$ mm de rodete y de curva definida por sus coeficientes de la ecuación de 2º grado $a=14.28$, $b=-300$, $c=-37812$. Se desea que eleve 6 l/s con $H=9.46$ mca. ¿Cuál será el diámetro que habrá que dejar en el rodete para conseguirlo?

En primer lugar, comprobamos que valor es el que proporciona de forma inicial la máquina y para ello aplicamos la ecuación de la bomba con $H=9.46$ m y obtenemos $Q=0.008$ m³/s.

Puesto que la máquina, en su estado original puede elevar más caudal para la presión propuesta, es posible recortar el rodete para ajustar la curva (en caso de haber salido menos caudal, no sería posible esta operación para obtener el punto de funcionamiento pedido).

Como

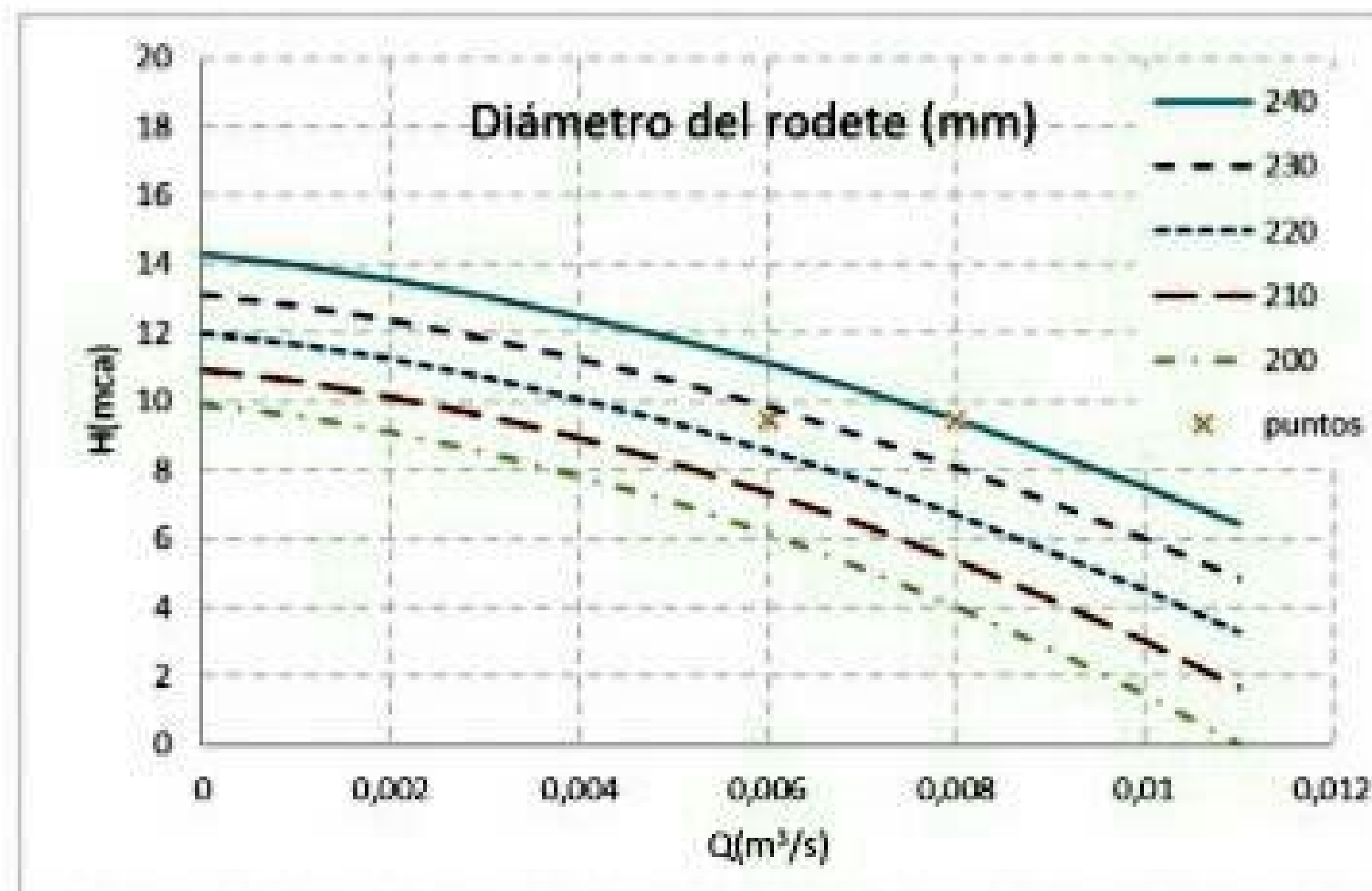
$$H = a\lambda^2 + bQ + \frac{c}{\lambda^2} Q^2$$

Si sustituimos en la ecuación $H=9.46$ m, $Q=0.006$ m³/s, a , b y c ., obtenemos una ecuación bicuadrada en λ , que se puede resolver para obtener $\lambda=0.946$

Entonces como $\lambda=D_2/D_1$

$D_2=227.05$ mm

En la gráfica se pueden observar los puntos inicial y final.



Otra situación frecuente es el uso de una máquina a diferentes velocidades de giro. En este caso se cumple que $\alpha=\omega_2/\omega_1$, y en ese caso las nuevas ecuaciones de la bomba quedarán como

$$H = a.\alpha^2 + \alpha.b.Q + c.Q^2$$

ec. 4-20

Y el rendimiento

$$\mu = \frac{d}{\alpha} Q + \frac{e}{\alpha^2} Q^2$$

ec. 4-21

En la práctica, tanto este supuesto como el anterior, tienen limitaciones y se mantienen solo para pequeñas variaciones de λ y de α . Es normal que el fabricante determine experimentalmente las curvas para diferentes condiciones frecuentes.

Ejemplo 4-3

Dada una bomba que girando a $N=1000$ rpm tiene una curva definida por sus coeficientes de la ecuación de 2º grado $a=12$, $b=-300$, $c=-45000$. Se desea que eleve 6 l/s con $H=6.72$ mca. ¿Cuál será la velocidad de giro necesaria para conseguirlo?

En primer lugar, comprobamos que valor es el que proporciona de forma inicial la máquina y para ello aplicamos la ecuación de la bomba.

Para $H=6.72$ m, $Q=0.008$ m³/s

Por lo tanto, es posible elevar menos caudal para dicha presión disminuyendo la velocidad.

Como

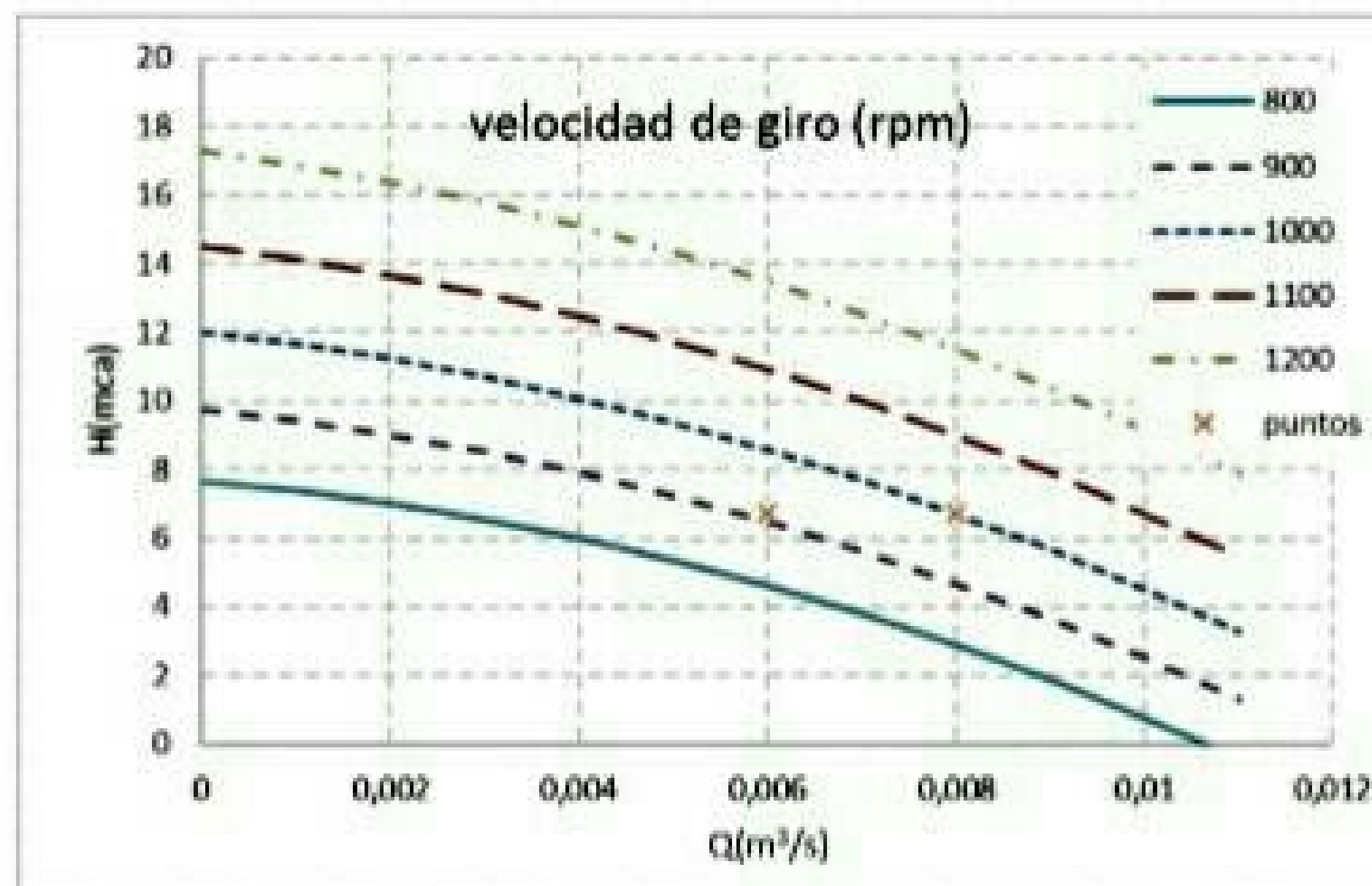
$$H = a.\alpha^2 + a.b.Q + c.Q^2$$

Sustituimos $Q=0.006 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=6.72$, así como a , b y c dejando como incógnita α , lo que proporciona una ecuación de segundo grado que se puede resolver y así, $\alpha=0.912$

Entonces como $\alpha=N_2/N_1$

$N_2=912.03 \text{ rpm}$

En la gráfica se pueden observar los puntos inicial y final



Los fabricantes suelen incluir las curvas de isorrendimiento y potencia en sus catálogos.

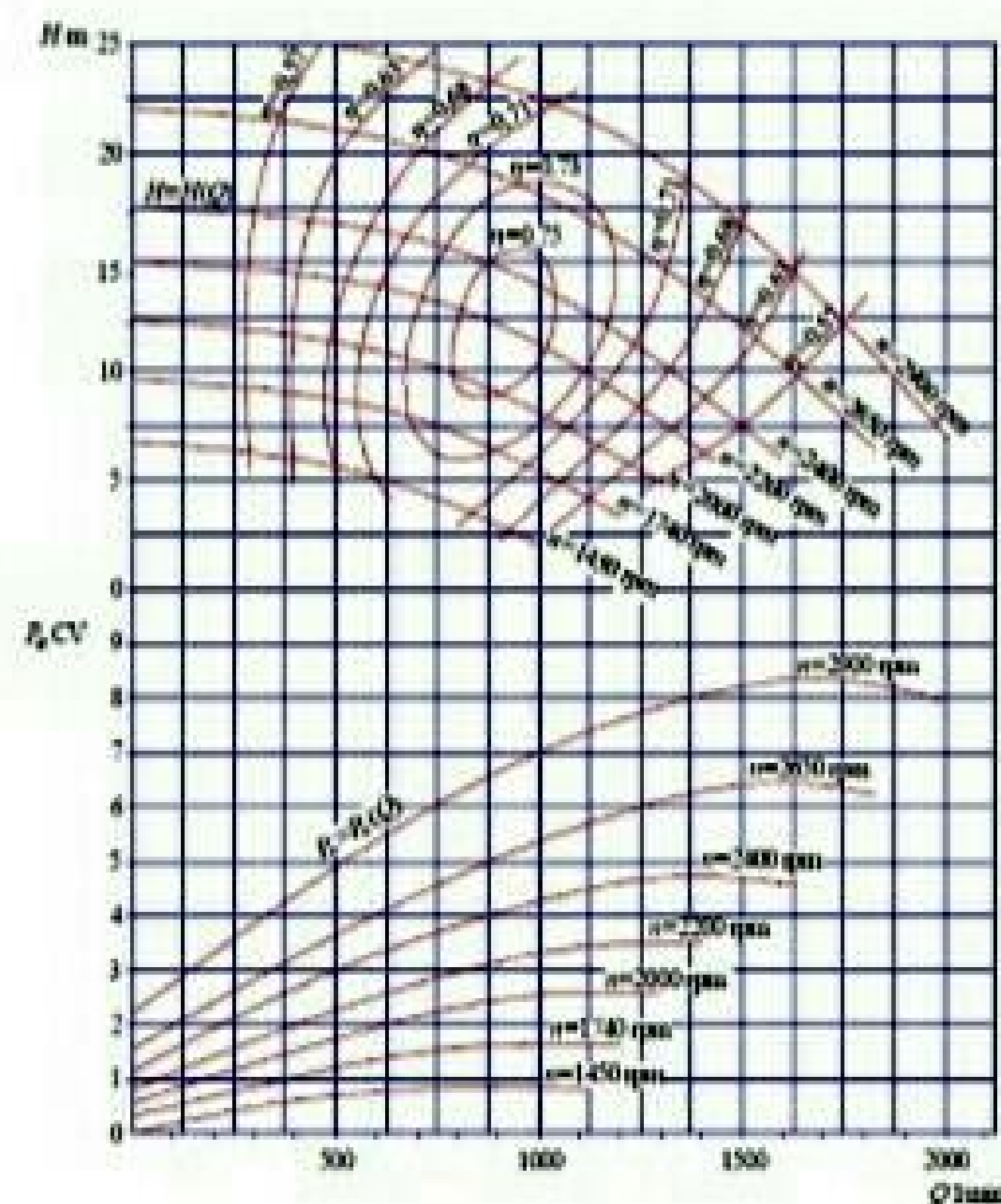


Fig. 4-8 Ejemplo de familia de curvas de una turbomáquina para diferentes velocidades de giro

Este supuesto es particularmente interesante por cuanto permite un control electrónico del grupo de bombeo, a través de los denominados variadores de frecuencia, para satisfacer demandas variables manteniendo alturas de presión estables. Estos dispositivos pueden, cambiando ligeramente la frecuencia de la señal eléctrica, cambiar la velocidad de giro del motor que mueve cada bomba y así controlar la velocidad de giro. Este procedimiento puede ser automatizado para que el grupo se adapte rápidamente a las demandas de caudal del sistema.

4.3.5 Cavitación. Curva de NPSH

Este fenómeno se refiere a la formación de vapor en la masa de fluido. Se produce cuando la presión iguala a la presión de vapor del fluido, a la temperatura del fluido.

Dada la forma de la ecuación de la energía, se deduce que el sumando de presión en una corriente líquida depende del valor de la energía total disponible, del sumando de elevación y del sumando cinético, entonces:

$$\frac{P}{\gamma} = H - z - \frac{u^2}{2g}$$

A igualdad de los restantes términos del segundo miembro, si la energía total H es relativamente pequeña, la cota de elevación grande o la altura cinética es grande, entonces los valores de p serán bajos y se pueden formar bolsas de vapor y discontinuidades en la corriente.

En un estrechamiento del conducto forzado, el sumando cinético se incrementa a expensas de la presión; en un tramo ascendente, el aumento de z supone una disminución de p y, por último, las pérdidas de energía en las corrientes de fluidos naturales suponen una disminución de H y, en consecuencia, de p .

Los descensos de la presión que conducen a la cavitación, suelen deberse a la acción conjunta de todas las causas referidas. Las burbujas gaseosas que se forman se reabsorben cuando la presión aumenta, lo que puede provocar explosiones violentas que ocasionan la erosión mecánica de las paredes del conducto en la zona de condensación.

La cavitación ha de ser evitada mediante el proyecto cuidadoso de las zonas donde la presión estática puede ser particularmente baja, como estrechamientos, puntos altos (especialmente, sifones) etc. Tiene particular importancia la cavitación producida en bombas.

En el caso de una bomba centrífuga horizontal con el eje a una altura z_A sobre el nivel libre de agua en un depósito, de donde aspira un gasto Q . Haciendo referencia a presiones absolutas, siendo h_a la altura correspondiente a la presión atmosférica, la ecuación de conservación de la energía aplicada entre el depósito y el punto A, a la entrada de la bomba, se expresa:

$$h_a = z_a + \frac{P_a}{\gamma} + \frac{u_a^2}{2g} + h_{fa}$$

Evidentemente, u_A es proporcional a Q , mientras que las pérdidas por rozamiento h_{fa} dependen del sistema de aspiración según una expresión del tipo $[K_A Q^2]$. Se obtiene así la expresión:

$$\frac{P_a}{\gamma} = h_a - z_a - k_a Q^2 = F_1(Q)$$

Que se representa por la parábola F_1 en la Fig 4-9 y Siendo h_v la altura representativa de la presión de vapor del agua, se obtiene el parámetro:

$$NPSH = \frac{P_a}{\gamma} - h_v$$

ec. 4-22

Denominado carga neta positiva en la aspiración (*net positive suction head*). Su valor depende de las condiciones en la tubería de aspiración, por lo que es un dato que queda bajo el control del proyectista de cada instalación: si ese valor llega a anularse, el gasto previsto no puede alcanzar la entrada de la bomba.

La presión mínima no se alcanza en el punto A, de entrada, al impulsor, sino en un punto B, en su interior. El incremento de velocidad y las pérdidas entre A y B dan lugar a una relación del tipo:

$$\frac{P_a}{\gamma} = \frac{P_b}{\gamma} + k_b Q^2$$

El coeficiente k_b depende de las características geométricas de la bomba y de su régimen de revoluciones N . El valor mínimo al que no debe llegar la altura de presión P_b/γ es el ya referido h_v . Evidentemente, ese mínimo no es alcanzado mientras la altura de presión existente en A sea superior a la suma

$$h_v + k_b Q^2 = F_2(Q)$$

En caso contrario, se produce el fenómeno de cavitación, con formación de bolsas de vapor en el interior de la masa líquida, seguida de su reabsorción en las zonas donde la presión es suficiente. La fuerza de choque del agua con la pared del órgano correspondiente de la bomba da lugar a una erosión mecánica rápida y espectacular. Además, las curvas características $H(Q)$ y $\eta(Q)$ sufren una caída notable.

La depresión dinámica $[K_b Q^2]$ representa pues el valor mínimo del parámetro NPSH que se requiere a la entrada en la aspiración para que no lleguen a presentarse en B las bolsas de vapor que caracterizan el fenómeno citado. En la Fig 4-9 se han representado las cargas netas requeridas $NPSH_r$ y disponible $NPSH_d$ en la aspiración, en función del gasto elevado. Se observa que la intersección de las parábolas F_1 y F_2 determina el gasto máximo que puede elevarse para que el agua no se vaporice. Se observa que la $NPSH_r$ no depende más que del proceso que tiene lugar dentro de la bomba, sin que intervenga la aspiración. Por ello, la curva que relaciona la $NPSH_r$ para cada valor de Q es característica de cada bomba y debe ser suministrada por el fabricante.

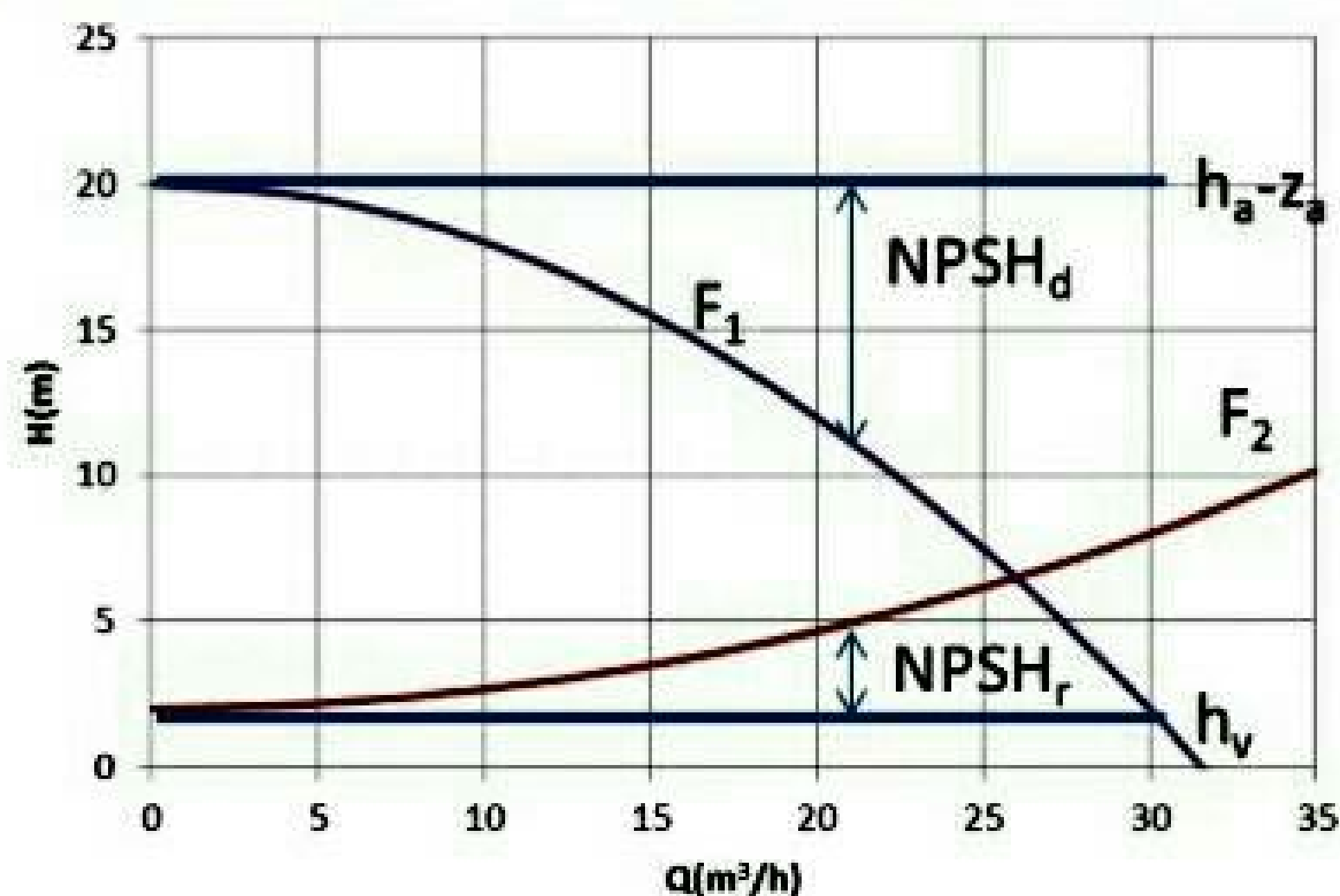


Fig 4-9 Diagramas de altura de aspiración positiva neta: requerida y disponible.

La $NPSH_d$ es menor cuanto mayor sea la altura de aspiración. Por ello, en la instalación de una bomba se buscará que su valor siempre supere a la $NPSH$ señalada en la curva característica suministrada por el constructor. Asimismo, el efecto de la temperatura sobre h_v obliga a tener en cuenta las condiciones térmicas previsibles.

4.4 Punto de funcionamiento. Selección de un equipo

Analizados los principios hidráulicos propios de las bombas, conviene estudiar el funcionamiento de estas en los sistemas donde han de ser instaladas. Un sistema de distribución queda definido por la topografía de su trazado y además por la longitud, diámetro y aspereza de sus conducciones, así como por los accesorios instalados en ellas: válvulas, codos, llaves, tes, reducciones, bocas, etc. Es posible calcular la altura que ha de ser suministrada para que se distribuya un gasto Q prefijado. Por tanto, se podrá obtener una relación $H(Q)$, que se denomina curva característica del sistema. La intersección de esta con la curva característica de la bomba determina el punto de funcionamiento del sistema.

Se va a considerar un sistema sencillo constituido por un conducto que comunica dos depósitos A y B con nivel libre a la misma cota, existiendo una bomba que trasiega el agua de uno a otro. Las pérdidas de carga en un sistema de este género se relacionan con el gasto mediante una función $[H=hf(Q)]$ de tipo parabólico, representada por la curva ψS (curva característica del sistema).

Cuando el nivel en B es más elevado que el de A, es preciso suministrar más energía a cada unidad de peso fluido que se desplaza de A a B. Este aumento viene señalado por la diferencia de altura geométrica correspondiente V_z .

Naturalmente, la pérdida de carga entre A y B debe ser vencida, como en el caso precedente. El desnivel entre la aspiración y la descarga significa una traslación vertical de la curva de rozamiento del sistema, y la nueva altura dinámica de elevación es $[H=V_z+hf(Q)]$. Análogamente se puede estudiar el caso de sistemas con aspiración y descarga en depósitos bajo presión distinta de la atmosférica.

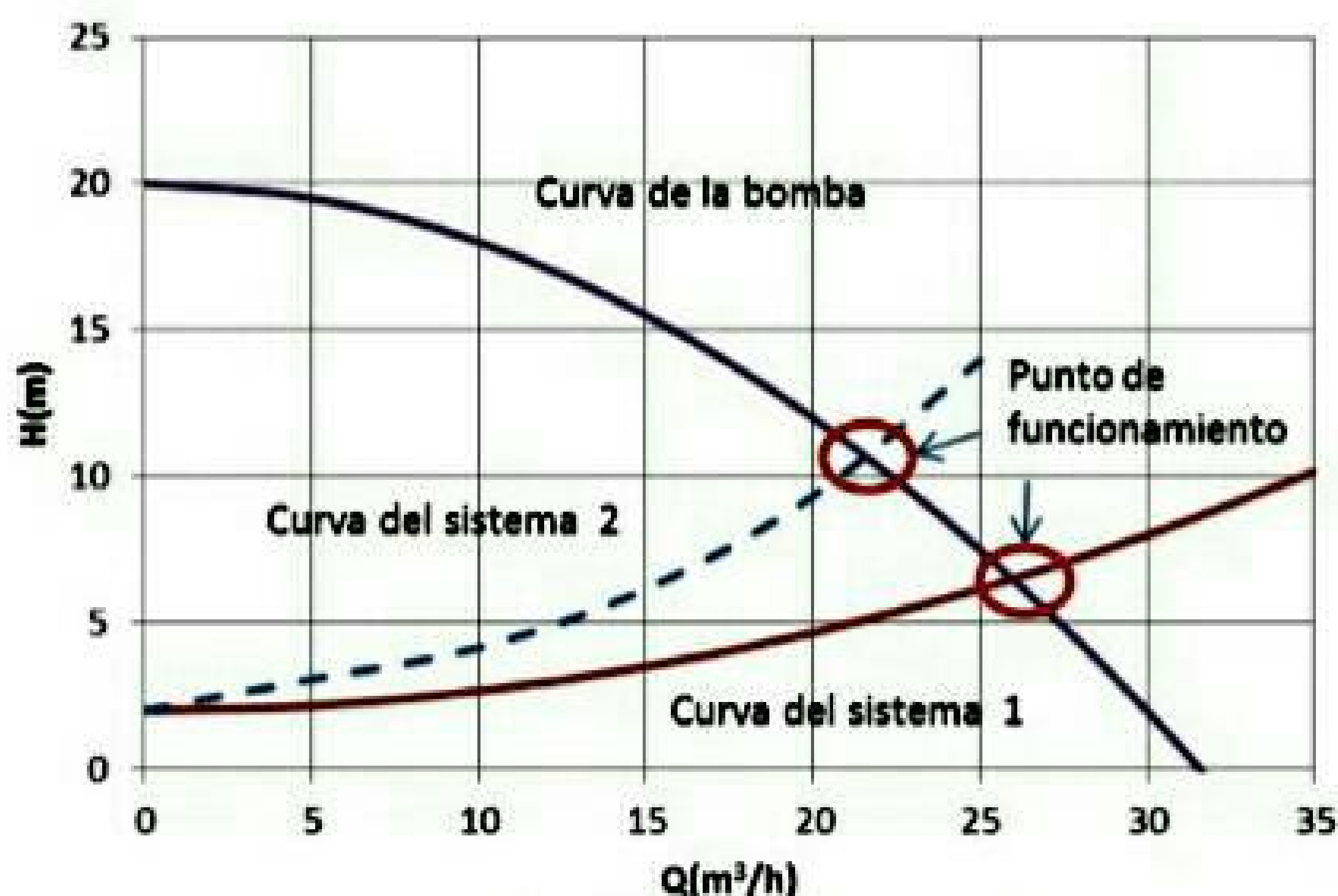


Fig 4-10 Punto de funcionamiento del sistema.

Evidentemente, la manipulación de los accesorios modifica las características del sistema, y las curvas correspondientes quedan así sujetas a las condiciones geométricas de dichos dispositivos. Así, la curva ψS obtenida para una llave en la

impulsión totalmente abierta se transforma en la curva ψ_s' cuando dicha llave tiene un grado de abertura menor

En general los fabricantes definen sus equipos en una zona de funcionamiento a la que puede accederse por determinadas operaciones como movimientos de llaves, recorte de rodetes, variación de frecuencia, etc. La selección debe hacerse buscando un equipo donde el punto de funcionamiento más probable esté cerca del centro del área de funcionamiento.

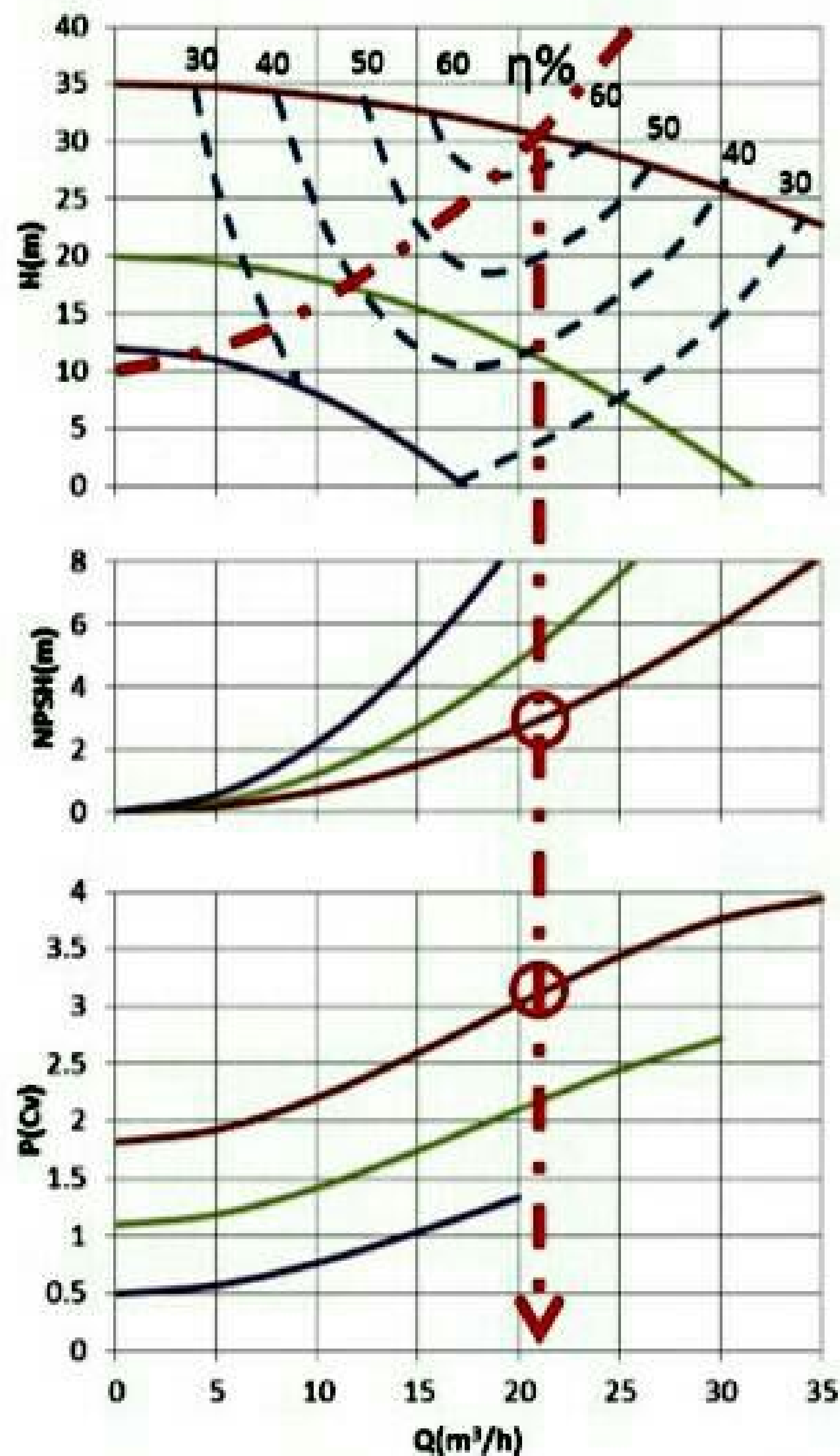


Fig 4-11 Selección del punto de funcionamiento de un sistema y obtención del $NSPH_d$

Un sistema de elevación exige una selección adecuada del equipo de bombeo, de forma que sus condiciones de trabajo se ajusten a los posibles condicionamientos hidráulicos de la conducción logrando rendimientos próximos al óptimo.

4.5 Sistemas complejos de impulsión

Las instalaciones de impulsión que utilizan varias unidades de bombeo constituyen casos muy frecuentes en la agricultura del riego. Tiene pues interés describir su trabajo combinado.

4.5.1 Bombas en serie

Se recurre a este tipo de acoplamiento cuando se ha de realizar una relevación de gasto para conseguir una presión más elevada. En este tipo de conexión el caudal que atraviesa las diferentes unidades de bombeo es el mismo y la altura de energía del conjunto resulta de sumar las alturas de energía individuales. Se suele utilizar este tipo de acoplamientos cuando se instalan bombas sumergidas en pozos que elevan una gran altura.

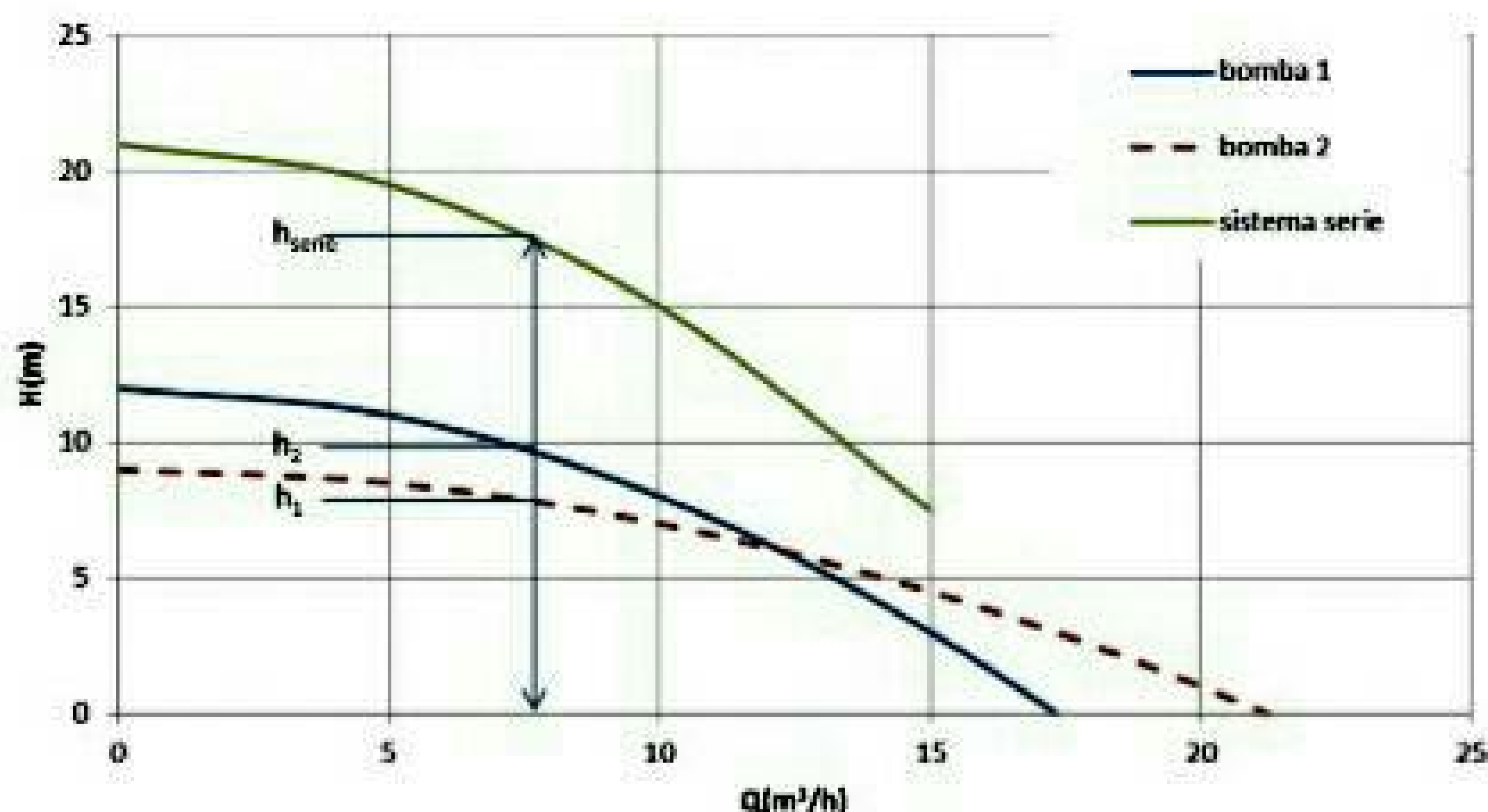


Fig 4-12 Bombas en serie

4.5.2 Bombas en paralelo

La curva característica del conjunto de bombas conectadas en paralelo resulta de sumar los caudales elevados por cada una de estas para cada valor de H , como se muestra en la Fig 4-13. Se utilizan bombas en paralelo en estaciones de bombeo que abastecen redes a la demanda con caudales muy variables.

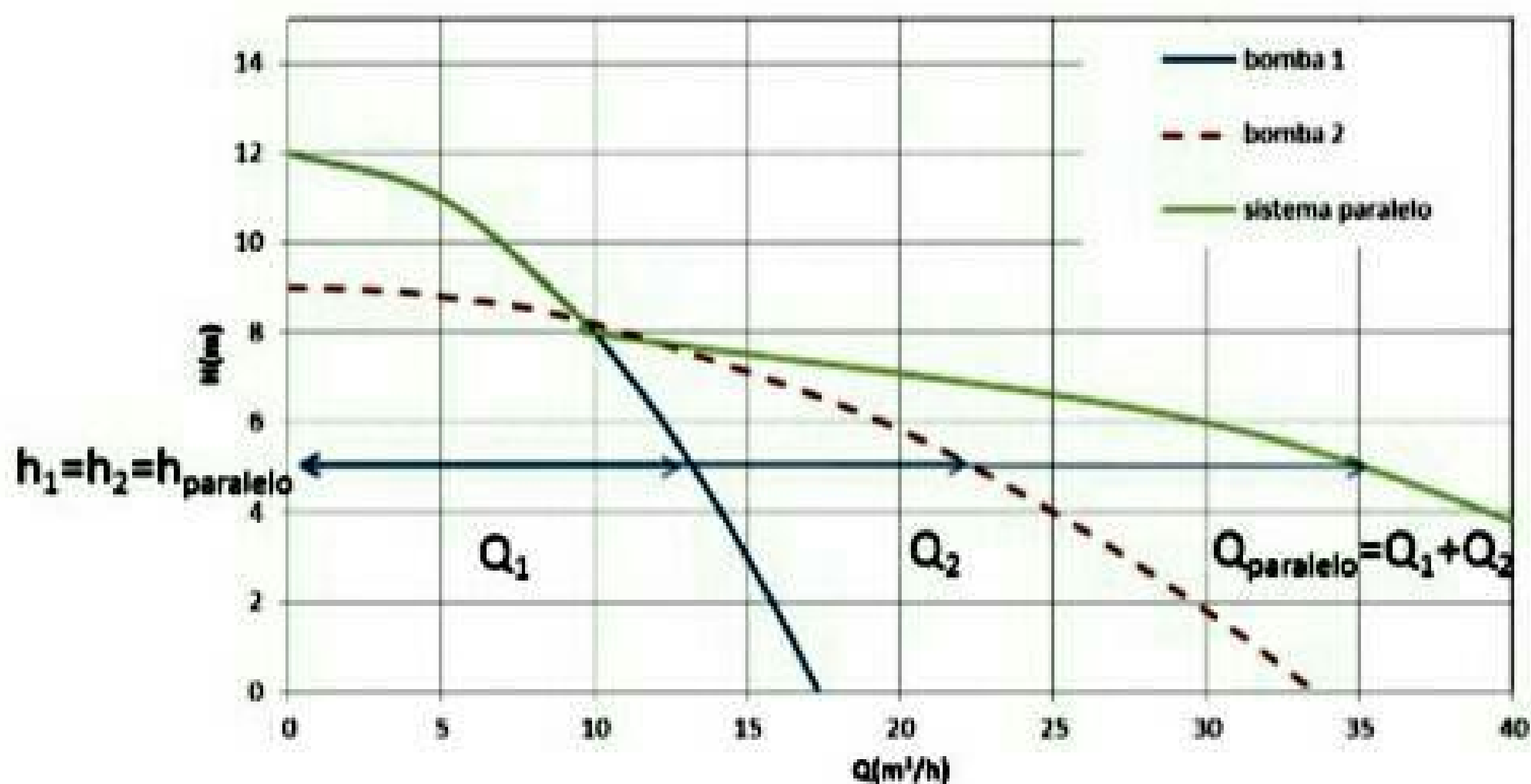


Fig 4-13 Bombas en paralelo

La estabilidad del régimen de trabajo de las bombas es un criterio básico al proyectar una instalación de impulsión. El problema puede ser delicado en el caso de bombas

cuya curva característica (H, Q) muestra un máximo (bombas de tipo axial). En este caso, existen dos puntos de funcionamiento tales como P_1 y P_2 que proporcionan caudales muy diferentes para una altura de energía similar. Una disminución de gasto en P_2 crea una situación en la que el sistema precisa más altura que la suministrada por la bomba B, y esta solo será capaz de agitar.

El arranque de la bomba requiere un procedimiento especial (tal, por ejemplo, como el empleo de un sistema con brazo paralelo, o by-pass, cuya curva ψ sea capaz de llevar el bombeo hasta el punto P_1). Por otra parte, la proximidad de los puntos P_1 y P_2 hace que una pequeña variación en el régimen de funcionamiento de la bomba, o en el del sistema, cause una brusca modificación del gasto elevado, produciéndose un régimen variable nada deseable.

Ejemplo 4-4

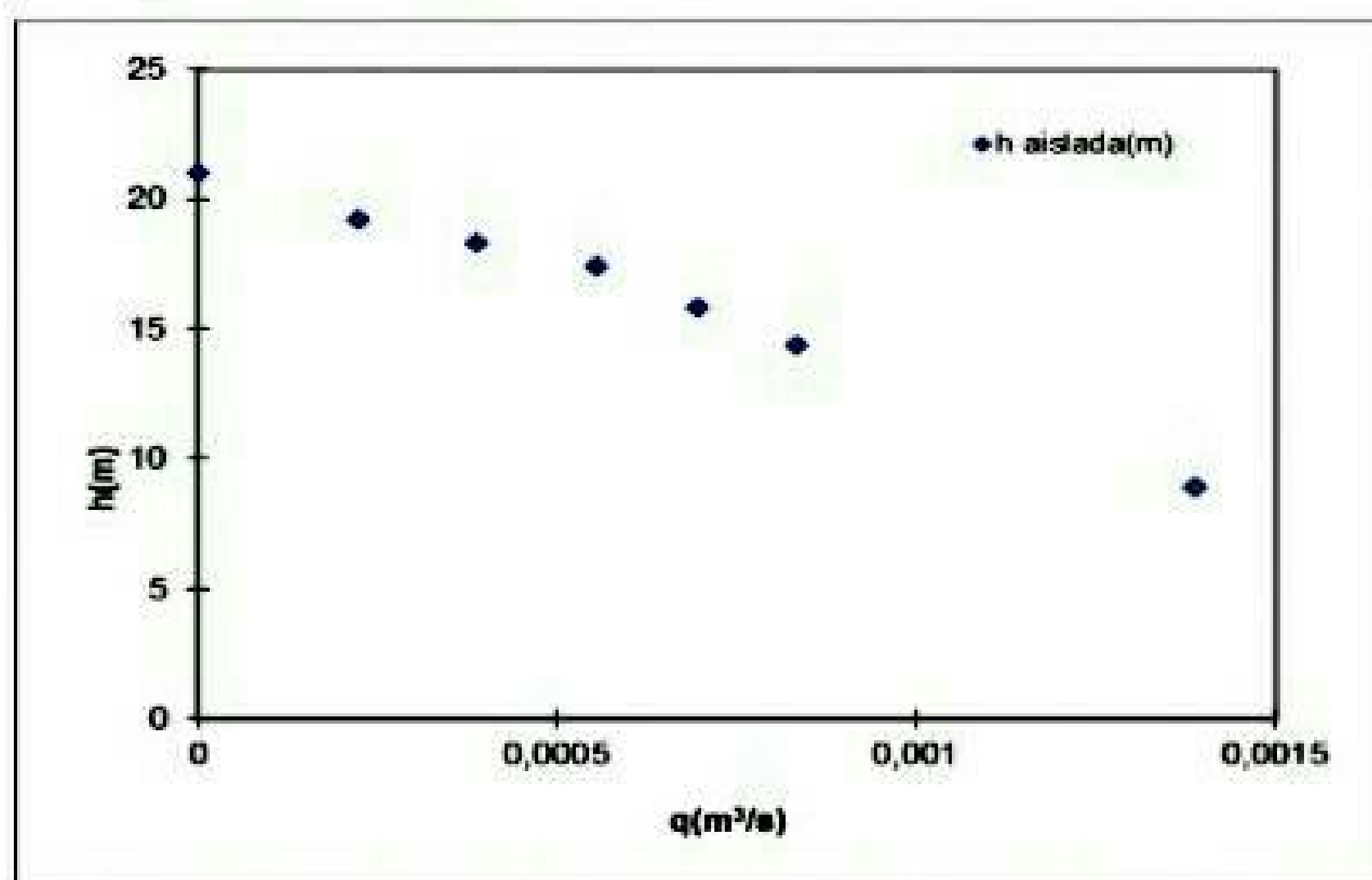
Dadas las medidas de una curva $H(Q)$ de una bomba y de las presiones y caudales de dos bombas iguales puestas en serie y en paralelo, verificar si se cumple lo expuesto en la teoría acerca de la combinación de máquinas en serie y paralelo.

caudal medido (l/h)	Pasp aislada (bar)	Pimp aislada (bar)	Pasp serie (bar)	Pimp serie (bar)	Pasp paralelo (bar)	Pimp paralelo (bar)
0	-0.1	2	-0.1	4	-0.06	2
800	-0.125	1.8	-0.125	3.75	-0.12	1.85
1400	-0.13	1.7	-0.13	3.4	-0.125	1.75
2000	-0.145	1.6	-0.145	3.1	-0.13	1.7
2500	-0.18	1.4	-0.18	2.78	-0.138	1.6
3000	-0.24	1.2	-0.24	2.38	-0.145	1.55
5000	-0.54	0.35	-0.54	0.35	-0.16	1.18

En primer lugar, se debe determinar la altura de presión de cada supuesto como

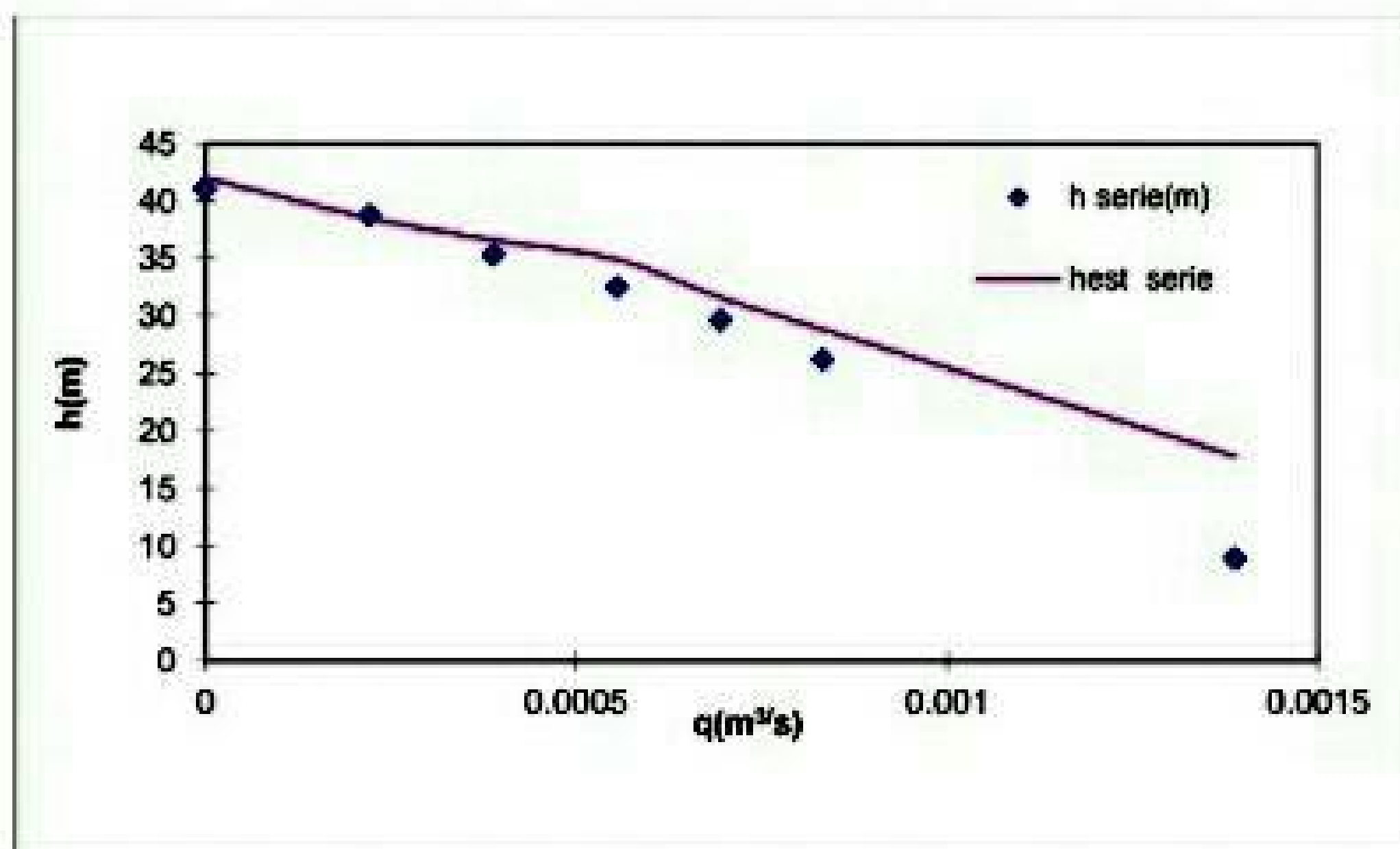
$$H = P_{\text{imp}} - P_{\text{asp}}$$

La curva de la bomba aislada es

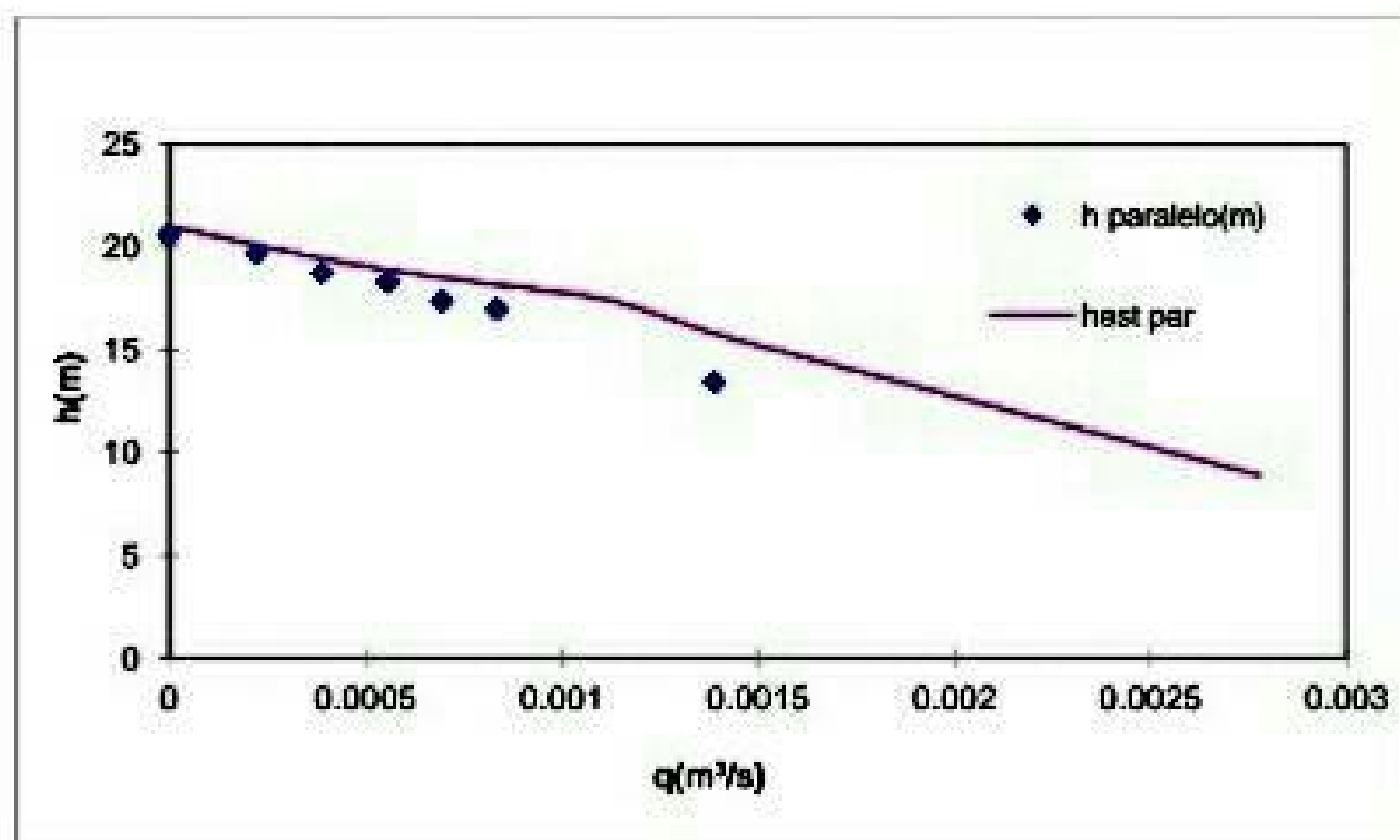


Se calcula del mismo modo la presión en el caso de las bombas en paralelo y en serie. Por otro lado, el caudal en serie se tomará como el de la bomba aislada y el del supuesto en paralelo se tomará como el doble del medido para la bomba aislada.

caudal (m ³ /s)	q par (m ³ /s)	h aislada (m)	h serie (m)	h paralelo (m)	h _{est} serie (m)	h _{est} paralelo (m)
0.00000	0.00000	21	41	20.6	42	21
0.00022	0.00044	19.25	38.75	19.7	38.5	19.25
0.00039	0.00078	18.3	35.3	18.75	36.6	18.3
0.00056	0.00111	17.45	32.45	18.3	34.9	17.45
0.00069	0.00139	15.8	29.6	17.38	31.6	15.8
0.00083	0.00167	14.4	26.2	16.95	28.8	14.4
0.00139	0.00278	8.9	8.9	13.4	17.8	8.9



Y para la combinación en paralelo



Podemos comprobar que los valores estimados (línea continua) se ajusta razonablemente a los puntos medidos.

Existen muchos casos en los que la demanda no es fija e incluso no puede ser determinada con precisión porque depende de las decisiones de muchos usuarios

independientes. Para estos casos es particularmente útil el uso de grupos de bombeo en paralelo.

Cuando cambia la demanda, el sistema tiende a desplazar su punto de funcionamiento. Si se aumenta el caudal requerido, inevitablemente caerá la presión suministrada y viceversa.

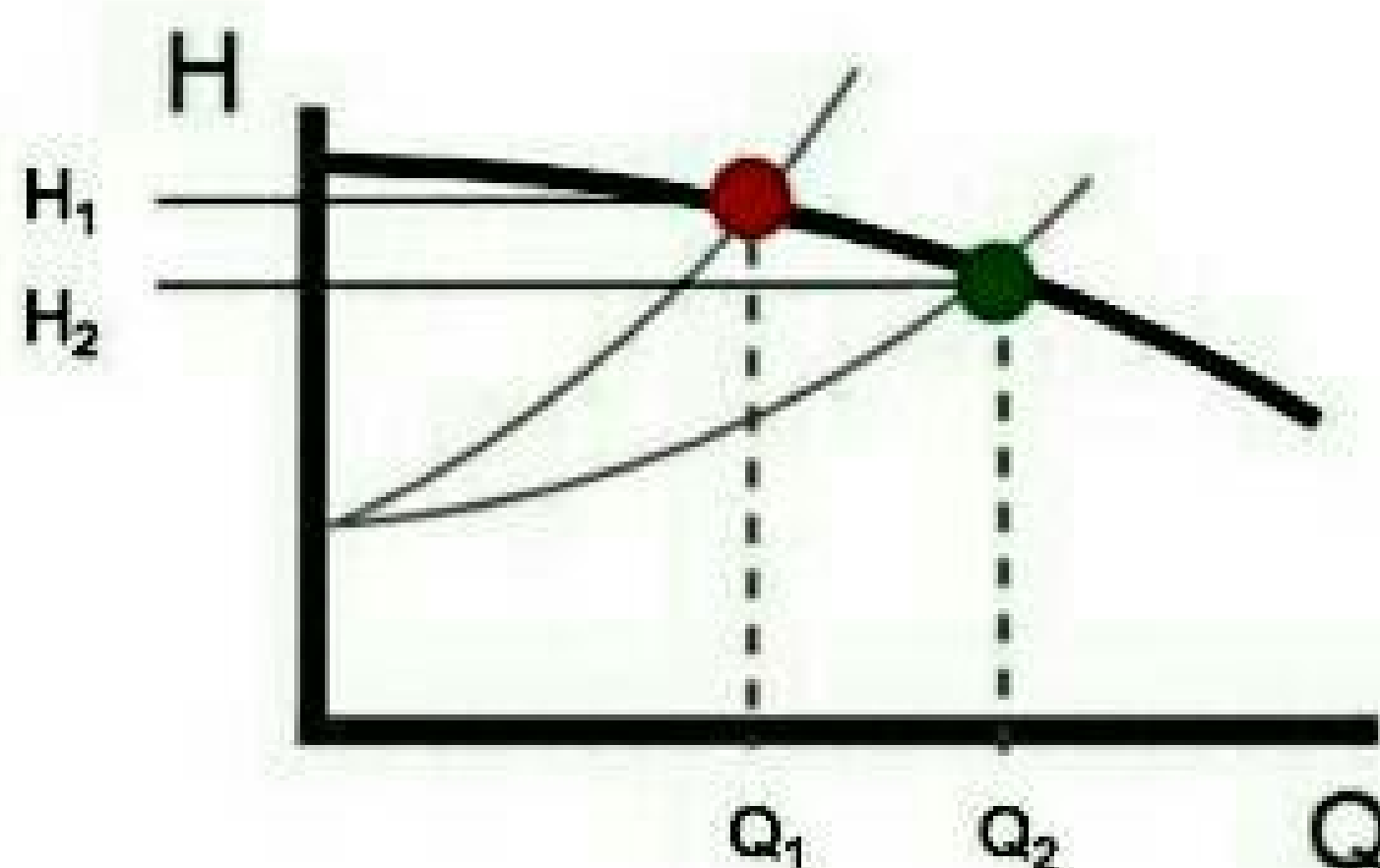


Fig. 4-14 Cambio del punto de funcionamiento al modificarse la demanda

Si la demanda crece, como se ha comentado, tiende a caer la presión. Si se hace girar la bomba a mayor velocidad, teniendo en cuenta las relaciones de semejanza ya estudiadas, aparecerá una nueva curva, casi paralela a la anterior que permitiría encontrar un nuevo punto de funcionamiento con el nuevo caudal y la misma presión inicial.

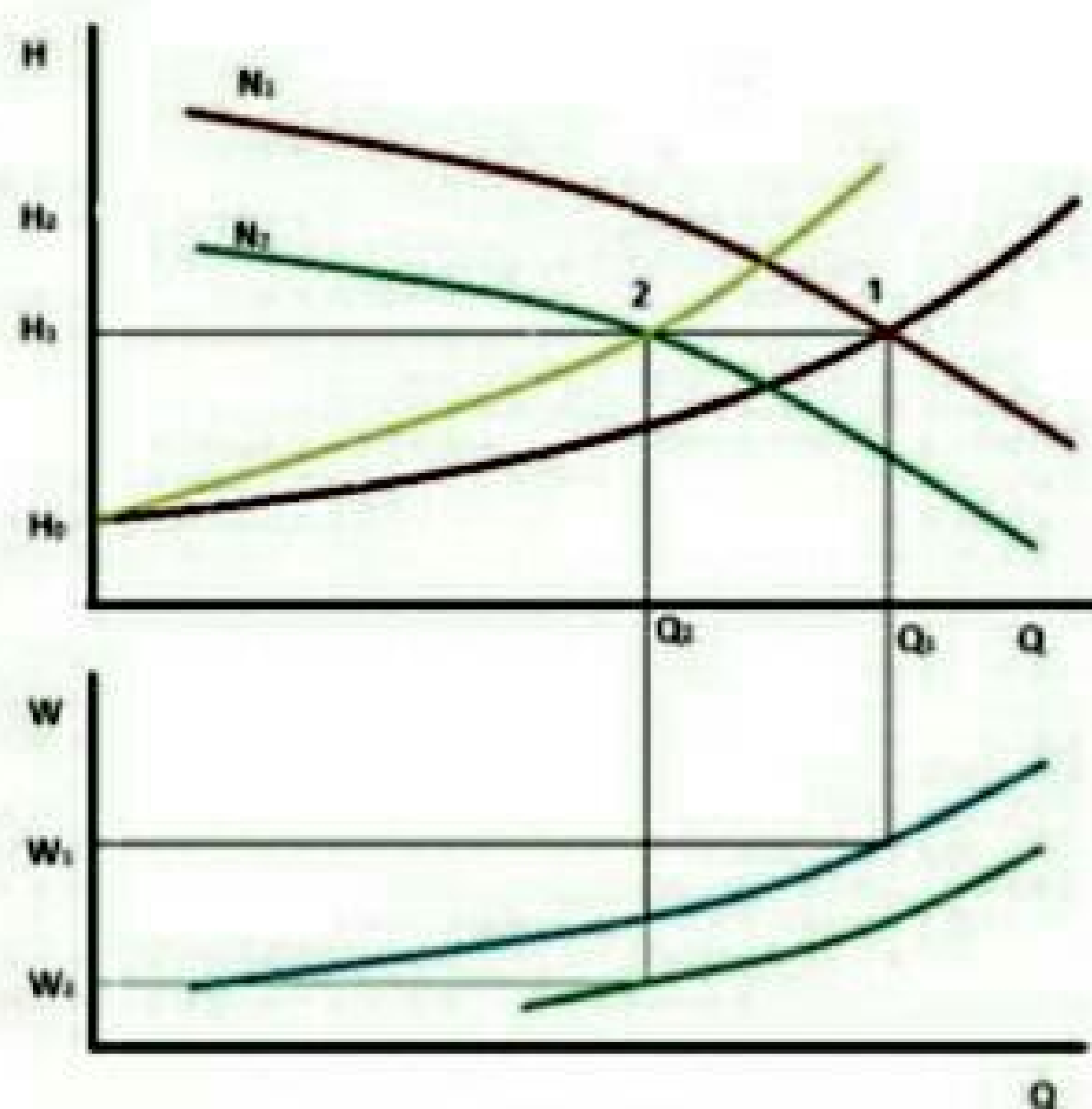


Fig. 4-15 Adaptación a una demanda creciente modificando la velocidad de giro

Al realizar esta operación, el rendimiento de la bomba se modificará por lo que, si se desea mantener un buen rendimiento, solo se dispone de un pequeño margen de velocidades para este tipo de adaptación.

Se puede entonces adoptar la estrategia de disponer de varias unidades puestas en paralelo, maniobrando dentro del margen de rendimientos fijado mediante la modificación de la velocidad de giro, y cuando se determine, hacer entrar en funcionamiento un nuevo elemento de impulsión ara que todo el conjunto pueda atender a la nueva demanda con una presión estable.

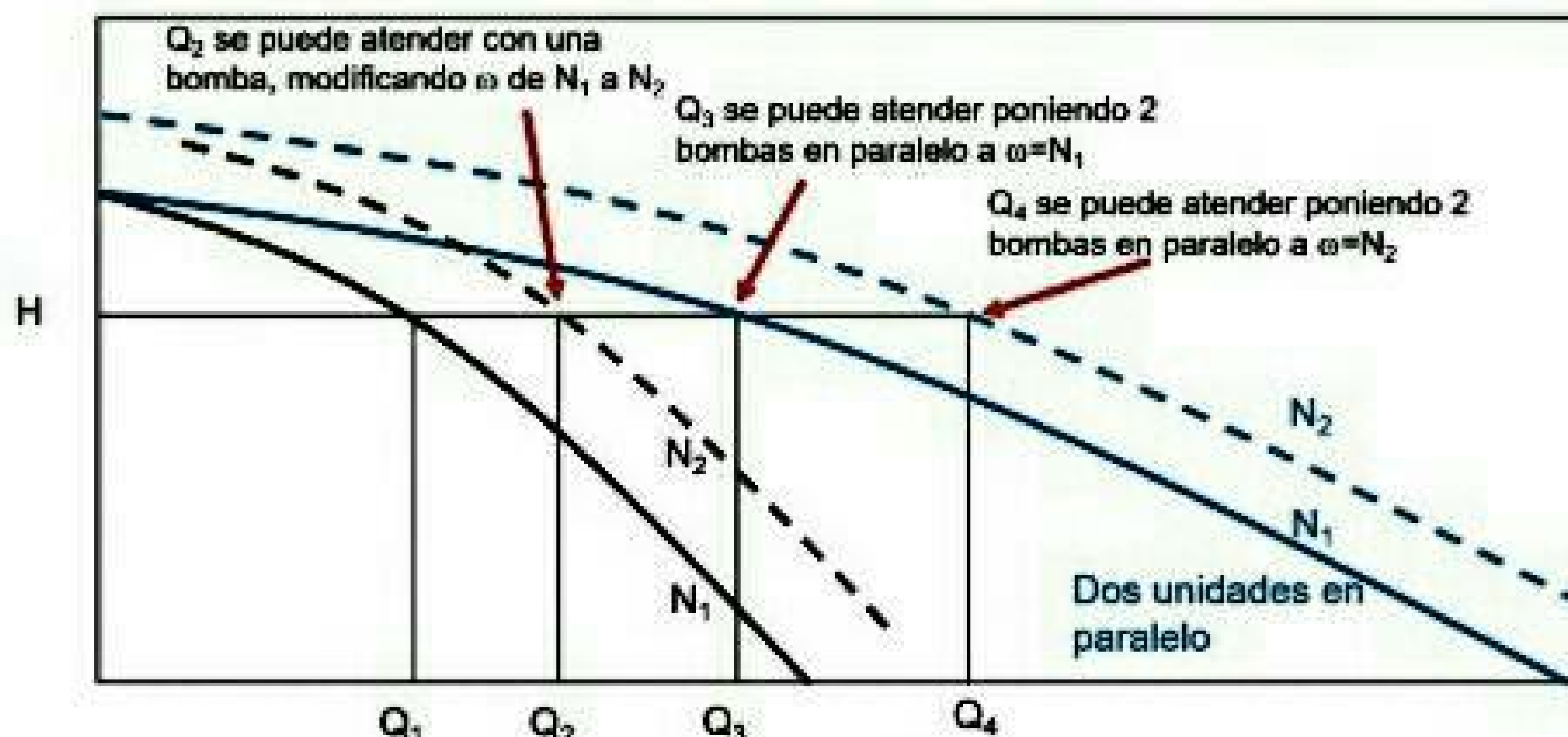


Fig. 4-16 manejo de unidades en paralelo para caudales crecientes

Se debe procurar que la zona de rendimientos aceptables con una sola bomba solape con la zona aceptable del sistema en paralelo. De esta manera no se producirán saltos bruscos de presión a la entrada del nuevo elemento. Esta precaución se debe considerar para grupos con numerosos elementos de impulsión.



Fig. 4-17 Solape entre zonas de funcionamiento de una bomba aislada o dos bombas iguales en paralelo

4.6 Bibliografía

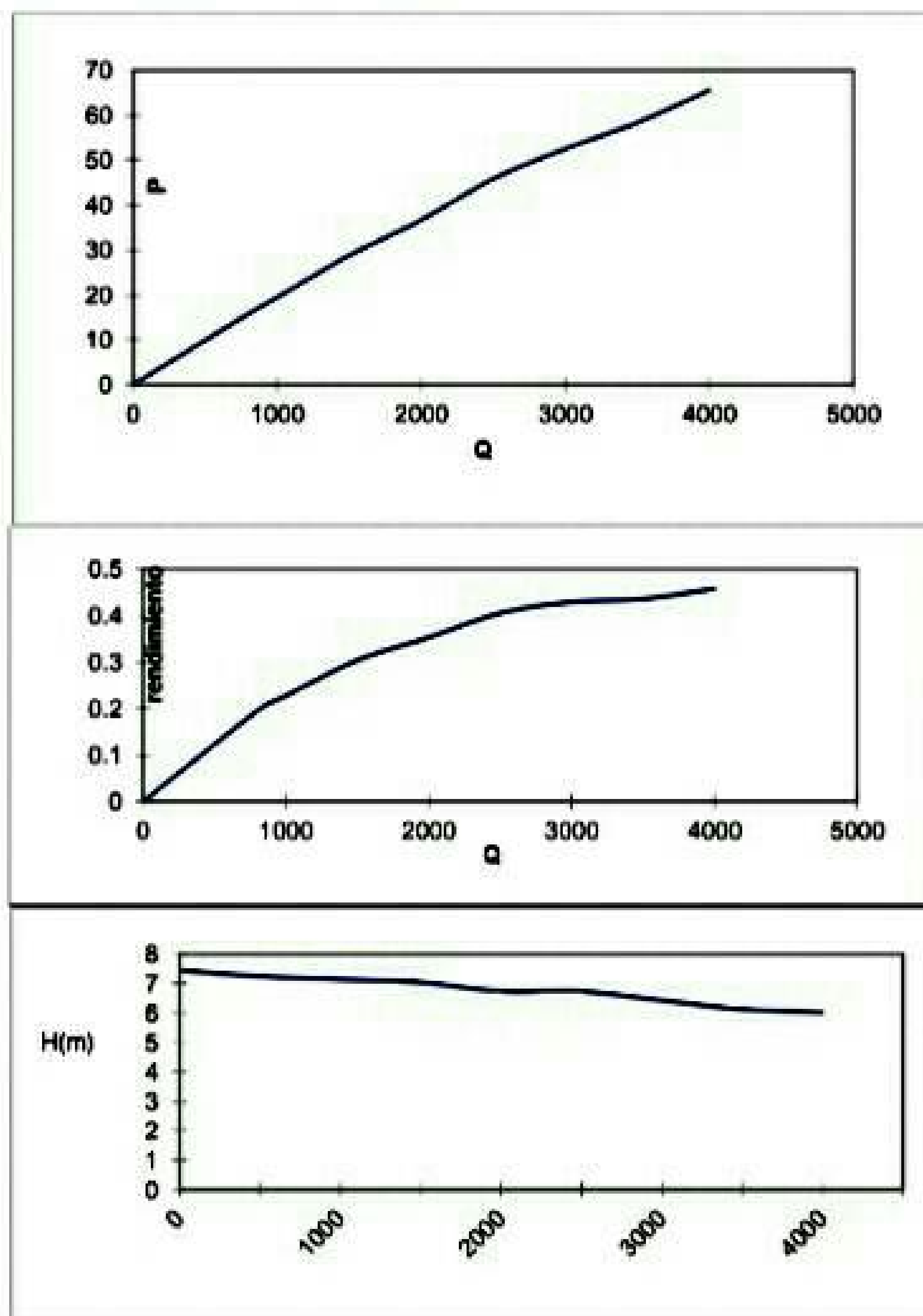
- Giles, R.V. (1962) *Mecánica de fluidos e hidráulica*, Panamá McGraw-Hill. 274 p
- Gómez Pompa, P. (1993). *Instalaciones de bombeo para riego y otros usos*. Editorial Agrícola Española, S.A. 392 pp.
- Losada Villasante, A. (2000), *El Riego: fundamentos hidráulicos* Ed. Mundi-Prensa, 461p

4.7 Ejercicios propuestos

- 1) Determinar las curvas $H(Q)$, $P(Q)$ y $\eta(Q)$ si se ha realizado un ensayo en el que se ha medido el par motor, el caudal y las presiones en la aspiración y en la impulsión para una velocidad de giro de $N=2205 \text{ rpm}$ y los datos se presentan en la tabla

M	$h_{\text{aspiración}}$	$h_{\text{impulsión}}$	Q	M	$h_{\text{aspiración}}$	$h_{\text{impulsión}}$	Q
(N.m)	(bar)	(bar)	(l/s)	(N.m)	(bar)	(bar)	(l/s)
0.31	0.02	0.71	0	0.49	0.18	0.48	2500
0.35	0.04	0.67	800	0.53	0.22	0.41	3000
0.37	0.06	0.64	1000	0.58	0.3	0.3	3500
0.41	0.09	0.6	1500	0.62	0.41	0.18	4000
0.45	0.12	0.54	2000				

Sol:



- 2) Determinar el caudal máximo que puede elevar una bomba que eleva $H=10.51 \text{ mca}$ de altura máxima, si está situada a $z=3.5 \text{ m}$ sobre el nivel del agua, la

temperatura es de $t=15^{\circ}\text{C}$ ($p_v=0.17$ mca) y el tubo de aspiraciones de PE liso de diámetro $D=0.2\text{m}$ y Longitud $L=6\text{m}$, que tiene una válvula de pie con $k=2.5$, un codo con $k=0.5$ y una llave con $k=10$. La NPSHr viene dada por una expresión de 2º grado $\text{NPSHr}=p_v+25Q+15Q^2$

Sol $Q_{\text{max}}=0.0151\text{ m}^3/\text{s}$

3. Dada una bomba de $D=240\text{ mm}$ de rodete y de curva definida por sus coeficientes de la ecuación de 2º grado $a=14.28$, $b=-300$, $c=-37812$. Se desea que eleve 5 l/s con $H=9.46$ mca. ¿Cuál será el diámetro que habrá que dejar en el rodete para conseguirlo?

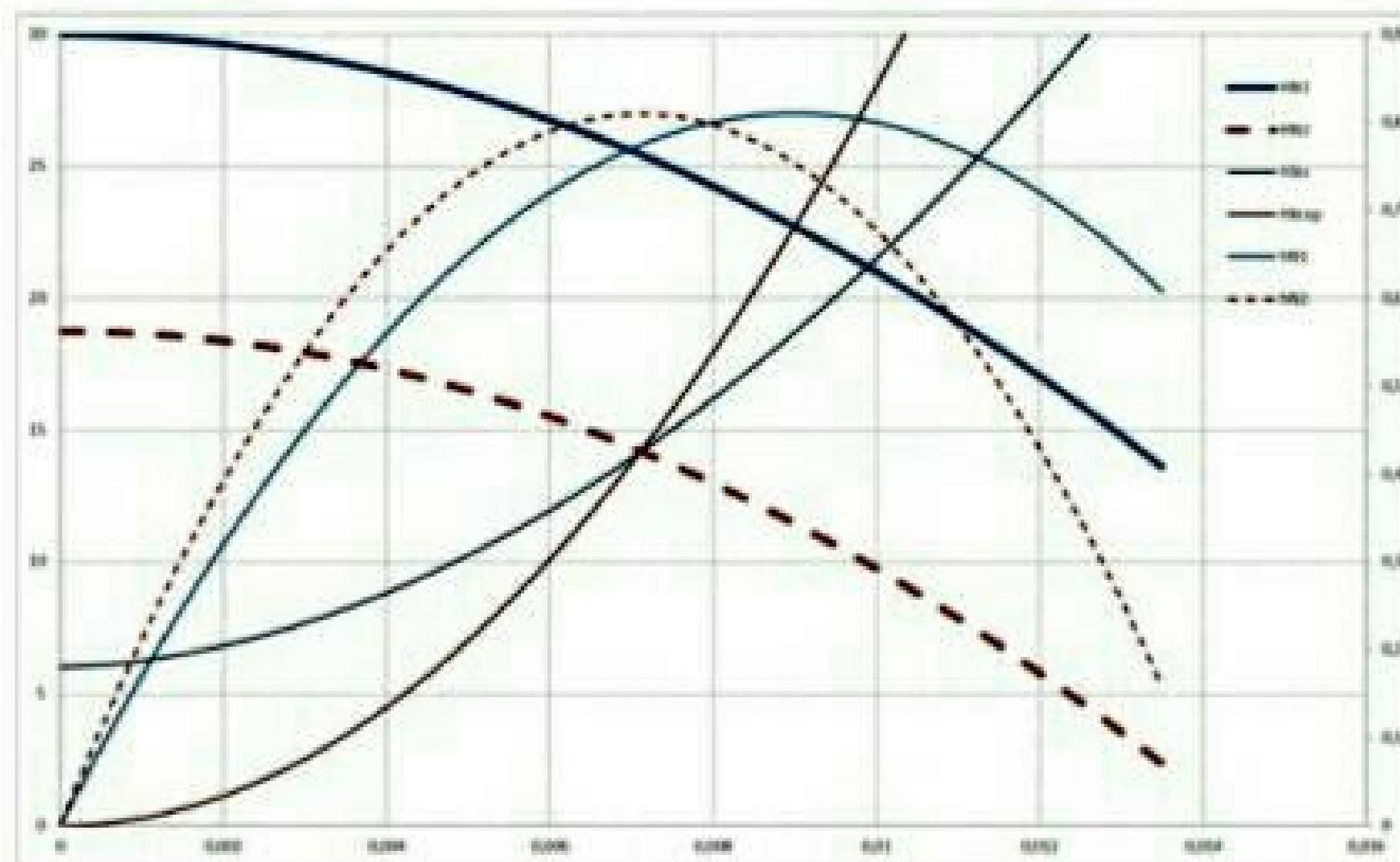
Sol: $D_2=220.71\text{ mm}$

4. Dada una bomba que girando a $N=1000\text{ rpm}$ tiene una curva definida por sus coeficientes de la ecuación de 2º grado $a=12$, $b=-300$, $c=-45000$. Se desea que eleve 12 l/s con $H=6.72$ mca. ¿Cuál será el diámetro que habrá que dejar en el rodete para conseguirlo?

Sol: $N_2=1209.5\text{ rpm}$

5. Sea una bomba que eleva agua desde un depósito a cota cero hasta otro a una cota 6m , el agua se conduce a través de una tubería de PVC ($k=4 \times 10^{-5}\text{m}$), de 80 mm de diámetro y 320 m de longitud. La curva de la bomba es $H=30-90000Q^2$ y el rendimiento responde a la ecuación $\eta=180Q-10000Q^2$. Para la velocidad máxima de giro. Determinar la relación R entre la velocidad deseada y la velocidad máxima si se persigue que la bomba trabaje con el máximo rendimiento. ¿Cuál es el caudal para este caso? Dibuje las curvas para ambas velocidades.

Sol: $R=0.79$, $Q_2=0.0071\text{ m}^3/\text{s}$



5 Pérdidas de carga en tuberías.

Para el diseño de instalaciones hidráulicas es imprescindible comprender y manejar con soltura el concepto de pérdidas de energía en las tuberías y accesorios que conforman la instalación. En los manuales de Hidráulica básica se han estudiado ya con detalle estos conceptos y aquí solamente se recuerdan los aspectos más importantes.

Las expresiones de uso más frecuente son las propuestas por Manning, Scobey, Hazen-Williams y Darcy-Weisbach. En todos los casos se persigue determinar el gradiente de energía $J=hf/L$, en función del tipo de material, de la velocidad del fluido y de las características geométricas de la tubería.

5.1 Ecuación de Manning.

Se trata de utilizar la conocida expresión del mismo autor, modificada para su uso en tuberías. Se va a considerar que la pendiente coincide con el gradiente de energía y que el radio hidráulico es el que corresponde a una tubería llena; es decir $R_h=D/4$, entonces:

$$J = \left(\frac{n_m u}{[D/4]^{3/8}} \right)^2$$

ec. 5-1

Los factores de aspereza a considerar se pueden examinar en la Tabla 5-1

Tabla 5-1 factores de aspereza para la ecuación de Manning

n_m	Mín.	medio	Max.
Polietileno		0.007	
PVC	0.007	0.008	0.009
Acero	0.008	0.011	0.012
Fundición	0.013	0.015	0.017
Fibrocemento	0.010	0.011	0.013
Revestidas de mortero	0.011	0.013	0.015
Hormigón	0.011	0.013	0.015

Ejemplo 5-1

Determinar, el diámetro teórico y comercial de una tubería de acero de $L=60m$ y $Q=0.002643 m^3/s$ y tolerancia de presiones $\Delta h=10.091 m$ Aplíquese la expresión de Manning.

Datos: $n_m=0.011$, $g= 9.8 m/s^2$, $\nu= 10^{-6}m^2/s$

D comerciales: 50.63, 75, 100, 125, 150 mm

Utilizaremos la expresión de Manning (ec. 5-1), donde la pendiente hidráulica J , se determina en función del diámetro y de la velocidad.

Entonces, $J= 0.168 (m/m)$ y entonces se puede despejar el diámetro de la ecuación de Manning como $D= 0.039 m$, lo que permite escoger como diámetro comercial $D= 50 mm$.

5.2 Ecuación de Scobey.

Se utiliza fundamentalmente en tuberías metálicas y sobre todo de aluminio. Los coeficientes se pueden obtener de tablas y en general valen, entre 0.31 y 0.40, para el aluminio y entre 0.33 y 0.45 para el acero

$$J = 4.098 \times 10^{-3} K_{sc} D^{-4.9} Q^{1.9}$$

ec. 5-2

Ejemplo 5-2

Determinar, el diámetro teórico y comercial de una tubería de aluminio de $L=60\text{m}$ y $Q=0.002643 \text{ m}^3/\text{s}$ y tolerancia de presiones $\Delta h=10.091 \text{ m}$. Aplíquese la expresión de Scobey.

Datos: $K_{sc}=0.4$, $g= 9.8 \text{ m/s}^2$, $\nu= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

D comerciales: 50.63, 75, 100, 125, 150 mm

La expresión de Scobey dice: $J = 4.089 \times 10^{-3} k_{sc} D^{-4.9} Q^{1.9}$, donde la pendiente hidráulica J , se determina en función del diámetro y del caudal.

Entonces, $J= 0.168 \text{ (m/m)}$. Como el gasto es $Q=0.002643 \text{ m}^3/\text{s}$, entonces se puede despejar el diámetro de la ecuación de Scobey como $D= 0.039 \text{ m}$, lo que permite escoger como diámetro comercial $D= 50 \text{ mm}$.

5.3 Ecuación de Hazen-Williams.

De uso frecuente en tuberías de gran diámetro.

$$u = 0.85 K_{hw} R_h^{0.63} J^{0.54}$$

ec. 5-3

donde R_h es el radio hidráulico de la conducción

Los coeficientes se pueden ver en la Tabla 5-2

Tabla 5-2 Coeficientes K_{hw} , para la ecuación de Hazen-Williams

material	K_{hw}
Asbesto, cemento o plástico	140
Hormigón armado	130
Acero o aluminio	120
Acero nuevo	110
Fundición nueva	100
Fundición usada	80-90

Ejemplo 5-3

Determinar, el diámetro teórico y comercial de una tubería de aluminio de $L=60\text{m}$ y $Q=0.002643 \text{ m}^3/\text{s}$ y tolerancia de presiones $\Delta h=10.091 \text{ m}$. Aplíquese la expresión de Hazen-Williams.

Datos: $K_{hw}=120$, $g= 9.8 \text{ m/s}^2$, $\nu= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

D comerciales: 50.63, 75, 100, 125, 150 mm

La expresión de Hazen-Williams dice:

$$u = 0.85 K_{hw} R_h^{0.63} J^{0.54}$$

donde la pendiente hidráulica J , se determina en función del radio hidráulico y de la velocidad.

Entonces, $J = 0.168$ (m/m). Como el gasto es $Q = 0.002643$ m³/s, entonces se puede despejar el diámetro de la ecuación de Hazen-Williams como $D = 0.034$ m, lo que permite escoger como diámetro comercial $D = 50$ mm.

5.4 Ecuación de Darcy-Weisbach.

Resulta de simplificar el análisis hidrodinámico del fenómeno del rozamiento en tuberías. Resulta la ecuación más completa de todas, aunque exige una fina determinación del factor de pérdidas de carga. Su expresión general es la que se presenta como:

$$J = \frac{f}{D} \frac{u^2}{2g}$$

ec. 5-4

Se conocen numerosas expresiones del factor de fricción f , en función de las características de la tubería y del régimen hidráulico imperante en el flujo. Las más utilizadas son:

$$f = \frac{64}{R_e}$$

ec. 5-5

Para cuando se cumple que el régimen es laminar ($R_e < 2000$)

$$f = \frac{0.316}{R_e^{0.25}}$$

ec. 5-6

Que sustituido en la ecuación (ec. 5-4) es conocida como ecuación de Blasius, válida para tuberías lisas

$$h_f = 0.465 \cdot Q^{1.75} \cdot D^{-4.75} L$$

ec. 5-7

Cuando se trata de tuberías ásperas pero el régimen es hidráulicamente liso se utiliza la ecuación de Prandtl

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log(R_e \sqrt{f}) - 0.8$$

ec. 5-8

Para el caso de turbulencia completa en tuberías ásperas se puede usar la ecuación de Kármán

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log\left(\frac{D}{2k_a}\right) + 1.74$$

ec. 5-9

No obstante, las tuberías comerciales no presentan una aspereza uniforme y se utiliza la expresión general descrita por Colebrook y White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.74 - 2 \log\left(\frac{2k_a}{D} + \frac{18.7}{R_e \sqrt{f}}\right)$$

ec. 5-10

Aunque, en general, se prefiere utilizar el Diagrama de Moody, construido mediante esta última ecuación, para calcular el factor de fricción en función del número de Reynolds.

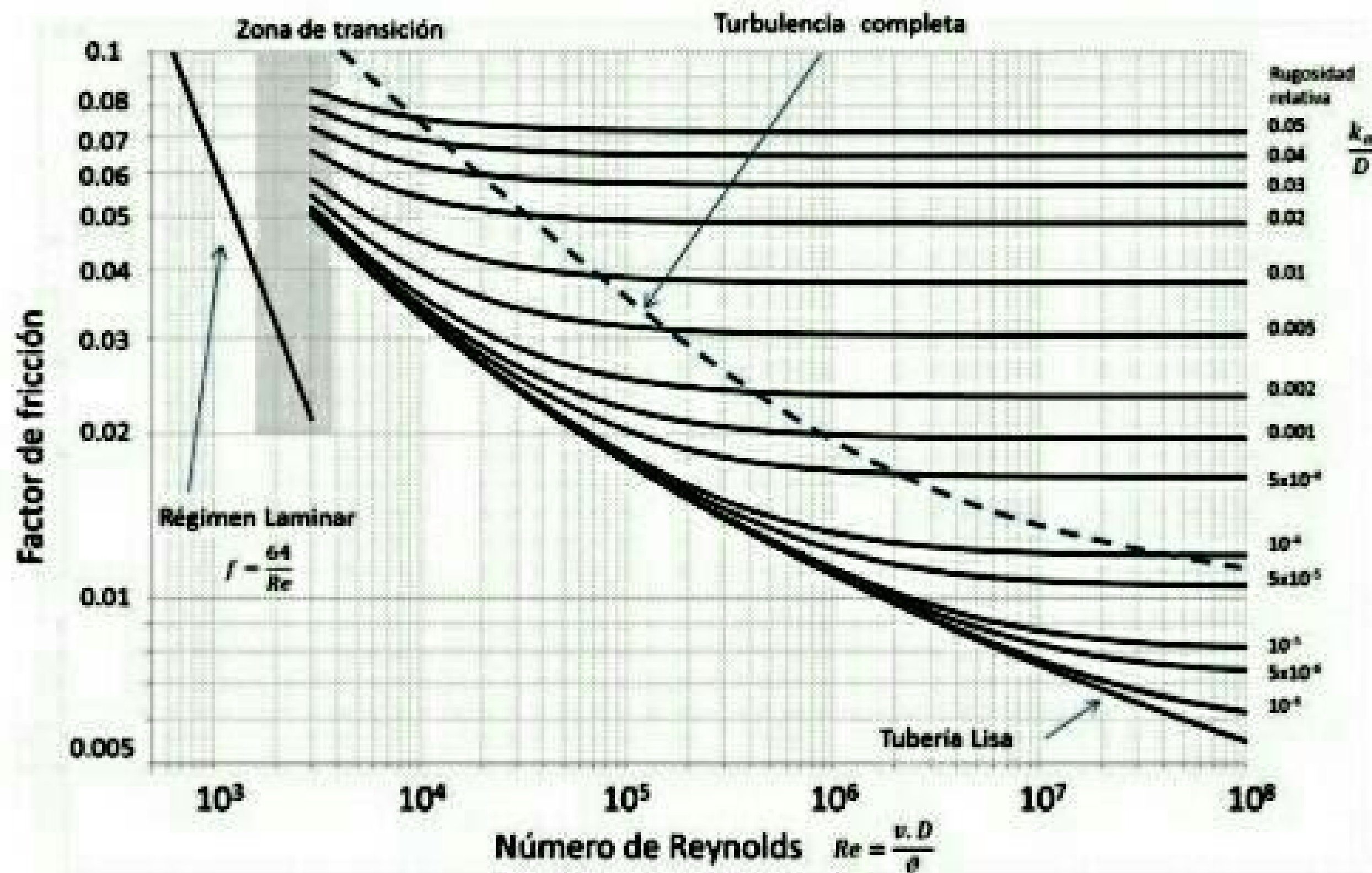


Fig 5-1 Diagrama de Moody para el cálculo del factor de fricción en tuberías

Tabla 5-3 Algunos valores de k_a en función del tipo de material

Material de las tuberías	k_a (mm)
Polietileno	0.002
PVC	0.02
Plomo, cobre o latón estirados	0.0015-0.01
Aluminio	0.015-0.06
Acero nuevas	0.015
Acero usadas	1.2-1.5
Acero galvanizado	0.07-0.15
Fundición nuevas	0.25-1
Fundición usadas	1-1.15
Hormigón liso	0.3-0.8
Hormigón normal	2.5
Hormigón armado	2.5
Fibrocemento nuevas	0.05-0.10
Fibrocemento usadas	0.60

Ejemplo 5-4

Determinar, el diámetro teórico y comercial de una tubería de aluminio de $L=60\text{m}$ y $Q=0.002643\text{ m}^3/\text{s}$ y tolerancia de presiones $\Delta h=10.091\text{ m}$. Aplíquese la expresión de Darcy-Weisbach.

Datos: $k_a=0.04\text{ mm}$, $\beta=1.9$, $g=9.8\text{ m/s}^2$, $\nu=10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$

D comerciales: 50.63, 75, 100, 125, 150 mm

La expresión de Darcy-Weisbach dice: $J = \frac{f u^2}{D 2g}$, donde la pendiente hidráulica J , se

determina en función del diámetro, velocidad y el factor de fricción, extraído de la ecuación de Colebrook o del diagrama de Moody.

Entonces, $J = 0.168$ (m/m). Como el gasto es $Q = 0.002643$ m³/s, entonces se puede despejar el diámetro de la ecuación de Darcy-Weisbach como $D = 0.038$ m, lo que permite escoger como diámetro comercial $D = 50$ mm.

Ejemplo 5-5

Determinar, el factor de fricción de una tubería de polietileno de $L = 2.45$ m y de la que se conoce la lectura de dos piezómetros, medida en mm de mercurio, para diferentes caudales. Aplíquese la expresión de Darcy-Weisbach,

Datos: $D = 17.5$ mm, $g = 9.8$ m/s², $\nu = 10^{-6}$ m²/s

Q(l/s)	h1 hg	h2 hg
0.02088991	368	367
0.04778973	367	366
0.08654262	368	365
0.1305483	369	364
0.19417476	371	361
0.29835903	375	358
0.39588282	382	350
0.53418803	396	336
0.74962519	424	309
1.01010101	458	275
1.46914789	555	180
1.65929204	603	130

Se deberá determinar la velocidad como $v = Q/A$, después se calculará el número de Reynolds como $Re = v.D/\nu$

La pérdida de carga, se obtiene a partir de la diferencia de lectura entre los dos piezómetros, pero al haberse realizado mediante manómetros de mercurio el resultado se debe corregir por la relación de las densidades del mercurio y el agua como

$$\Delta h = (h_1 - h_2) \left(\frac{\rho_{Hg} - \rho_{H_2O}}{\rho_{H_2O}} \right)$$

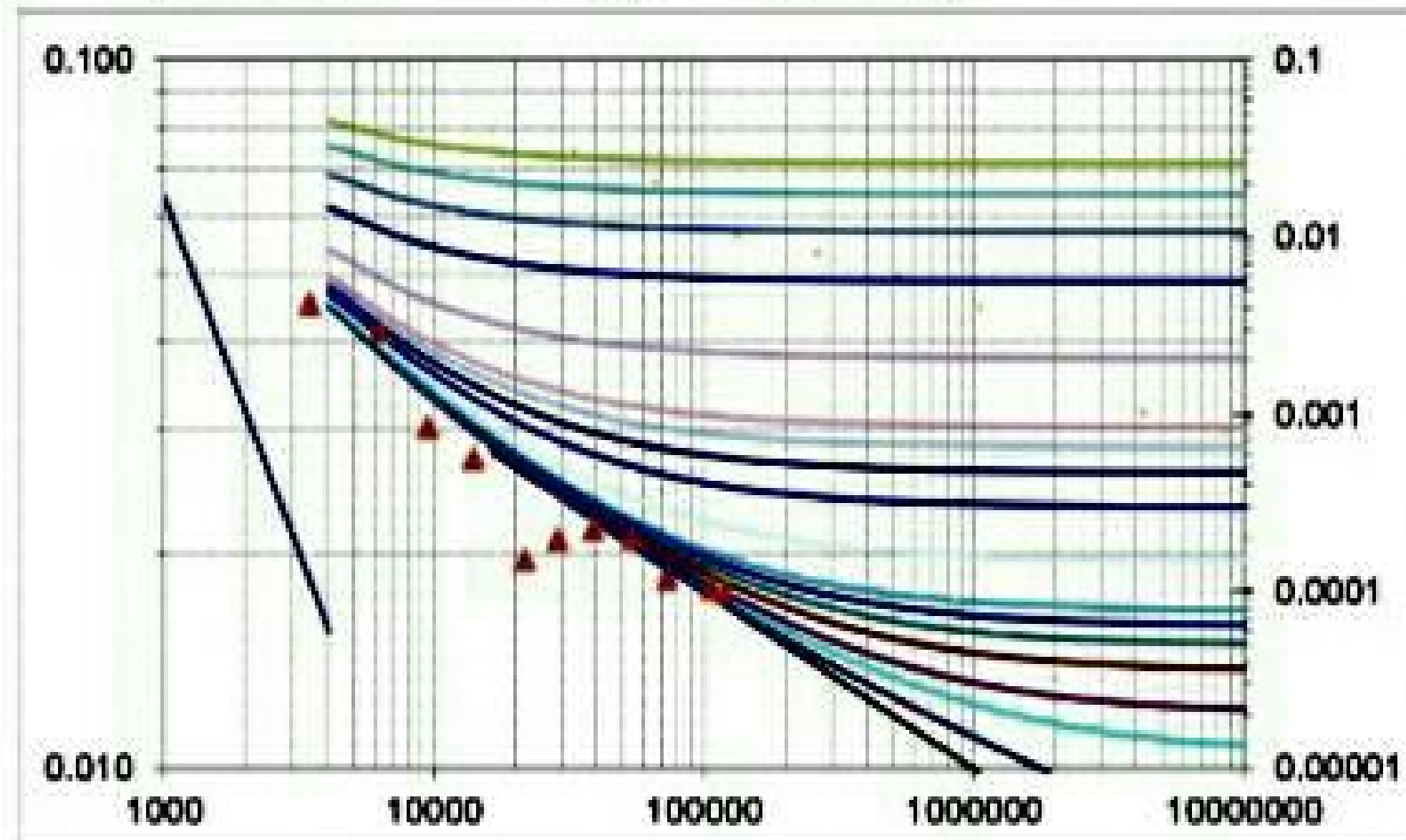
El incremento de presión es, en este caso, la pérdida de carga registrada y entonces aplicando la ecuación de Darcy-Weisbach

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

Entonces

punto	Q(l/s)	v(m/s)	R	h _f (m)	f
1	0.021	0.087	1520	0.013	0.236
2	0.048	0.199	3477	0.013	0.045
3	0.087	0.360	6297	0.038	0.041
4	0.131	0.543	9498	0.063	0.030
5	0.194	0.807	14127	0.126	0.027
6	0.298	1.240	21708	0.214	0.020
7	0.396	1.646	28803	0.403	0.021
8	0.534	2.221	38866	0.756	0.022
9	0.750	3.117	54540	1.449	0.021
10	1.010	4.200	73491	2.306	0.019
11	1.469	6.108	106890	4.725	0.018
12	1.659	6.899	120724	5.960	0.018

Que puede ser representada en el diagrama de Moody



Como se ve, los puntos tienden a agruparse alrededor de la línea correspondiente a tuberías lisas conforme se va alcanzando la turbulencia completa.

5.5 Pérdida de carga en elementos singulares

Intercalados por la red solemos encontrar diferentes elementos en los que el flujo se ve alterado por cambios bruscos de dirección o velocidad. La forma de considerar el efecto que imponen en la circulación general es múltiple:

Se puede recurrir a una expresión similar a la ecuación de Darcy-Weisbach, de la forma:

$$h_f = K, \frac{u^2}{2g}$$

ec. 5-11

donde se considera que el elemento no tiene longitud definida y pierde la energía de forma puntual.

Otra posibilidad es considerar a cada elemento como si fuese un trozo de tubería del diámetro que tenga, en lo que se denomina *longitud equivalente* del elemento. Para determinarlo se iguala la pérdida de carga que ocasiona con la que perdería la tubería para el mismo caudal, despejando la longitud que le correspondería, en caso de ser tratado como un trozo de tubería.

Si la red no contiene demasiados elementos singulares es corriente asignar una pérdida de carga a tanto alzado sobre el total de la red completa, sin embargo, este criterio puede ocasionar errores, a veces fuera del lado de la seguridad.

Ejemplo 5-6

Determinar, el factor de pérdidas de carga de un venturi y un diafragma, de los que se conoce su pérdida de carga para diferentes caudales, sabiendo que el diámetro es $D=31.75 \text{ mm}$

$h_f(\text{venturi}) \text{ m}$	0.0025	0.014	0.039	0.099	0.178
$h_f(\text{diafragma}) \text{ m}$	0.001	0.007	0.019	0.04	0.073
$Q(\text{m}^3/\text{s})$	0.000038	0.000085	0.000143	0.000238	0.000333

En primer lugar calcularemos la sección de paso, que resulta $\omega=0.00079173 \text{ m}^2$

Como la expresión que permite calcular la pérdida de carga en elementos singulares es

$$h_f = K_s \frac{u^2}{2g}$$

Y $v=Q/\omega$, podemos despejar K_s para cada caudal

k_{venturi}	21.56	23.94	23.47	21.45	19.68
$k_{\text{diatragma}}$	8.62	11.97	11.43	8.66	8.07

Lo que nos da un promedio de $k_{\text{venturi}}=22.02$ y $k_{\text{diatragma}}=9.75$

Tabla 5-4 Factor de fricción en diferentes elementos singulares

Elemento	k
Alcachofa	0.8
Válvula de pie	0.5 a 5
Válvula de retención	2.5
Llave de asiento	10
Llave de compuerta	0.15 a 0.20
Llave de mariposa	0.05
T longitudinal	0.6
T bifurcación	1.5 a 2
Ensanchamientos	$(1 - (D_2/D_1)^5)^{-1}$
Reducciones	0.15 a 0.35
Codo	0.6 a 0.9

5.6 Tuberías en serie y en paralelo

El diseño de varios tramos de tubería en serie puede acometerse suponiendo que no hay derivación de caudal y que por tanto solo cambian las características geométricas de cada tubería. El problema directo (calcular la pérdida de carga conocidos los diámetros y el caudal) es sencillo de resolver. Para el problema inverso, más frecuente durante el proceso de dimensionamiento es preciso proceder por tanteos distribuyendo la pérdida de presión admisible entre los tramos a diseñar y determinando el diámetro comercial sucesivamente en los n tramos y redistribuyendo la pérdida de carga disponible en cada paso.

Para la consideración de trozos de tuberías en serie, con diferentes características (diámetro, aspereza, etc.). Se determinarán las longitudes equivalentes de cada tramo, asimilándolos todos a un diámetro y aspereza únicos, para sumar luego todos en una única tubería equivalente.

Para el caso de tuberías en paralelo, es preciso tener en cuenta que la caída de energía en un valor único para cada nudo y así la pérdida de carga será idéntica para cada rama. Por el contrario, el caudal del nudo se divide en fracciones, en principio de valor desconocido.

Si las características de cada rama son conocidas, esta consideración permite establecer n ecuaciones cuyas incógnitas son los caudales, que deben sumar el total Q_0 , al inicio del sistema. Nótese que, en un problema genérico, se tienen n+1 incógnitas

ya que la pérdida de carga es desconocida para un caudal dado, lo que obliga a introducir una ecuación más. Esta ecuación puede ser la condición de continuidad $\Delta Q_i = Q_0$. En caso de partir de una pérdida de carga objetivo, la incógnita pasa a ser el propio caudal total Q_0 .

En el caso de querer integrar el sistema de tuberías en paralelo en otro esquema mayor es preciso reducirlo a una única tubería equivalente, considerando la pérdida de carga final y el caudal total.

Ejemplo 5-7

Determinar la longitud equivalente de un sistema de tuberías que está en serie.

La primera tubería es de polietileno ($k=0$), $L=10$ m, y $D=30$ mm y la segunda, que será la que se transforme en tubería equivalente, es del mismo material y también tiene 10 m de longitud y 25 mm de diámetro. Hacer los cálculos para que el sistema transporte 1 l/s. Calcular el diámetro equivalente del sistema formado por estas dos mismas tuberías en paralelo.

Para abordar este caso debemos recordar que la segunda tubería, la que vamos a transformar, debe conducir le mismo caudal y perder la misma carga.

Entonces, si probamos el caudal indicado, podemos obtener la pérdida de carga de esta tubería y tomando ahora como constante este valor dejamos como variable la longitud y así despejamos la longitud equivalente de esta tubería.

$$J = \frac{f}{D} \frac{u^2}{2g}$$

En la fórmula, $J=h_f/L$

v(m/s)	Re	f	h_f (m)
2.03	50929.58	0.0209	1.769

Tomando como $h_f=1.769$ y despejando L, queda $L_e=23.75$ m

Para el caso de tuberías en paralelo, debemos determinar el caudal conjunto para una misma pérdida de carga.

Probamos con el caudal indicado $Q=1$ l/s en la primera y se obtiene $h_f=0.7446$ m

Ahora, despejamos Q de la expresión

$$Q^2 = \frac{D^5 h_f \pi^2}{8fL}$$

Del valor obtenido determinamos nuevamente la velocidad, número de Reynolds, factor de fricción y h_f , con ella determinamos nuevamente Q y así hasta que h_f coincida con el valor objetivo. El caudal final es $Q_2=0.61$ l/s

El sistema en paralelo conduciría pues $Q_p=Q_1+Q_2=1.61$ l/s, con una pérdida de carga de $h_f=0.7446$ m

Ahora basta encontrar el diámetro que haría que una tubería de $L=10$ m y $k=0$, perdiese $h_f=0.7446$ m

Modificamos la expresión anterior para despejar el diámetro e iteramos como en el paso anterior, pero tomando esta vez como base el valor obtenido en

$$D^5 = \frac{Q^2 8fL}{h_f \pi^2}$$

Finalmente alcanzamos el valor $D_e=35.748$ mm

5.7 Bibliografía

- Bonnal, C. (1983). Manual de riego colectivo por aspersión. M.O.P.U. Servicio de Publicaciones.
- Giles, R.V. (1962) Mecánica de fluidos e hidráulica, Panamá McGraw-Hill. 274 p
- IRYDA, (1985). Normas para proyectos de riego por aspersión. Series de Ingeniería Rural y Desarrollo Agrario. Manual Técnico No 3. Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación.
- Losada Villasante A. (2005). El riego II: fundamentos de su hidrología y de su práctica. Ediciones Mundi-Prensa. 261 pp. Madrid.
- Losada Villasante, A. (2000), El Riego: fundamentos hidráulicos Ed. Mundi-Prensa, 461p
- Tarjuelo Martin-Benito, J.M., (1999). El riego por aspersión y su tecnología. Ediciones Mundi-Prensa. 569 pp.
- Trueba, C. S. (1984). "Hidráulica". Editorial CECSA.

5.8 Ejercicios propuestos

- 1) *Determinar, el diámetro teórico y comercial de una tubería de acero de $L=60\text{m}$ y $Q=0.0002643\text{ m}^3/\text{s}$ y tolerancia de presiones $\Delta h=5.05\text{ m}$ Aplíquese la expresión de Manning.*

Datos: $n_m=0.011$, $g=9.8\text{ m/s}^2$, $\nu=10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$

D comerciales: 40, 50.63, 75, 100, 125, 150 mm

Sol 40 mm

- 2) *Determinar, el diámetro teórico y comercial de una tubería de aluminio de $L=60\text{m}$ y $Q=0.03\text{ m}^3/\text{s}$ y tolerancia de presiones $\Delta h=3.41\text{ m}$. Aplíquese la expresión de Hazen-Williams.*

Datos: $K_{hw}=120$, $g=9.8\text{ m/s}^2$, $\nu=10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$

D comerciales: 40, 50.63, 75, 100, 125, 150 mm

Sol: D=125mm

- 3) *Determinar, el diámetro teórico y comercial de una tubería de aluminio de $L=60\text{m}$ y $Q=0.005\text{ m}^3/\text{s}$ y tolerancia de presiones $\Delta h=1.73\text{ m}$. Aplíquese la expresión de Darcy-Weisbach.*

Datos: $k_s=0.04\text{ mm}$, $\beta=1.9$, $g=9.8\text{ m/s}^2$, $\nu=10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$

D comerciales: 50.63, 75, 100, 125, 150 mm

Sol: D=63 mm

- 4) *Determinar la longitud equivalente de un sistema de tuberías que está en serie. La primera tubería es de polietileno ($k=0$), $L=10\text{ m}$ y $D=60\text{mm}$ y la segunda, que será la que se transforme en tubería equivalente, es del mismo material y también tiene 10 m de longitud y 45 m de diámetro. Hacer los cálculos para que el sistema transporte 10 l/s . Calcular el diámetro equivalente del sistema formado por estas dos mismas tuberías en paralelo.*

Sol: $L_e=39.67$, $D_e=71.38\text{ mm}$

6 Régimen variable en conducciones a presión.

6.1 Introducción

Hasta ahora hemos supuesto que el agua se mueve por las conducciones de manera uniforme, es decir sin aceleración. La velocidad a la que se mueve el agua cambia solo por razones geométricas y no por un proceso de inercia.

Si la aceleración es nula, la velocidad es constante en las sucesivas secciones que atraviesa el fluido y denominamos a esta situación régimen permanente y representa la gran mayoría de las situaciones de interés para el riego. En estas condiciones es razonable suponer que el fluido es incompresible y es de aplicación la ecuación de Bernoulli.

Sin embargo, en el denominado régimen variable, la velocidad puede cambiar con el tiempo y ello implica la aparición de aceleraciones, que eventualmente podrían llegar a comprimir el agua.

En las corrientes libres, al estar presente la atmósfera en uno de los límites de la corriente, las oscilaciones son de pequeña magnitud. En estas condiciones se puede considerar que el agua es incompresible aun en régimen variable.

También es posible admitir esta simplificación cuando el agua oscila entre dos lugares con superficie libre de agua (oscilación en masa) y en el supuesto de vaciado libre de un depósito.

Por el contrario, no es posible asumir esta simplificación cuando el agua circula en un conducto forzado y los cambios de velocidad son muy rápidos y en consecuencia intervienen frecuentes intercambios entre la energía cinética del agua y la energía elástica de las tuberías. Este fenómeno se denomina golpe de ariete.

El régimen variable puede aparecer por diferentes motivos como son la presencia de dispositivos de medida, aire en las conducciones o cambio de régimen en los equipos de bombeo (parada brusca o cierre rápido de una llave)

El estudio de una corriente rotacional puede abordarse mediante la ecuación

$$\nabla H = -\frac{1}{g} \frac{\partial \vec{v}}{\partial t}$$

ec. 6-1

Pero puede simplificarse utilizando el análisis unidimensional incluyendo un término de rozamiento.

6.2 Vaciado de un recipiente.

En este caso la velocidad a la que alude la expresión ec. 6-1 es tan pequeña que puede despreciarse. Este sería el caso de un depósito que se vacía por un orificio muy pequeño. Para cada altura podemos aplicar la ecuación de conservación de la energía

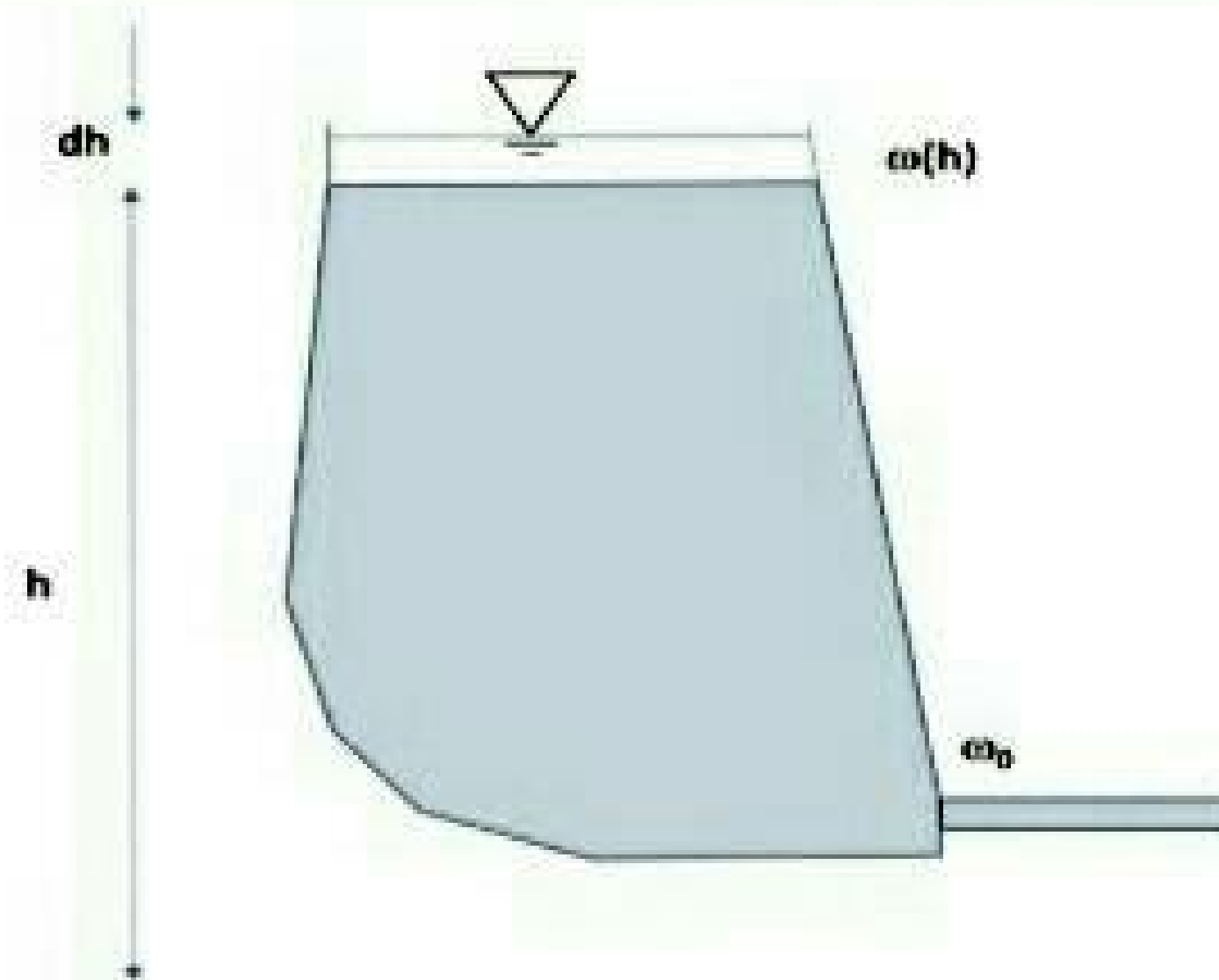


Fig 6-1 Depósito que se vacía libremente

Entonces $Q = C_d \omega_0 \sqrt{2gh}$

En un dt el volumen desaguado es $V = Q \cdot dt = C_d \omega_0 \sqrt{2gh} \cdot dt$

Entonces, para un depósito de superficie $\omega(h)$,

$$\omega(h)dh + C_d \omega_0 \sqrt{2gh} \cdot dt = 0$$

Separando las variables queda

$$\frac{\omega(h)dh}{C_d \omega_0 \sqrt{2gh}} = dt$$

Que puede ser integrada entre $t=0$ y $t=t$

Si el depósito es regular y $\omega(h)$ es constante, entonces el tiempo de vaciado entre dos alturas h y h_0 es

$$t = \frac{1}{C_d} \frac{\omega}{\omega_0} \frac{2}{\sqrt{2g}} \left(h_0^{1/2} - h^{1/2} \right)$$

ec. 6-2

Ejemplo 6-1

Determinar el tiempo de vaciado de un depósito cilíndrico, de radio 0.35 m y altura 2m, inicialmente lleno, por un orificio de salida practicado en el fondo, con $C_d=0.65$ y de diámetro 15 mm.

En la ecuación ec. 6-2 se muestran las variables necesarias. Basta sustituir $C_d=0.65$, $\omega=0.385 \text{ m}^2$, $\omega_0=176.7 \text{ mm}^2=1.77 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, $h_0=2\text{m}$, $h=0$, para obtener $t=2139$ segundos

6.3 Oscilación en masa.

Otro supuesto interesante es la denominada oscilación en masa. En este caso la velocidad no es despreciable y la ecuación 6-1 puede integrarse entre las superficies libres a lo largo de la longitud L de la columna fluida y entonces

$$\frac{1}{g} \int_0^L \frac{\partial U}{\partial t} ds + \int_0^L \frac{\partial H}{\partial s} ds = 0$$

ec. 6-3

Si la sección transversal de la tubería es uniforme y el líquido incompresible, entonces U es la misma en cada instante para todas las secciones transversales, dependiendo solo de t y por lo tanto

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \int_0^L \frac{\partial U}{\partial t} ds &= \frac{1}{g} \frac{dU}{dt} \int_0^L ds = \frac{L}{g} \frac{dU}{dt} \\ \int_0^L \frac{\partial H}{\partial s} ds &= \left(0 + z + \frac{U^2}{2g} \right) - \left(0 - z + \frac{U^2}{2g} \right) = 2z \end{aligned}$$

ec. 6-4

Como la velocidad $U = dz/dt$, entonces queda

$$\begin{aligned} \frac{L}{g} \frac{dU}{dt} + 2z &= 0 \\ \frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{2gz}{L} &= 0 \end{aligned}$$

Que resuelta queda el periodo μ como

$$\mu = 2\pi \sqrt{\frac{L}{2g}}$$

ec. 6-5

Y la posición de la superficie del agua z, como

$$z = z_M \cos\left(\frac{2\pi t}{\mu}\right)$$

ec. 6-6

Y...

$$v = \frac{2\pi}{\mu} z_M \sin\left(\frac{2\pi t}{\mu}\right)$$

ec. 6-7

Ejemplo 6-2

Un líquido se desplaza sin rozamiento en el interior de un tubo en U, en posición vertical. La longitud de la columna de líquido es de 1.225m. Cuando la diferencia entre los dos meniscos es de 0.5m, la velocidad de la columna es de $v=1$ m/s. Se pide: Diferencia máxima entre los meniscos, velocidad máxima alcanzada por el líquido, posición e instante en que se produce, período de oscilación.

Como solamente conocemos la velocidad para una posición concreta y desconocemos Z_{max} , no podemos usar directamente la ecuación ec. 6-6. Dividimos la ecuación ec. 6-7 entre la ecuación ec. 6-6 y obtenemos

$$\frac{v}{z} = \frac{2\pi}{\mu} \tan\left(\frac{2\pi t}{\mu}\right)$$

Dado que disponemos de todos los valores, empleamos esta ecuación para despejar el tiempo, t

$$\frac{2\pi}{\mu} = \sqrt{\frac{L}{2g}} = 4.00204$$

Entonces el tiempo para la situación que nos dan como dato es $t=0.1961$ s

Ahora podemos aplicar la ecuación ec. 6-6 para determinar $z_{\max}=0.353463$ m, por lo que la oscilación completa es $\Delta z=0.7069$ m

El tiempo en que se produce la velocidad máxima es cuando los dos meniscos pasan por $z=0$, de la ecuación ec. 6-6 se deduce que esto ocurre cuando $\pi/2 = \sqrt{\frac{L}{2g}} \cdot t$, lo que permite obtener $t=0.3924$ s. Este valor sustituido en la ecuación ec. 6-7 ofrece $v_{\max}=1.4145$ m/s. De la ecuación ec. 6-5, el período $\mu=1.5699$

6.4 Golpe de ariete.

6.4.1 Ecuaciones.

Cuando el caudal es bajo es admisible el supuesto de incompresibilidad del agua, pero en los supuestos de variaciones rápidas de la velocidad la elasticidad del agua y de las paredes que la contienen hacen que varíen grandemente la presión y la velocidad.

Los autores de referencia en este supuesto son Joukowski y Allievi, a los que debemos las soluciones simplificadas del fenómeno.

Sea una tubería única, la ecuación de equilibrio para un elemento de longitud δx es

$$\omega \frac{\partial p}{\partial x} \delta x + \gamma \cdot \omega \cdot \delta x \cdot \text{sen} \theta - \tau_0 \pi D \cdot \delta x = \rho \omega \cdot \delta x \frac{dU}{dt}$$

Dividiendo por $\gamma \cdot \omega \cdot \delta x$

$$\left(\frac{1}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial x} + \text{Sen} \theta \right) - \frac{\tau_0 \pi D}{\gamma \omega} = \frac{1}{g} \frac{dU}{dt}$$

Como $p/\gamma + z = H$, entonces el primer término queda como

$$\frac{1}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial x} + \text{Sen} \theta = \frac{\partial H}{\partial x}$$

$$\tau_0 = \frac{f}{4} \rho \frac{U|U|}{2}$$

y entonces

$$\frac{\tau_0 \pi D}{\gamma \omega} = \frac{f}{D} \frac{U|U|}{2g}$$

Además $\frac{dU}{dt} = \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} U$ por lo que podemos decir que

$$0 = \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} - \frac{f}{D} \frac{U|U|}{2g}$$

Si suponemos nulas las pérdidas de carga y los esfuerzos tangenciales entonces, aproximadamente

$$\frac{\partial H}{\partial t} = g \frac{\partial H}{\partial x}$$

Por otro lado, teniendo en cuenta que $ds = -dx$, podemos plantear la ecuación de continuidad

$$\frac{\partial(\rho \omega)}{\partial t} - \frac{\partial(\rho \omega U)}{\partial x} = 0$$

Que debidamente desarrollada produce

$$\rho \frac{d\omega}{dt} + \omega \frac{d\rho}{dt} = \rho \omega \frac{\partial U}{\partial x}$$

ec. 6-8

Podemos relacionar cada término con un fenómeno físico y así el primer sumando se refiere al agua que se acumula por la dilatación de la tubería, el segundo refleja el agua que se acumula por compresión.

Aplicando la ley de Hooke se puede deducir que

$$\frac{d\omega}{dt} = \frac{\omega D \cdot dp}{E e \cdot dt}$$

Y que

$$\frac{d\rho}{dt} = \frac{\rho}{K} \frac{dp}{dt}$$

Considerando que $p = \gamma(H - z)$, entonces

$$\frac{\partial U}{\partial x} = \frac{g}{a^2} \left(\frac{\partial H}{\partial t} + U \frac{\partial H}{\partial x} - U \frac{dz}{dx} \right)$$

Con

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D}{E e} \right)}}$$

ec. 6-9

velocidad máxima de la onda de presión

Cuando la tubería es muy rígida $a = \sqrt{\frac{K}{\rho}} = 1400 \text{ m/s}$

$$\frac{\partial H}{\partial t} - \frac{a^2}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial H}{\partial x} - U \frac{dz}{dx} = 0$$

ec. 6-10

Que si se desprecian los términos pequeños puede quedar como

$$\frac{\partial U}{\partial x} = \frac{g}{a^2} \frac{\partial H}{\partial t}$$

ec. 6-11

Estas ecuaciones son las ecuaciones diferenciales del golpe de ariete, que pueden ser resueltas como

$$H - H_0 = F \left(t - \frac{x}{a} \right) + f \left(t - \frac{x}{a} \right)$$

ec. 6-12

$$U - U_0 = -\frac{g}{a} \left[F \left(t - \frac{x}{a} \right) - f \left(t - \frac{x}{a} \right) \right]$$

ec. 6-13

Que pueden ser escritas como $\Delta H = F + f$, $\Delta U = -g/a(F - f)$

Las ondas se desplazan sin cambiar de forma a una velocidad a y son independientes de la presión nominal H_0

6.4.2 Descripción de los fenómenos que se derivan de las ecuaciones

Consideremos un sistema formado por una tubería que termina en un depósito. Cuando se cierra bruscamente una llave se genera una onda F hacia el depósito de magnitud $F = \Delta H$, que puede calcularse a partir de la segunda ecuación como $\Delta H = -(a/g) \cdot \Delta U$

El signo indica que su dirección es contraria a la velocidad original del agua, esto es hacia el depósito. La onda alcanza el depósito en $t = L/a$

Aguas debajo de la llave también se produce este fenómeno, pero en este caso la onda que se produce es de depresión $f = \Delta H$ y su magnitud es $\Delta H = (a/g) \cdot \Delta U$

Hasta aquí no tiene importancia cualquier maniobra que haga el usuario, se producen estas ondas, en cualquier caso. La diferencia empieza cuando el proceso sigue.

Cuando la onda llega al depósito no puede haber cambio de presión en la embocadura y en ese caso $\Delta H = 0 = F + f$ y se refleja de nuevo hacia el interior de la tubería anulando la sobrepresión y con $\Delta U = -g/a(F - f) = -2U_0$

Esto es lo que se denomina contragolpe.

Cuando la onda llega a la llave, la encuentra cerrada y se produce otro reflejo de valor $F = f$ y entonces $\Delta H = -(a/g) \cdot U_0$

Es decir, se produce una onda de depresión que recorre la tubería hacia el depósito.

Cuando esta onda F llega al depósito se refleja de nuevo pero ahora $f = -F = (a/g)U_0$

Es decir que se va anulando la depresión a su paso. Cuando llega a la llave de nuevo se repite el ciclo completo. Se produce así un conjunto de presiones y depresiones que van recorriendo la tubería y fatigando el material. El proceso va poco a poco amortiguándose hasta que cesa. Si una tubería se somete durante mucho tiempo a este tipo de efectos acaba fisurándose de una forma muy característica.

Si el cierre de la llave no es rápido ($t_{\text{cierre}} > 2L/a$) entonces la onda encuentra la llave a medio cerrar y la onda de presión queda rebajada por la posibilidad de salida que aún se conserva.

En el caso de parada brusca de un grupo de bombeo se produce el mismo fenómeno, con el consiguiente riesgo para el equipo.

Las sobrepresiones del golpe de ariete obligan a proyectar tuberías con mayor resistencia (timbraje) que tienen un mayor coste. Para atenuar los efectos de estas sobrepresiones se suelen disponer elementos que aseguren un cierre lento y en el caso de grupos de bombeo, elementos de inercia que hagan más lenta la parada de la bomba.

6.4.3 Método de Mendiluce

La resolución exacta de las ecuaciones anteriores es compleja y debe abordarse desde el cálculo numérico. Por esta razón se va describir un procedimiento simplificado que uso de este importante concepto para el dimensionamiento de obras hidráulicas para el regadío.

Se denomina tiempo de parada, T_p al tiempo que tarda en anularse la onda de presión y sobrepresión. Ya hemos visto su valor en el apartado anterior pero frecuentemente no se dispone de datos para calcular exactamente el mismo y en este caso conviene usar la fórmula empírica de Mendiluce (1972, 1987).

El valor del tiempo de parada varía de modo que, a menor tiempo, mayor probabilidad de que se dé un golpe de ariete. Se debe no sólo al cierre de las válvulas, sino también a la parada repentina del motor que acciona a la bomba de la conducción y por consiguiente siempre tendremos la obligación de su cálculo.

El valor del tiempo de parada se puede aproximar mediante la siguiente fórmula empírica.

$$T_p = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

ec. 6-14

Siendo:

T_p = Tiempo de parada en segundos.
 C = Coeficiente según la pendiente de la conducción.
 K = Valor que depende de la conducción.
 L = Longitud real de la conducción (m)
 v = Velocidad del agua en la conducción en m/s
 g = Constante de la gravedad (9.8 m/s^2)
 H_m = Altura manométrica (m)

Se considerará la longitud L desde la toma de agua hasta el depósito o hasta el primer punto de salida (conducciones de instalación para riego).

C , depende de la pendiente de la tubería mientras que K es función de la longitud de ésta. Se trata de constantes que introduce el autor de la expresión anterior, para ajustar los resultados a los valores medidos experimentalmente.

Tabla 6-1 Valores de C en función de la pendiente (Mendiluce, 1972)

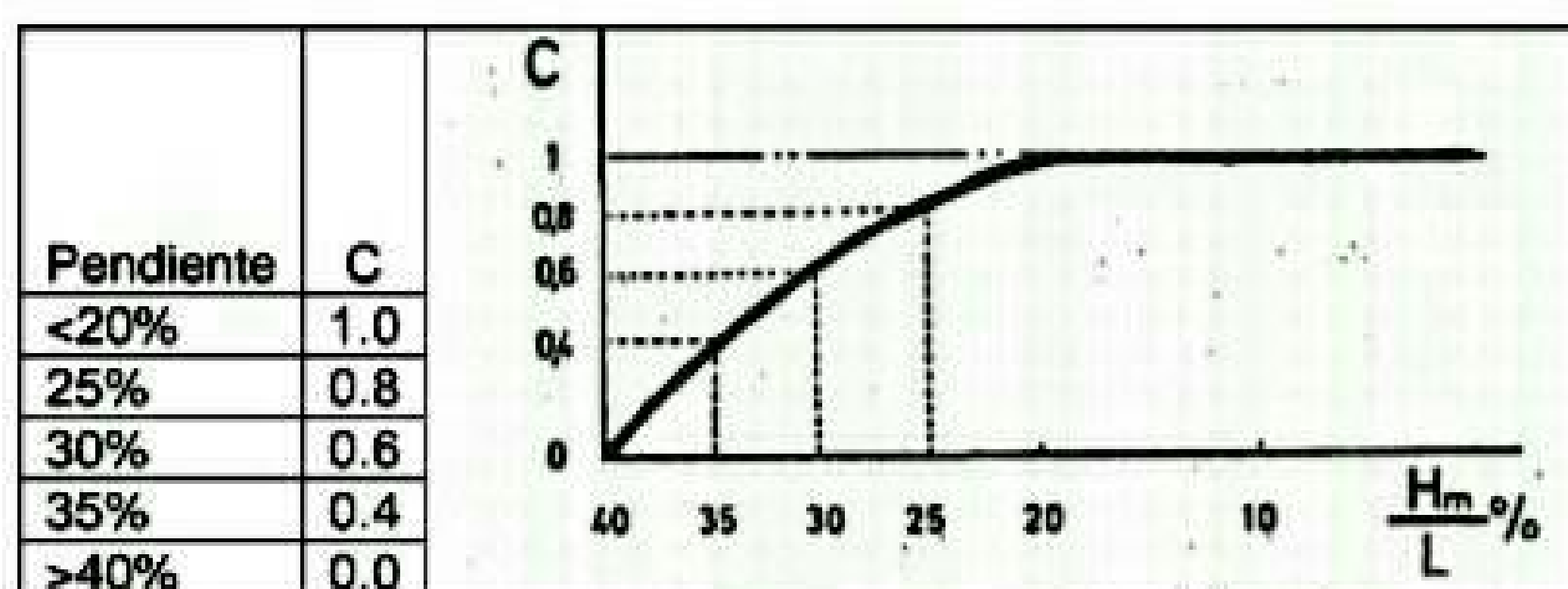
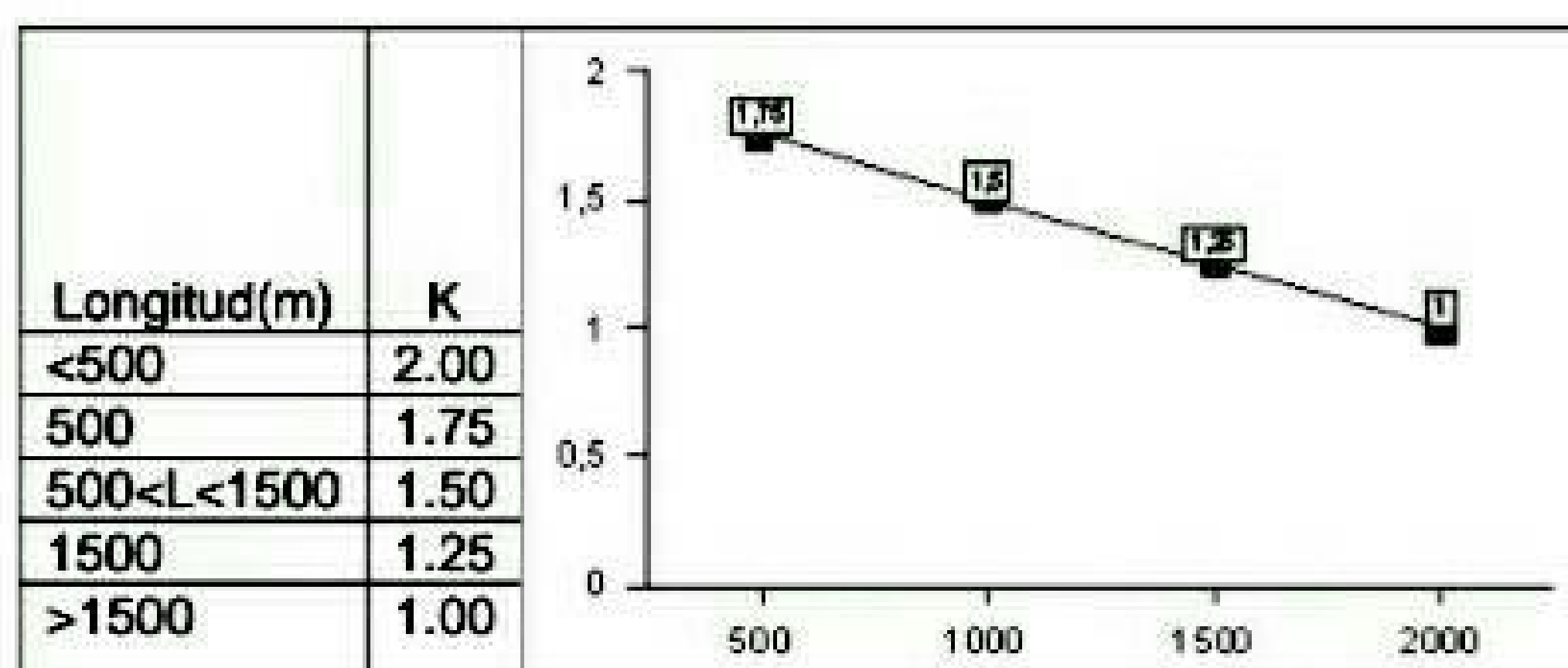


Tabla 6-2 Valores de K en función de la longitud (Mendiluce, 1972)



6.4.4 Celeridad

Ya se ha estudiado la expresión de la celeridad a , en un golpe de ariete, que es la velocidad de propagación de la onda, los valores de la celeridad oscilan entre 700 y 1200 m/s. Se calcula por la siguiente fórmula, propuesta por Allievi (1903) en la teoría general del movimiento variado en tuberías:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + G \cdot \frac{D}{e}}}$$

ec. 6-15

Siendo

- a = Celeridad (m/s)
- D = Diámetro interior (mm)
- e = espesor del tubo (mm)
- $G=10^6/E$; Es un factor sin dimensión que depende del material de la tubería.
- E= Coeficiente de elasticidad del material en kg/cm².

Para los materiales que constituyen usualmente las tuberías los valores de G se muestran en la Tabla 6-3.

Tabla 6-3 Valores de los coeficientes E y G

Material	E(kg/cm ²)	G
Acero	2.0×10^6	0.5
Fundición	1.0×10^6	1
Aluminio	0.7×10^6	1.43
Plomo	0.2×10^6	10
Hormigón	0.2×10^6	5
Fibrocemento	0.8×10^6	5.5
PVC	3.0×10^4	33.33
PE baja densidad	2.4×10^3	500
PE alta densidad	9.0×10^3	111.11
Polipropileno	12.0×10^3	83.33

6.4.5 Fórmulas de Michaud y Allievi

Se llama longitud crítica L_c , al resultado de la ecuación siguiente:

$$L_c = a \cdot \frac{T_p}{2}$$

ec. 6-16

Siendo:

- a = celeridad
- T_p = el tiempo de parada.

Este valor lo comparamos con la longitud real de la conducción (L)

Si la instalación está formada por trozos de tuberías de características variables, como naturaleza del material, diámetro, espesor o timbraje, se hace un cálculo aproximado utilizando valores medios ponderados.

$$\frac{L}{a} = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{a_i}$$

Entonces tomaremos la celeridad como

$$a = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{a_i}}$$

Y como

$$L \cdot v = \sum_{i=1}^n L_i v_i$$

Entonces tomremos la velocidad como

$$v = \frac{\sum_{i=1}^n L_i v_i}{L}$$

Según sea L, igual, mayor o menor a L_c se aplicarán las fórmulas siguientes:

La fórmula de Allievi se usa cuando $L > L_c$ (conducción larga o cierre rápido) entonces

$$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}$$

ec. 6-17

La fórmula de Michaud (1878) se usa cuando $L < L_c$ (conducción corta o cierre lento)

$$\Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g T_p}$$

ec. 6-18

Siendo:

- a = celeridad (m/s)
- v = Velocidad (m/s)
- L = Longitud real (m)
- g = aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)
- T_p = tiempo de parada (s).

ΔH es finalmente el golpe de ariete o sobrepresión (m). Este valor se sumará o restará a la presión estática, para calcular el valor de la presión en cada momento.

Cuando $L_c = L$ se podrán utilizar cualquiera de las fórmulas: Allievi o Michaud.

Conocida la sobrepresión, sumándola o restándola a la presión estática, se puede calcular las presiones máxima y mínima y a partir de ahí el timbraje de los diferentes tramos de tubería, o instalar válvulas que eviten sobre presiones sobre los timbrajes establecidos.

Ejemplo 6-3

Determine la sobrepresión debida al cierre brusco de una llave en el extremo de una tubería de fundición de $L=1000$ m, instalada con pendiente 1%, de diámetro $D=0.3$ m, que transporta un caudal de $Q=0.03$ m³/s, con una altura de presión $P/\gamma = 25$ m. El espesor de la tubería es de $e=1$ cm.

En primer lugar, determinaremos el tiempo de parada, mediante la ecuación 9, en la que $C=1$, $k=1.5$, $L=1000$, $H=25$

No faltaría conocer v , pero ésta vale $v=Q/\omega=0.03\text{m}^3/\text{s}/(\pi \cdot 0.03^2/4)=0.42$ m/s

Entonces $T_p=3.59$ s

La celeridad se determina según la ecuación 10 y precisa conocer $G=1$, entonces $a=1118.8$ m/s

La longitud crítica es $L_c = a \cdot t_p / 2 = 2011$ m, que es mayor que la longitud real. En estas condiciones la onda de sobrepresión alcanza la llave antes de que esta se cierre, por lo que el cierre se considera lento y es de aplicación la fórmula de Michaud

$\Delta H = 24.06$ m.

La presión que debe soportar la tubería es $H = 49.63$ m, en su momento máximo y $H = 0.93$ m en su momento mínimo. Existe riesgo de formación de vapor por lo que sería conveniente poner una válvula de alivio o ventosa que permita la entrada de aire en ese supuesto.

6.5 Elementos de protección contra el golpe de ariete

Ya se han visto algunos materiales en el tema de elementos singulares, pero aquí se mostrarán los más específicamente utilizados en protección contra el golpe de ariete.

6.5.1 Calderín de aire

Se trata de un depósito cerrado acoplado a la tubería y en el cual puede penetrar el agua y que contiene en su interior un colchón de aire. Cuando se produce sobrepresión el agua penetra en el depósito comprimiendo el aire y perdiendo energía, cuando se produce una depresión el agua del depósito sale a la tubería produciéndose vacío en el depósito, este aporte de agua disminuye la depresión en la tubería. El sistema no es práctico por necesitar grandes depósitos cuando la instalación de riego es de cierto tamaño, además el inconveniente de que el aire confinado en su interior se va gastando tanto por disolución como por arrastre; en consecuencia, la instalación de un calderín incluye un compresor que reponga y mantenga dentro una cantidad de aire sensiblemente constante

Una solución lógica consiste en encerrar el aire dentro de una vejiga con lo que el aire y el agua ya no están en contacto, no necesitando la instalación de un compresor



Fig. 6-2 Calderín. Conectado a la entrada de una instalación de riego por goteo

6.5.2 Chimenea de equilibrio

La tubería se conecta a un tubo vertical piezométrico cuya altura sobrepasa la línea de carga. Cuando se produce sobrepresión el agua sale por la chimenea, cuando hay depresión el agua de la chimenea entra en la conducción, disminuyendo en ambos casos la energía del golpe. Tiene como limitación el tamaño de la chimenea que tiende a ser muy grande

6.5.3 Válvulas de seguridad, o de alivio

Son válvulas de alivio con una presión prefijada que cuando se sobrepasa por efecto del golpe, se abre y deja salir agua. Hay que instalarlas siempre al aire, por encima del terreno y en sitios de fácil desagüe, lo que no siempre es posible

Para que funcionen bien, hay que situarlas en bifurcaciones y a menos de 500 metros del extremo de línea. Entre dos válvulas no debe haber más de 2000 m y deben permitir la salida de un caudal igual o superior al doble del gasto máximo de un hidrante.

6.5.4 Válvulas de retención

Es el sistema más usado. Consiste en situar a lo largo de la tubería y dentro de la misma, una serie de válvulas de manera que cuando se para el flujo de líquido, se cierra, dividiendo la longitud total en tantos tramos como válvulas se hayan colocado, disminuyendo las sobrepresiones.

Su único inconveniente son las pérdidas de carga localizadas que produce su colocación en el interior de la tubería, que son altas y producen un mayor consumo de energía con el consiguiente aumento de coste. Gasto que se compensa con el ahorro en la inversión de la instalación.

Se deben colocar a una distancia $L=a \cdot T_p/2$ una de otra, estando la primera situada a L del final de la tubería, y la última a la salida del grupo motobomba, para proteger a éste.

Otra forma de solventar los problemas de sobrepresiones es la colocación de distintos timbrajes y diámetros en la instalación.

6.5.5 Ventosas.

Son elementos hidráulicos que se instalan por problemas de aire en conducciones, resultando un buen elemento protector del golpe de ariete, tanto en la primera fase de depresión (entraría aire) como en la de sobrepresión.

6.6 Referencias

Allievi, L., (1903), "Teoría générale del moto perturbato dell'acqua nei tubi in pressione". Ann. Soc. Ing. Arch. Italiana.

Joukowsky, N.E., (1898), Mem. Imperial Academy Soc. of St. Petersburg. Vol 9, nº5.

Mendiluce, E. , 1965 .Tiempo de parada en las impulsiones. Revista de Obras Públicas 1965, 113, tomo I (2998): 121-125

Mendiluce, E. 1972. Golpe de ariete. Nueva comprobación analítica y experimental de la fórmula del tiempo de parada en impulsiones. Revista de Obras Públicas. 1972, 119, tomo I (3087): 575-586

Mendiluce, E. 1987. Discrepancias en el cálculo del golpe de ariete. Revista de Obras Públicas. 1987, 134, (3261): 575-581

Michaud, J., (1878), Coups de bélier dans les conduites. Etude des moyens employés pour en atténuer les effets. Bulletin de la Société Vandoise des Ingénieurs et des Architectes. Laussane, 4c année. nos 3 y 4, septembre y octobre, pp. 56-64 y 65-77.

6.7 Ejercicios propuestos

- 1) *Determinar el tiempo de vaciado de un depósito cilíndrico, de radio 1 m y altura 2m, inicialmente lleno, por un orificio de salida practicado en el fondo, con $C_d=0.65$ y de diámetro 10 mm*

Sol: $t=10.91$ horas

- 2) *Un líquido se desplaza sin rozamiento en el interior de un tubo en U, en posición vertical. La longitud de la columna de líquido es de 4.25 m. Cuando la diferencia entre los dos meniscos es de 1m, la velocidad de la columna es de $v=1.5$ m/s. Se pide: Diferencia máxima entre los meniscos, velocidad máxima alcanzada por el líquido, período de oscilación.*

Sol: $\Delta z_{\max}=1.71$ m, $v_{\max}=1.84$ m/s, $T=2.92$ s

- 3) *Determine la sobrepresión debida al cierre brusco de una llave en el extremo de una tubería de Polietileno de $L=1000$ m, instalada con pendiente 1%, de diámetro $D=0.2$ m, que transporta un caudal de $Q=0.1$ m³/s, con una altura de presión $P/\gamma=40$ m. El espesor de la tubería es de $e=12$ mm.*

Sol: $\Delta H=35.09$ m

- 4) *Una tubería de polietileno b, de espesor $e=20$ mm, $L=2000$ m, Diámetro $D=0.3$ m, parte de un depósito de altura $H=10$ m y desciende por un terreno del 5% de pendiente. Determinar: caudal circulante por el sistema, Sobrepresión en caso de cierre brusco de la llave del extremo inferior y si habrá cavitación en algún momento.*

Sol $Q=0.434$ m³/s, $\Delta H=202.2$ m, Si

7 Redes de distribución de agua a presión.

Se trata de obras destinadas a la distribución de grandes cantidades de agua a un número generalmente elevado de usuarios. Estos usuarios normalmente exigen una serie de condiciones de suministro como presión mínima y dotación garantizada.

Un sistema de Distribución de Agua (SDA) es un conjunto de obras e instalaciones hidráulicas destinadas al transporte y la distribución de agua desde el/los puntos de suministro a los consumidores. Los SDA son sistemas complejos. Están constituidos por muchos elementos: conducciones, bombas, depósitos, embalses, accesorios, etc.

Según el tipo de conducciones la red puede clasificarse en redes abiertas, compuestas por acequias o canales, y redes en carga o a presión, compuestas por tuberías. Para elegir unas u otras es necesario considerar sus características:

Las redes abiertas o libres, normalmente tienen menor flexibilidad de trazado, mayores pérdidas de agua, un control y aforo menos preciso y no conserva energía de presión, pero tienen mayor capacidad, mayor flexibilidad para diferentes capacidades.

Las redes en carga, mayor flexibilidad de trazado, menores pérdidas de agua, conserva la energía de presión y el control y el aforo son más precisos, aunque tienen menor capacidad y menor flexibilidad para cambiar de capacidad.

Las obras características para la conducción de agua en redes abiertas son canales, acueductos y rápidos. Estas obras suelen llevar aparejadas obras complementarias para las diferentes operaciones que se pueden efectuar en un canal, como son distribución mediante tomas, llaves y partidores, cruces entre líneas mediante acueductos, sifones invertidos y alcantarillas. También son necesarias obras de aforo como vertederos y aforadores modulares, así como elementos de protección como aliviaderos, cunetas y desagües.

Una red de distribución a presión comienza en los tanques de agua tratada y termina en la persona que utilice el sistema.

Suele constar de estaciones de bombeo, tuberías, tanques de almacenamiento intermedios; válvulas de operación y control, dispositivos de medición y finalmente las derivaciones a usuario conocidas como acometidas.

7.1 Red de suministro de agua para riego:

Hasta el último cuarto del siglo XX, la mayor parte de los SDA para regadíos tradicionales estaban formados por redes abiertas de canales y acequias. Los SDA modernos suelen ser redes de tuberías a presión, que incorporan importantes avances tecnológicos que permiten un mayor control de la distribución del agua de riego y mejor adaptados a los modernos métodos de riego a presión.

El sistema de distribución está compuesto por un conjunto de obras e instalaciones que transportan el agua desde el punto de captación hasta la cabecera de las unidades de riego y eventualmente evacuar el exceso de agua de escorrentía y de percolación de los campos de cultivo.

Un sistema de distribución en riego consta de los siguientes elementos:

- Captación: embalse, azud de derivación, río, o un pozo.
- Red principal o de conducción: transporta el agua desde el punto de captación hasta el inicio de la zona regable.
- Red de distribución: se encarga de distribuir el agua a cada uno de los campos de riego.

- Red terciaria: en el entorno de las parcelas de riego. Son los ramales de último orden de la red de distribución y conducen el agua hasta la cabecera del cantero o unidad de riego.
- Red de avenamiento y drenaje: cumple el objetivo de evacuar el agua sobrante de los campos de cultivo y conducirla hasta la red de drenaje natural, de forma que el exceso de humedad no perjudique el desarrollo del cultivo.

La red de conducción y distribución solía ser una red abierta de canales y acequias, aunque actualmente se tiende hacia redes de distribución cerradas mediante tuberías. El sistema de distribución debe contar con las estructuras de derivación, control y aforo, de forma que el agua se reparta a los campos de cultivo de forma controlada.

La unidad de operación en riego, objeto de diseño, se denomina tablar y se trata de una parcela más o menos regular dividida en canteros, sobre los que se aplica el riego. Su forma suele ser rectangular.

Las variables de operación para el usuario son la dotación Q_0 y el tiempo de aplicación t_0 . Las variables de proyecto son las dimensiones y condiciones edáficas de la parcela.

7.2 Eficiencia de la aplicación

Para satisfacer unas necesidades concretas es preciso aplicar algo más de agua, debido a las limitaciones del propio sistema, y se puede definir el rendimiento de la aplicación como la relación entre el agua que se desea aplicar y la que realmente se debe proporcionar.

Se podría definir la eficiencia a nivel de parcela E_{fp} , como la relación entre el agua consumida por el cultivo y el agua realmente aplicada al mismo. Este concepto puede coincidir o no con el de rendimiento de aplicación ya que algunos autores consideran que el agua destinada a lavado es útil a todos los efectos y debe tenerse en cuenta. La sistemática seguida en este curso recoge esta circunstancia y así la lámina requerida incluirá la fracción de lavado. Cuando se decida no tenerla en cuenta será preciso diferenciar R_a de E_{fp} .

En general, cada etapa desde el embalse (superficial o subterráneo) hasta la planta puede presentar una eficiencia y así definimos la eficiencia global de riego E_f , como la relación entre el agua consumida por los cultivos y el agua derivada para riego desde sus fuentes.

La eficiencia en el almacenamiento E_{al} , incluye las eventuales pérdidas por evaporación e infiltración del agua en el embalse. Se trata de valores que dependen de la climatología, forma y tipo del embalse, de modo que deberá ser evaluada en cada caso expresamente.

La eficiencia en las conducciones E_{c_1} , incluye las pérdidas que puedan producirse en la red de transporte exterior a la parcela, que a su vez podrían ocurrir en el exterior de la explotación o en la posible red interna. Para este parámetro son valores normales entre 0.7 y 0.9, en función de la extensión de la red, si se trata de acequias y debería ser igual a la unidad en caso de tratarse de una red de tuberías. Desgraciadamente en grandes redes de conducción cabe esperar pérdidas entre el 5 y el 15% debido a defectos en el sellado de las uniones.

Las necesidades de agua para riego se habrán definido mediante la estimación de las necesidades del cultivo y teniendo en cuenta los rendimientos de almacenamiento, transporte y aplicación. Si estas necesidades se expresan en ($l/s/ha$), se obtiene el denominado caudal ficticio continuo, Q' , valor que depende de la climatología y de la fase del cultivo.

Al mayor de los caudales ficticios continuos, para una determinada alternativa, se le denomina caudal característico, Q^* . Este valor, aplicado a la superficie concreta de la finca, se comparará con el caudal disponible (dotación de riego, para el caso de un

suministro organizado) y de esta manera se determinará la necesidad o no de construir un embalse o reclamar una mayor dotación de riego o incluso la oportunidad del cultivo escogido.

En España los caudales característicos oscilan entre 0.8 y 1.3 l/s/ha.

7.3 Tipología de las redes de distribución

Las redes de distribución de agua se pueden dividir, en función de la morfología de las mismas, en dos tipos:

- Redes ramificadas: sin circuitos cerrados y donde el agua tan sólo circula en un único sentido.
- Redes malladas: con uno o varios circuitos cerrados y donde el agua puede realizar como mínimo dos trayectos distintos para atender cada punto de consumo.

Las redes ramificadas son más baratas que las malladas pero la seguridad del servicio es mucho menor. En entornos agrícolas el coste es un factor determinante mientras que en medios urbanos lo es la calidad del servicio por esta razón el uso de redes malladas es dominante en el suministro urbano mientras que el suministro agrícola se suele realizar en forma ramificada.

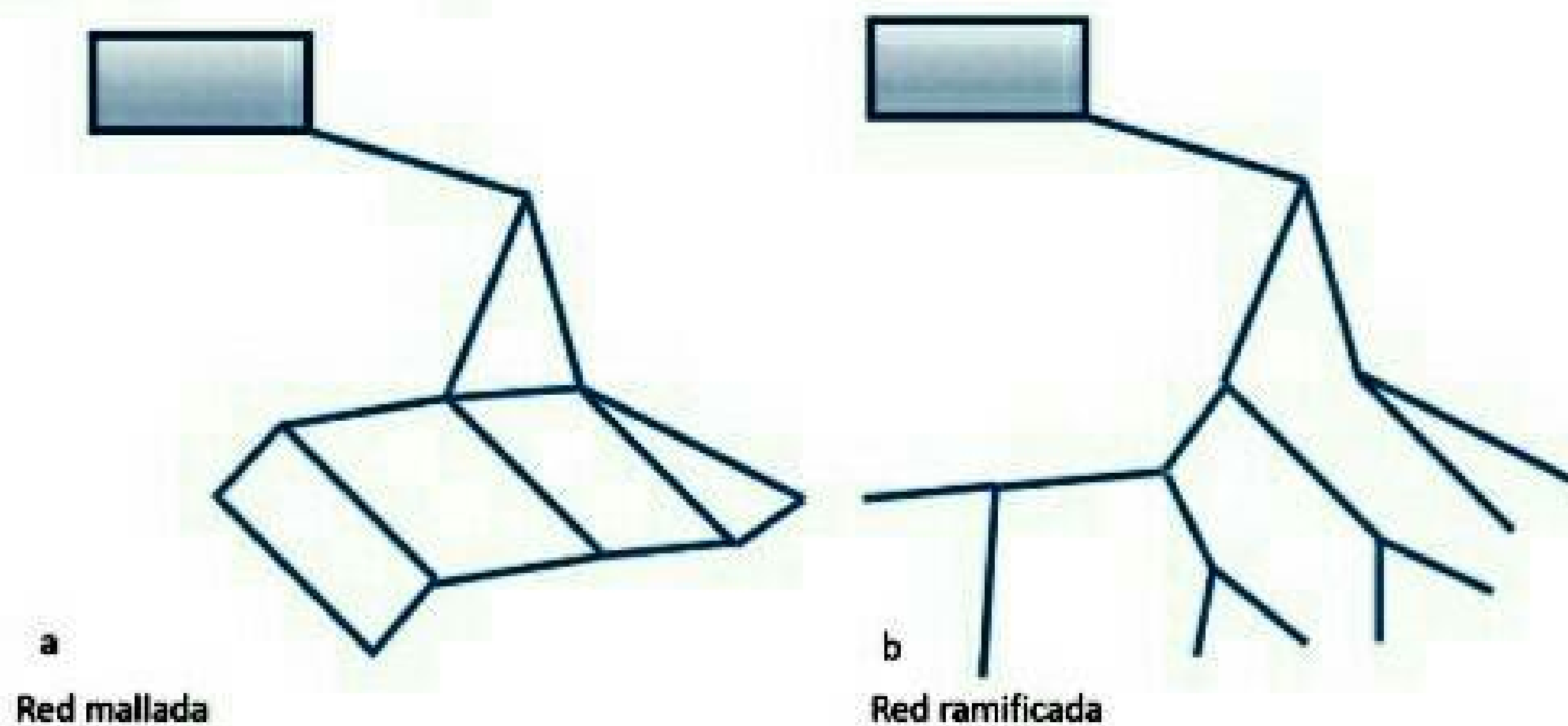


Fig. 7-1 Tipos de redes de distribución. a) mallada, b) ramificada.

7.4 Proceso de diseño

La red de distribución puede organizarse de muy diferentes maneras, aunque en tiempos pasados la forma más común fue la de riego por turnos, que consiste en que el regante o un grupo de ellos solamente pueden disponer del agua unas determinadas horas de unos determinados días de un periodo dado, conocido como turno de riego.

Una ventaja de este sistema es que optimiza bastante la inversión inicial y facilita la gestión económica del suministro. Como desventaja principal se puede mostrar la gran incomodidad del sistema y por lo tanto una tendencia al sobreriego de las parcelas.

Actualmente se piensa menos en el coste de inversión y se tiene más en cuenta todos los costes derivados del mantenimiento y de la gestión del recurso y fundamentalmente la comodidad del usuario. Por estos motivos el tipo de red de distribución más instalada actualmente en los países desarrollados es la red de distribución a la demanda.

El fin de una red de riego colectiva a la demanda es la de garantizar a cada usuario la posibilidad de disponer, en cada una de las diferentes tomas de riego un determinado caudal con una presión adecuada. Además, se deberá evacuar los sobrantes del riego

de cada parcela y el acceso a las mismas mediante una infraestructura viaria. Se ha considerado tanto el diseño a priori como su explotación posterior.

Para el cálculo de las redes de riego es necesario conocer la zona regable y la ubicación de fuentes de agua. Por esta razón, con carácter previo, se ha debido realizar un estudio agronómico de la zona regable, basado en el estudio de los recursos hídricos disponibles y en la determinación de la aptitud de las tierras para el regadío. Además, deben conocerse las condiciones sociales y ambientales del área del proyecto. Se debe comenzar por un estudio hidrológico de la zona que determine la posible escasez del recurso agua y la temporalidad de tal escasez. Se necesita conocer el recurso que se van a utilizar en la transformación, tanto desde el punto de vista de cantidad disponible como de calidad del agua. En otras monografías de esta Universidad se han tratado con mayor profundidad estos temas.

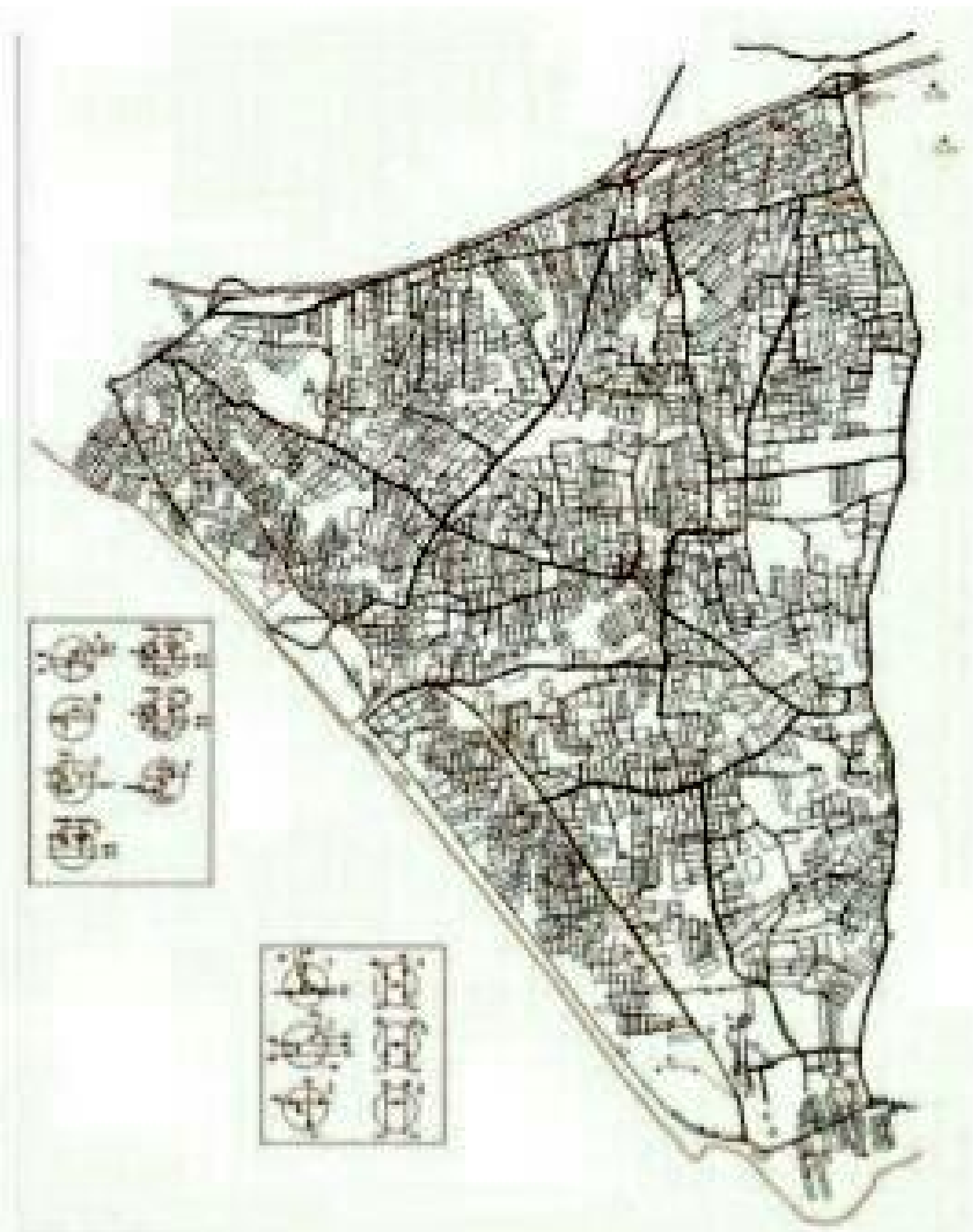


Fig. 7-2 Trazado de la red de distribución de una zona de cultivo intensivo

Una vez conocida la zona regable y los recursos disponibles se abordará el diseño de la red, propiamente dicho, que seguirá las siguientes fases.

- Esquematización de la red
- Trazado de la misma
- Cálculo de caudales por tramos
- Selección de los materiales que compondrán la red de distribución
- Otros condicionantes como son las estaciones de bombeo y los elementos adicionales de control.

7.4.1 Esquematización de la red

A efectos de cálculo, la red de distribución se representa por un conjunto de puntos o nodos conectados mediante cuerdas o arcos, que representan en este caso los tramos de tubería.

En el momento de realizar los cálculos, se utilizarán las siguientes simplificaciones:

- Solo se admite entrada o salida de agua en la red a través de los nodos.
- El arco que une dos nodos representa un único tipo de tubería. No se puede variar la sección de la misma. (Si se quisiera variar, se debería introducir un nuevo nodo)

Normalmente se suele simplificar la red a partir de los tramos más importantes y concentrando ciertos consumos en un mismo nodo, de forma que se reduzca el número de nodos y tramos.

7.4.2 Trazado de la red

Se intenta conseguir el diseño óptimo en planta que conecte cada una de las tomas con la fuente de suministro. El problema cuyas variables básicas son la longitud de la red y los precios de las tuberías, se complica por diversos condicionantes geológicos, geotécnicos, edafológicos, hidrológicos, orográficos y sociales.

La adopción de redes cerradas o malladas es poco frecuente, ya que son bastante más caras que las redes abiertas o ramificadas. A veces, en alguna red se dispone de algún anillo de refuerzo para mejorar o equilibrar presiones en una zona concreta sobre redes existentes o en aquellas de nuevo trazado abastecidas simultáneamente desde varios puntos de captación o pozos.

En el diseño de las redes con disposición ramificada se opta por dos métodos, uno por lindes y otro por Girette (Bonnal, 1983; IRYDA, 1981; Clément, 1986 y Granados, 1990).

En el trazado por lindes se considera que la red debe atenerse a las lindes de las parcelas y alejarse desde los puntos de suministro de forma más o menos regular. El trazado por el método de Girette considera que no es preciso respetar las lindes y plantea la posibilidad de hallar la solución óptima desde el punto de vista geométrico y aun económico. Muchos proyectistas optan por trazar la red mediante un método desprovisto de condicionantes para luego modificar ligeramente el trazado adaptándolo a dichos factores.

En primer lugar, se trazará la red mediante el método de proximidad, suponiendo que el trazado deberá pasar por los hidrantes definidos.

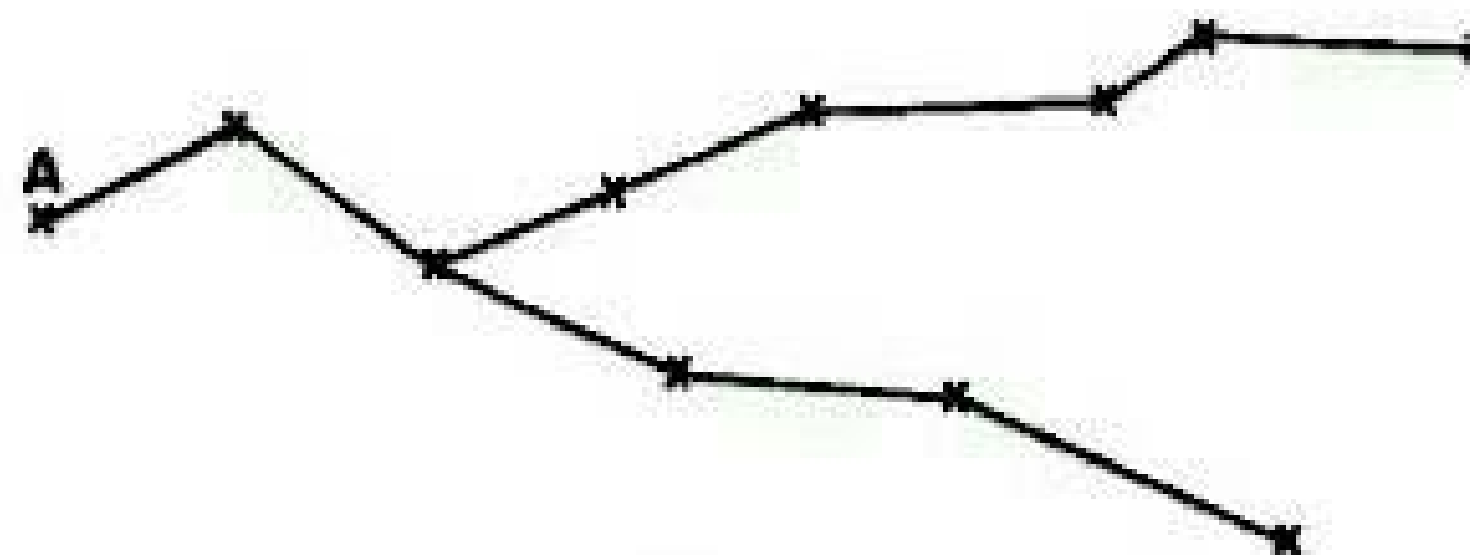


Fig. 7-3 Trazado de una red por proximidad

En fases posteriores se analiza la optimización del trazado conseguido mediante la inclusión de tramos que no contienen hidrantes y que actúan como tuberías de transporte.

El método de proximidad consiste en hacer pasar la red por todos los nodos (hidrantes) disponibles. Para conseguir un trazado de longitud mínima con esta condición, se procede a determinar las distancias que separan todos los nodos entre sí. Después se van seleccionando por orden empezando por los tramos de longitud más pequeña, siempre que el nuevo tramo seleccionado no forme un polígono. De esta manera, cuando todos los nodos están interconectados se habrá conseguido una red de proximidad, de longitud mínima.

Ejemplo 7-1

Dada una serie de hidrantes, determinados mediante sus coordenadas, trazar la red de distribución mediante la técnica de proximidad.

<i>N</i>	<i>x(m)</i>	<i>y(m)</i>
1	0	0
2	19	65
3	34	12
4	45	24
5	27	89
6	12	32
7	18	12

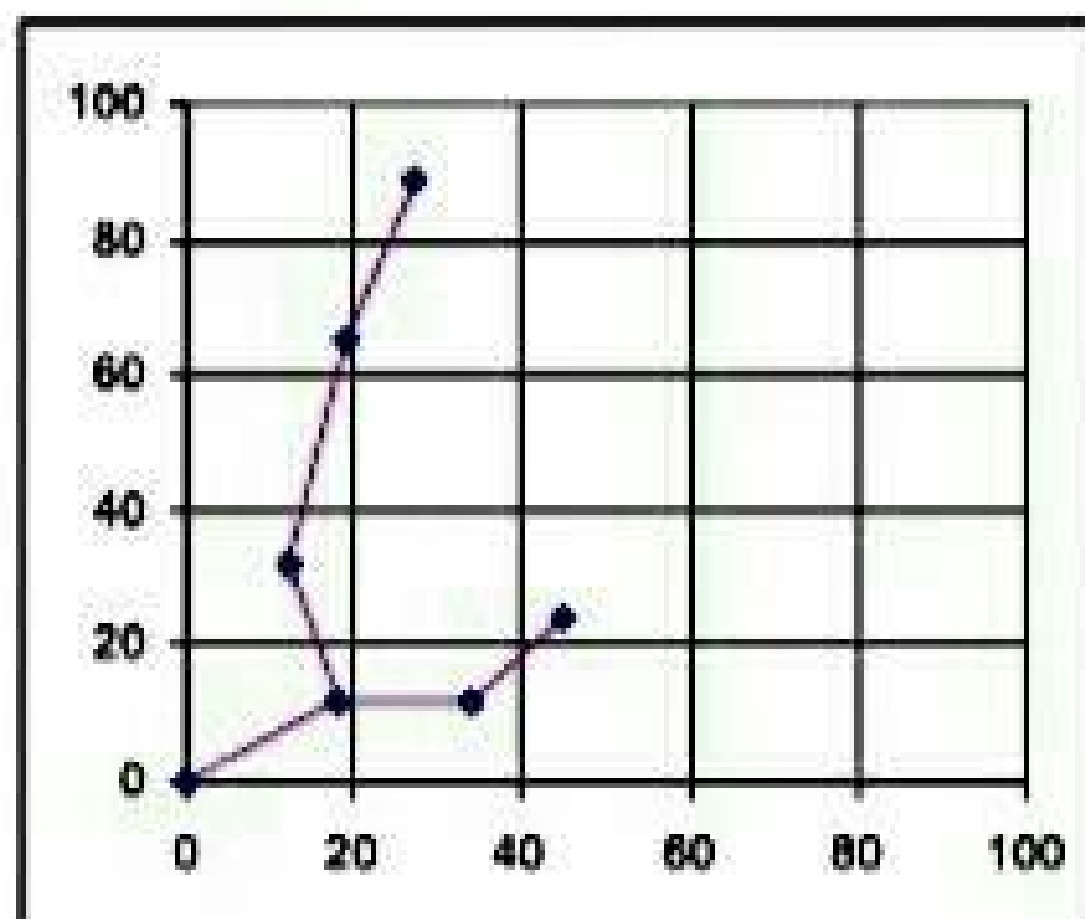
Para determinar el orden de ramificación se procede a calcular las distancias de todos los hidrantes entre sí.

1	2	3	4	5	6	7
1	67.72	36.06	51.00	93.01	34.18	21.63
2		55.08	48.55	25.30	33.73	53.01
3			16.28	77.32	29.73	16.00
4				67.45	33.96	29.55
5					58.94	77.52
6						20.88

Ahora se empezará el trazado comenzando por la menor de las distancias y de ahí hasta los mayores valores. No se trazará unión cuando ésta cierre un polígono. Para esta operación se ordenará la serie de distancias calculadas.

combinación	distancia
3 7	16.00
3 4	16.28
6 7	20.88
1 7	21.63
2 5	25.30
4 7	29.55
3 6	29.73
2 6	33.73

Como se observa los puntos señalados en rojo no se utilizan ya que cierran polígonos.



Una vez realizada esta primera aproximación al problema, con frecuencia es suficiente para la ejecución de la red. No obstante, si se prescinde de la condición de que todos los nodos sean puntos de suministro, se puede reducir la longitud de trazado. Bastaría con incluir nodos auxiliares para conseguir que las líneas principales sigan trazados más rectos, con pequeños tramos para cada nodo final. Esta operación consigue disminuir la longitud final de tuberías. Incluso se puede ponderar la presumible mayor dimensión de las tuberías principales para que el coste final se reduzca. Todas estas operaciones pueden hacerse mediante técnicas gráficas o preferiblemente mediante técnicas numéricas de optimización.

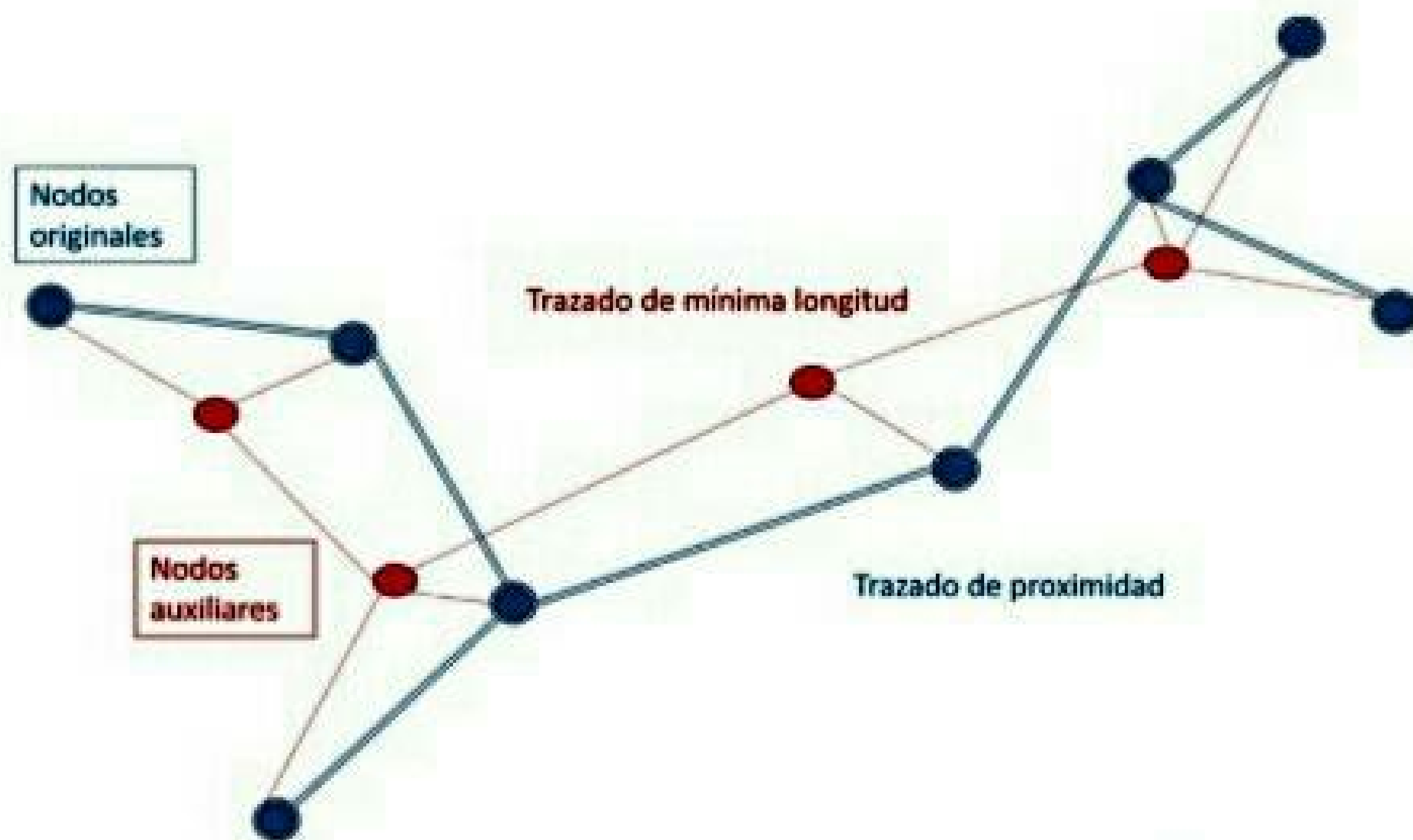


Fig. 7-4 Red mejorada con la inclusión de nudos auxiliares

Ejemplo 7-2

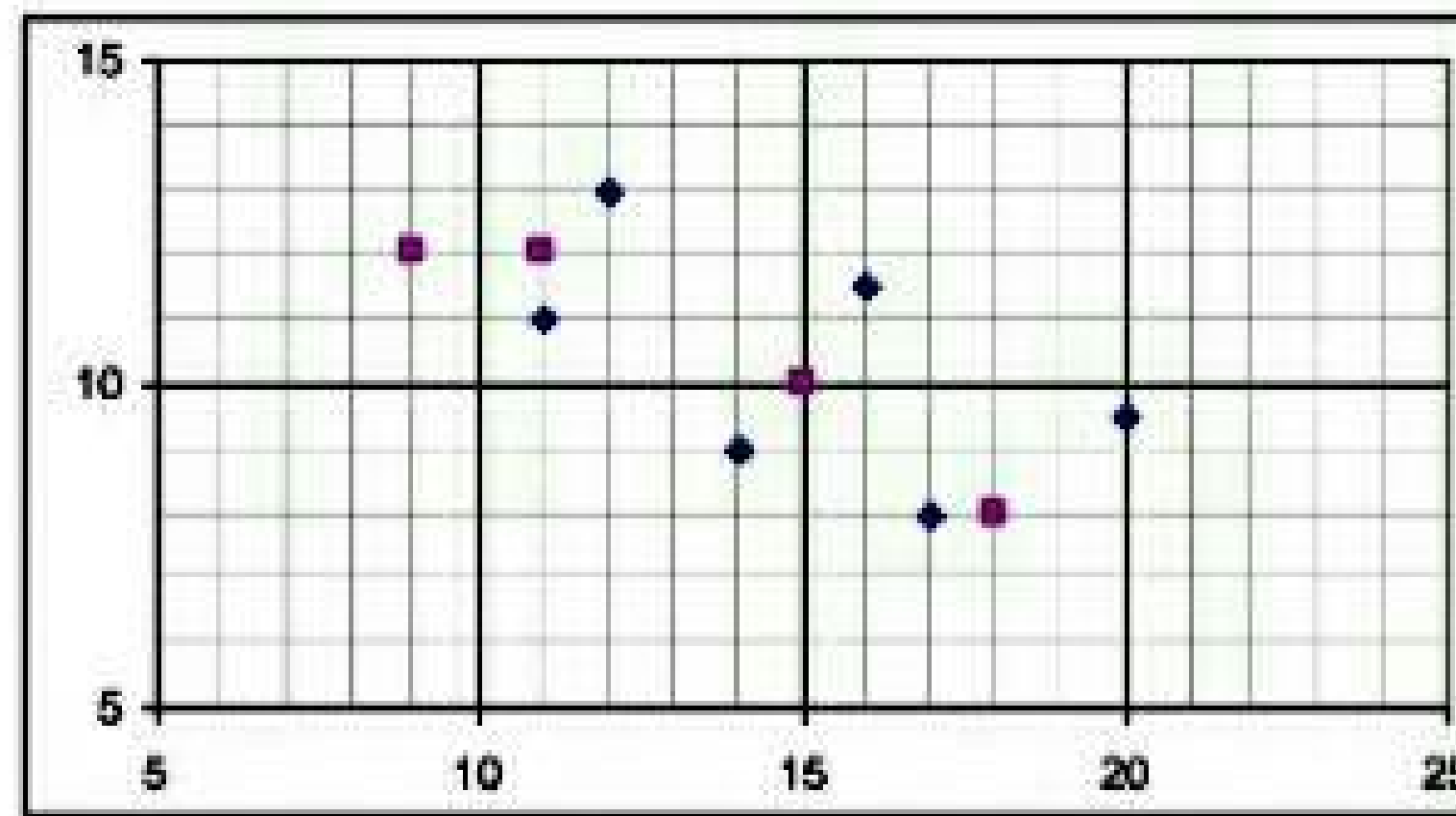
Dado el listado de los hidrantes que deben ser abastecidos por una red ramificada, determinar el trazado óptimo con criterio de mínima longitud y coste mínimo. El punto de abastecimiento tiene de coordenadas (9.12)

Datos: Coordenadas (km) de los hidrantes

x	y
11	11
12	13
16	11.5
14	9
20	9.5
17	8

Los precios de cada tramo de tubería son: 100, 75, 60 y 25 €/m para el primer tramo de arteria, segundo, tercero y ramales, respectivamente.

La primera operación será colocar una serie de puntos auxiliares que describan de forma aproximada el recorrido de la arteria.



Esta situación corresponde a las coordenadas del origen y puntos auxiliares

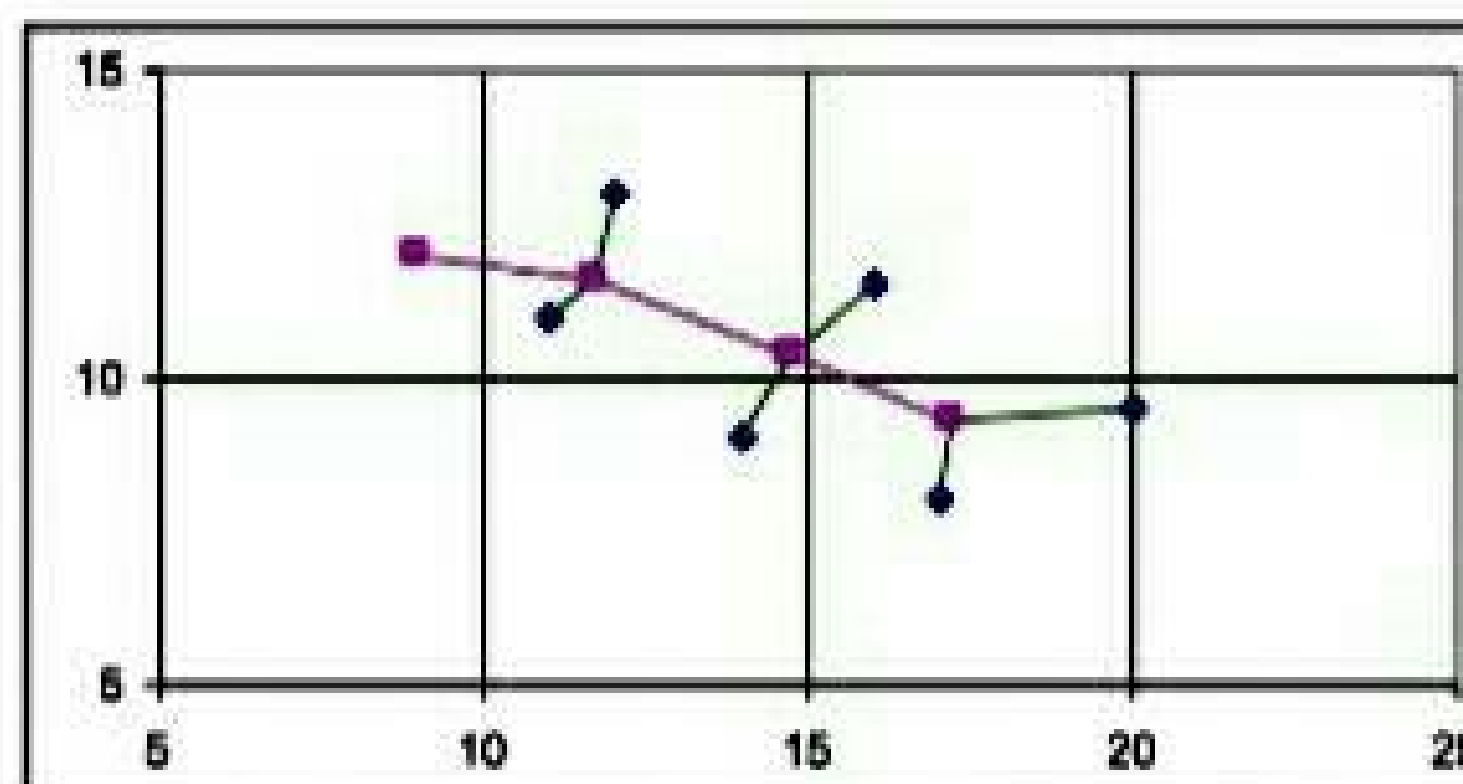
x	y
9	12
11	12
15	10
18	8

Calcularemos la suma de las distancias entre los hidrantes y los puntos auxiliares que correspondan. (para este caso $L=52.5$ m)

Utilizando una rutina de optimización (para este problema se ha utilizado la función denominada *Solver*, incluida en la hoja de cálculo *Excel*). Como función objetivo coloca la suma de todas las longitudes de la red y se solicita hacer mínima dicha suma variando las coordenadas de los puntos auxiliares (los 3 últimos), lo que produce los valores.

x	y
9	12
11.68	11.59
14.73	10.34
17.24	9.28

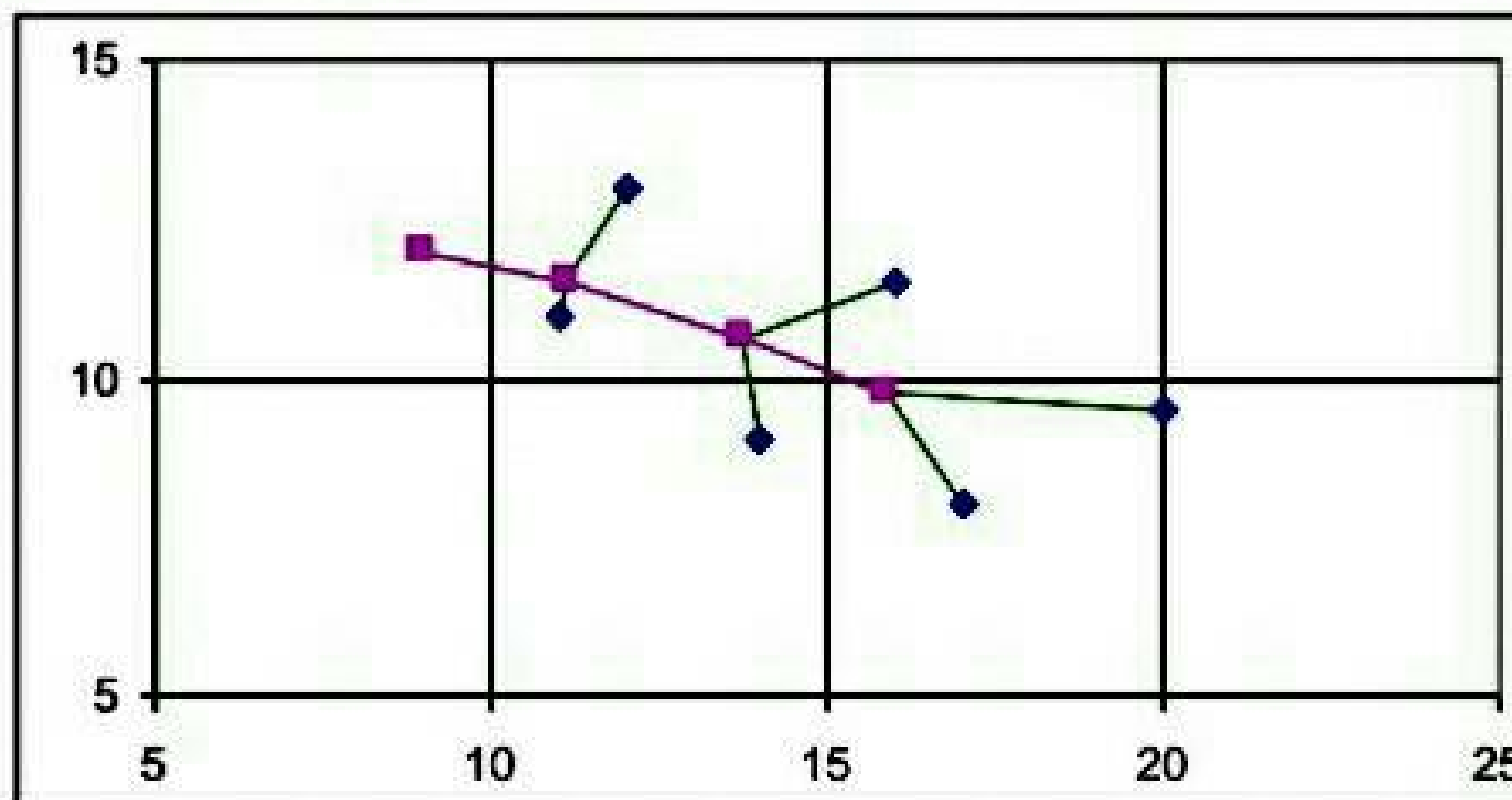
Y el trazado de la red de mínima longitud será



Si consideramos los precios de cada tramo y las longitudes podemos repetir el proceso de optimización considerando que debe ser mínimo el coste total y entonces,

x	y
9	12
11.13	11.54
13.72	10.62
15.89	9.77

Y la red se transforma en



Se puede juzgar el valor de un trazado calculando la longitud de tubería por cada hectárea que abastece, la cual está en función de la densidad de hidrantes y del parcelario. Para una densidad de 1 hidrante por cada 5 a 10 hectáreas, se llega a longitudes de unos 40m/ha (Bonnal.1983).

La optimización por el método descrito, obliga a un trazado libre, sin ningún respeto a los condicionantes de la zona, como vías de comunicación, desniveles bruscos, etc. En el cómputo total de costos hay que valorar los daños sociales (ocupaciones temporales, expropiaciones, servidumbres, funcionalidad de la explotación), así como otros costes adicionales (red de caminos, reparación de averías, etc.). Sin embargo, hay que resaltar la calidad del trazado en planta y su aplicación al combinarlo en el método por lindes. Por su parte, Granados propone la optimización del trazado teniendo presente la orografía del terreno.

7.4.3 Determinación de los caudales por tramos.

Una vez esquematizada la red real y obtenida su representación, se pasa a determinar los caudales demandados en cada uno de los nudos de la red. Debe calcularse pues los consumos asignados a cada nodo. El caudal de diseño agrupa las demandas de las viviendas, las industrias y el riego o el aprovechamiento para proyectos productivos agrícolas, etc.

Para el consumo humano la fórmula más utilizada es:

$$Q(l/s) = \frac{Kp.d.P}{86400}$$

ec. 7-1

Donde,

- Kp = coeficiente de simultaneidad, que depende de la población servida en total, no solo la servida por ese nodo.
- d = dotación media diaria, l/hab. día
- P = población servida por ese nodo (Es necesario tener en cuenta la evolución de la población a lo largo de la vida útil de la obra; normalmente 20 años), hab.
- El valor 86.400 resulta de la transformación de días en segundos.

El valor del coeficiente de simultaneidad puede extraerse de la siguiente tabla:

Tabla 7-1 Coeficiente de simultaneidad para consumo urbano

Población (1000 hab.)	Kp
1	2.6
3	2.3
5	2.2
10	2
20	1.85
50	1.7
100	1.6
300	1.5
500	1.45

Se observa que el consumo final se reduce a medida que aumenta la población. Es mucho más difícil que todo el mundo este consumiendo a la vez en una población con 500.000 habitantes que en una con 1.000.

Para el consumo industrial, se consideran módulos de consumo por actividad y producción.

Tabla 7-2 Consumo de referencia para usos industriales

tipo	Unidad de consumo	Litros
Destilería	Por cada hectolitro de alcohol	4000
Azucarera	Por cada kg de azúcar	100
Matadero	Por cabeza de animal	1000
Papel	Por cada kg de papel	1500 a 3000
Carnicerías	Por día	600
Almacenes frigoríficos	Por cada Mg de productos y día	400
Curtidos	Por cada Mg de producto fabricado	10000
Central lechera	Por litro de leche	8
Fábrica textil	Por cada kg de lana terminada	165

A partir de la tabla se pueden calcular los consumos en l/s.

Para el consumo agrícola el proceso es algo más complejo. El cálculo se hace en función de si es un riego por turnos o es un riego a la demanda. En el riego por turnos el caudal depende del tiempo empleado en el riego y el nº de tomas que debe abastecer en cada turno.

En el caso de tratarse de una red a la demanda es preciso trabajar con los caudales probables de cada tramo, que pueden no coincidir con los valores algebraicos que corresponderían a la suma de los valores de los hidrantes considerados. El cálculo de caudales a la demanda viene definido en la sistemática empleada por Clément y corregida por Boissezon que desarrollamos a continuación. En primer lugar, hay que definir una serie de parámetros de riego:

Caudal ficticio continuo: q, volumen de agua de riego V durante el máximo consumo en el tiempo disponible de riego

$$q = \frac{V}{t}$$

ec. 7-2

El caudal q se mayor por 1.33 para superficies menores de 15 Has. (Bonnal.1983).

Grado de libertad: cociente entre la dotación, caudal real o tarado en el hidrante, d , y el caudal ficticio continuo, q , o el cociente entre el nº de horas diarias disponibles para el riego, t , (suele ser 24 h) y el nº de horas que el usuario tendría que tener su abierta su toma, t' :

$$GL = \frac{d}{q} = \frac{t}{t'}$$

ec. 7-3

Lo decide el proyectista y varía entre 1.5 a 6 e incluso hasta 15, mayor cuanto menor sea la superficie del usuario individual. Normalmente, para mejorar el funcionamiento dela red, se obliga a los grandes consumidores a tener más tiempo en funcionamiento la toma otorgándoles un menor grado de libertad.

Rendimiento de la red: cociente entre el nº de horas que la red está capacitada para transportar la dotación diaria t'' y el nº de horas disponible para el riego t :

$$r = \frac{t''}{t}$$

ec. 7-4

$r=(t-2)/t$ según Granados, 0.66 para Bonnal o 0.66 a 0.75 para Clément.

Garantía de suministro: probabilidad estadística de los caudales circulantes por la red, durante el periodo punta de consumo, no sobrepase al de diseño (>90%, suele ser 95 ó 97%).

Dotación: es el caudal tarado en el limitador del hidrante, que depende del caudal ficticio y la superficie S :

$$d = q.S.p.GL$$

ec. 7-5

A medida que aumenta la superficie de la finca, se debe aquilatar más el caudal de la acometida, recomendando el Manual nº 3 de IRYDA:

Tabla 7-3 Tabla de horas de riego (IRYDA, 1985).

Superficie (Has)	< 0.5	<1	<5	<10	>10
Horas de riego semanal	<8	<12	<48	<96	<112

El caudal real circulante por cada uno de los tramos es variable ya que depende de la probabilidad estadística, p , de coincidencia en el riego de las parcelas a las cuales abastece. Por tanto, serán umbrales superiores que cubran con una garantía impuesta GS (coef, U):

$$Q = \sum_{i=1}^n (d_i p_i) + U \sum_{i=1}^n (d_i p_i) \cdot (d_i - d_i p_i)$$

ec. 7-6

- Q caudal en el tramo
- p_i Probabilidad del hidrante "i" abierto:

$$p_i = \frac{t'}{t} = \frac{1}{r.GL}$$

ec. 7-7

- d_i Dotación del hidrante "i" según la expresión $d_i=q.S.p.GL$

$$d_i p_i = \frac{q \cdot Sp \cdot GL}{r \cdot GL} = \frac{q \cdot Sp}{r}$$

ec. 7-8

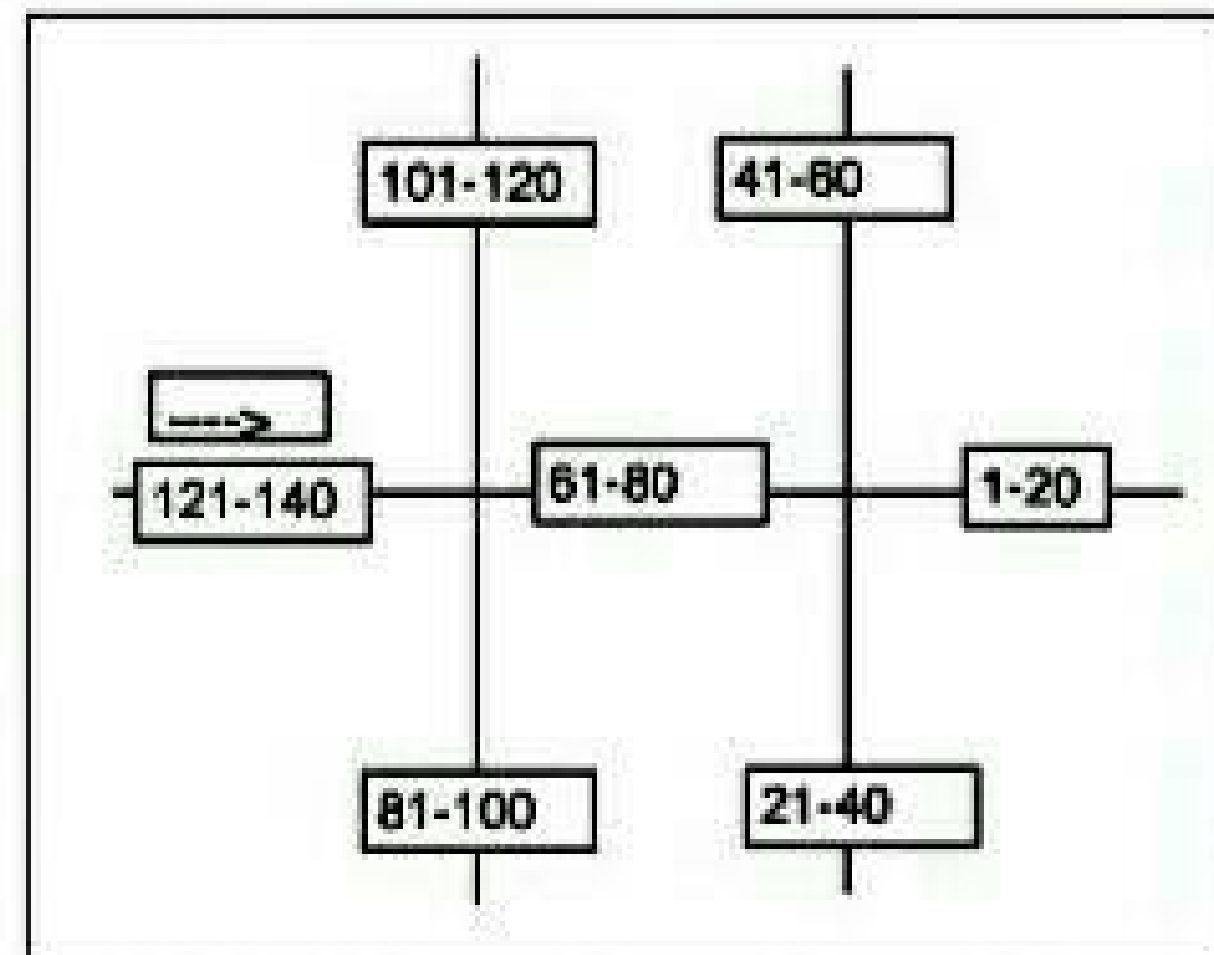
El coeficiente U es una variable estadística al pasar de una distribución binomial a una distribución normal y es función de la garantía de suministro:

Tabla 7-4 Garantía de suministro

U	1.28	1.65	1.75	1.88	2.33	2.58
GS	90%	95%	96%	97%	99%	99.5%

Ejemplo 7-3

Sea una comunidad de regantes que se abastece como marca la Figura, con una serie de ramificaciones que sirven a 20 usuarios cada una. Se pretende determinar el caudal de diseño para cada tramo si: todos son idénticos, con una superficie de 1ha y caudal ficticio $q=70\text{m}^3/\text{ha}/\text{día}$, la garantía de suministro es $GS=0.95$, el grado de libertad $GL=1.5$ y el rendimiento de la red es $r=22/24$. Las dotaciones se redondearán en múltiplos de 1 l/s.



La dotación teórica es $d=q \cdot GL/r = 1.32$ l/s, que permite redondear la dotación hasta $D=2$ l/s.

La probabilidad de funcionamiento de cada hidrante es $p=q/d=0.405$, con lo que $p \cdot d=0.000810$ y $p \cdot d(d-p \cdot d)=9.6397 \times 10^{-7}$.

Con estos valores podemos acometer el cálculo de cada tramo, considerando $u=1.65$.

Comenzamos por los tramos terminales, que tienen todos $n=20$ usuarios, con lo que, aplicando la expresión de Clemens para redes homogéneas,

$$Q = npd + U \sqrt{npd^2(1-p)}$$

determinamos $Q=0.0234$ m³/s.

El tramo central transporta agua para 3 tramos terminales y para 20 usuarios más que toman directamente de él, por lo que $n=80$ y $Q=0.0793$ m³/s. El tramo inicial transporta agua para 140 usuarios y entonces $Q=0.1149$ m³/s

7.4.4 Diseño de la red de distribución.

Se describe a continuación una de las metodologías más generalizadas en su empleo para dimensionamiento de redes de riego. Es conocida como método de la pérdida constante. Se basa en condicionar la elección del diámetro de cada tramo de la una red de forma que la pérdida de carga de éste sea lo más próximo posible a la media disponible en la arteria a la que pertenece, es decir obliga a que la línea piezométrica de cada una de las arterias sea sensiblemente una recta. Para obtener resultados aceptables en el cálculo manual se aconseja seguir la siguiente metodología:

Localizar el terminal más desfavorable de la red como resultado de alejamiento y cota piezométrica mínima exigible, H_i .

La primera arteria de cálculo será desde cabecera hasta este terminal crítico. En ella se determina la pérdida de carga máxima disponible, $(H_0 - H_i)$, y la longitud total de recorrido, L . Siendo la pérdida de carga unitaria:

$$i = \frac{H_0 - H_i}{L}$$

ec. 7-9

El cálculo se hace ordenadamente desde cabecera a cola. Se calcula el diámetro para el primer tramo con longitud L_1 , caudal dado Q y una pérdida de carga unitaria igual a la deducida anteriormente. Se elige el diámetro comercial más próximo al teórico y se halla la pérdida de carga real del mismo, ΔH_1 . Se comprueba que no supere la velocidad máxima permitida. Se procede a calcular el segundo tramo con longitud $L - L_1$, caudal ajustado restando las derivaciones a ramales, $Q - Q_1$, y la pérdida de carga unitaria resultante:

$$i = \frac{(H_0 - H_i - \Delta H_1)}{L - L_1}$$

ec. 7-10

se calcula el segundo tramo como se expuso anteriormente. Así sucesivamente hasta llegar al terminal final de la arteria.

Calculada esta arteria, se localiza un nuevo terminal desfavorable y se repite todo el proceso anterior, teniendo presente que el nuevo trayecto de cálculo tiene su cabecera en uno de los nudos de la arteria ya calculada. Las ventajas de este método son su rapidez y simplicidad, no necesita tanteos, y su aceptable aproximación a la solución óptima.

Método de Programación Lineal.

El planteamiento de la búsqueda del óptimo por programación lineal está basado en suponer que cada uno de los tramos de la red, cuya longitud L y caudal Q son valores conocidos, está cubierto por una gama de "n" diámetros distintos ϕ_i , ocupando cada uno una longitud "l" desconocida que es la incógnita del problema. La función objetivo es el coste global de la red y se trata de hacer mínima esta función objetivo.

Ejemplo 7-4

Dimensionar una red de riego de la que se conocen los caudales de diseño, longitudes, material, cotas, presión de funcionamiento, $h_n=30$ m, pérdida de carga admisible, $h_f=6$ m y posibles diámetros. El agua se extrae de un pozo con una cota del nivel piezométrico, en equilibrio, de 45 m. La configuración de la red se establece a partir conocimiento del tramo del que recibe agua cada uno de ellos.

Diámetros disponibles

$D(m)$	$Pr(€/m)$	$V_{max}(m/s)$	$V_{min}(m/s)$	$D(m)$	$Pr(€/m)$	$V_{max}(m/s)$	$V_{min}(m/s)$
0.1	12	3.18	1	0.35	120	2.49	0.5
0.15	23	2.8	0.5	0.4	180	2.5	0.5
0.2	45	2.5	0.47	0.45	250	2.5	0.5
0.3	80	2.52	0.5	0.5	320	2.04	0.5

Material: Acero, $K=130$,

$$v = 0,85kR^{0,63}i^{0,54}$$

Geometría de la red

<i>punto</i>	<i>longitud(m)</i>	<i>caudal(m³/s)</i>	<i>cota(m)</i>	<i>Recibe agua del punto</i>
1	400	0.324	109	0
2	190	0.276	109	1
3	500	0.128	107	2
4	220	0.104	105	3
5	300	0.028	105	4
6	360	0.044	105	4
7	560	0.028	102	2
8	130	0.12	110	2
9	140	0.1	114	8
10	120	0.056	112	9
11	260	0.04	106	10

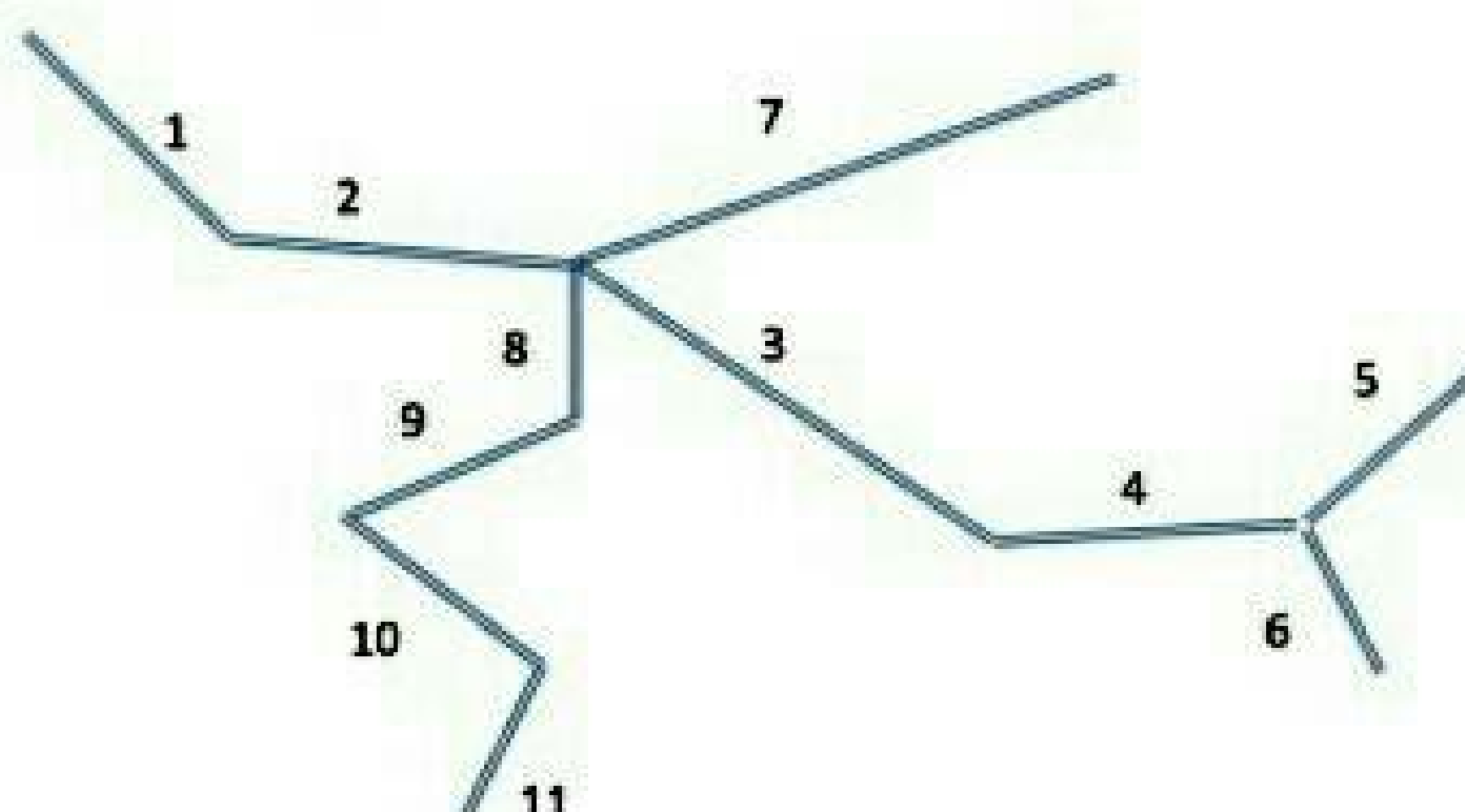
Lo primero será establecer la presión de funcionamiento en la red. Como la presión de funcionamiento de los hidrantes es $h_n=30\text{m}$, sumaremos este valor a las cotas que nos proporcionan. De este modo estableceremos el valor máximo que resulta $h_{\max}=144\text{ m}$, para el punto 9.

Este será el punto de referencia en el que podrá haber unas pérdidas de carga acumuladas de 6m. Entonces la altura del agua en el inicio será $H_0=150\text{ m}$.

Ahora calcularemos la pérdida de carga acumulada posible en cada punto, restando este valor de la cota correspondiente y la longitud desde cabecera hasta cada punto.

tramo	longitud(m)	cota(m)	H mínima(m)	H disp.(m)	Longitud
1	400	109	139	11	400
2	190	109	139	11	590
3	500	107	137	13	1090
4	220	105	135	15	1310
5	300	105	135	15	1610
6	360	105	135	15	1670
7	560	102	132	18	1150
8	130	110	140	10	720
9	140	114	144	6	860
10	120	112	142	8	980
11	260	106	136	14	1240

También trazaremos un croquis de la red conociendo de qué tramo se sirve cada uno de ellos, Esto conduce al diseño:



Identificado el punto más desfavorable se calcula el gradiente de energía que puede establecerse entre la cabecera y él, resultando

$$i = h_f/L = 6\text{m}/860\text{m} = 0.00697.$$

Este gradiente aplicado a la longitud del primer tramo permite calcular una pérdida de carga objetivo $h_f = 2.79$ m.

Con este dato, el material y el caudal de diseño se puede determinar el diámetro teórico a partir de la ecuación

$$v = 0.85kR^{0.63}i^{0.54}$$

El valor encontrado es $D = 0.461$ m, que permite escoger $D = 0.5$ m (si se escoge el inmediato inferior el tramo siguiente sale mayor que esta y no es una buena solución).

Para los tramos siguientes se va calculando cuanta carga se puede perder en el tramo deduciendo la que ya se ha perdido en los tramos anteriores y con el nuevo gradiente actualizado.

tramo	i(m/m)	D (m)	V(m/s)	D com.	v(m/s)	h _f tramo	H _f ac	coste(€)
1	0.0070	0.46	1.94	0.5	1.65	1.88	1.88	128000
2	0.0118	0.39	2.31	0.4	2.20	1.97	3.85	34200
3	0.0075	0.32	1.60	0.35	1.33	2.39	6.24	60000
4	0.0132	0.26	1.92	0.3	1.47	1.52	7.76	17600
5	0.0116	0.16	1.33	0.2	0.89	1.31	9.07	96000
6	0.0108	0.20	1.44	0.2	1.40	3.64	11.40	16200
7	0.0075	0.18	1.11	0.2	0.89	2.45	6.30	25200
8	0.0090	0.30	1.70	0.3	1.70	1.17	5.02	10400
9	0.0070	0.29	1.47	0.3	1.41	0.90	5.92	11200
10	0.0077	0.23	1.32	0.3	0.79	0.26	6.18	9600
11	0.0095	0.20	1.33	0.2	1.27	2.20	8.38	11700

Al final se obtiene un valor de coste de 420100 €.

Para el cálculo del equipo de bombeo se consideran dos situaciones. Bombeo directo desde el acuífero y bombeo desde una balsa situada en el punto 0.

Para el primer caso $H_u = 30 + 5.92 + (114 - 45)$ m = 99.92 m y para el segundo $H_u = 30 + 5.92 + (114 - 109)$ m = 40.92 m. Las potencias son 317.26 y 129.92 kw.

Si la red es ramificada y la distribución es por turnos, los cálculos son rápidos ya que se conocen los caudales en cada uno de los tramos (sumando las demandas aguas debajo de dicho tramo) y, por consiguiente, las pérdidas, las presiones, las velocidades, etc.

Si la red es mallada, los cálculos son más complejos, puesto que no se conocen a priori los caudales en cada uno de los tramos. En este caso es recomendable utilizar un programa de cálculo de tuberías, como por ejemplo Epanet.

Epanet es un programa para computador para el análisis de sistemas de distribución de agua potable. El programa es de dominio público y es desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos. El programa es capaz de trabajar con periodos de simulación sobre hidráulica y el comportamiento de la calidad de las aguas dentro de una red presurizada. Si bien fue diseñado para agua potable también puede ser utilizado para el análisis de cualquier fluido no compresible con flujo a presión.

El programa permite realizar análisis hidráulicos de redes de tuberías a partir de las características físicas de las tuberías y dinámicas de los nudos (consumos) para obtener la presión y los caudales en nodos y tuberías respectivamente. Adicionalmente, EPANET permite el análisis de calidad de agua a través del cual es posible determinar

el tiempo de viaje del fluido desde las fuentes (depósitos y embalses), hasta los nodos del sistema.

Entre los elementos que puede simular el programa se encuentran fundamentalmente tubos, nodos, depósitos y embalses (referencias de carga constante) y adicionalmente permite utilizar elementos más complejos como bombas y válvulas.

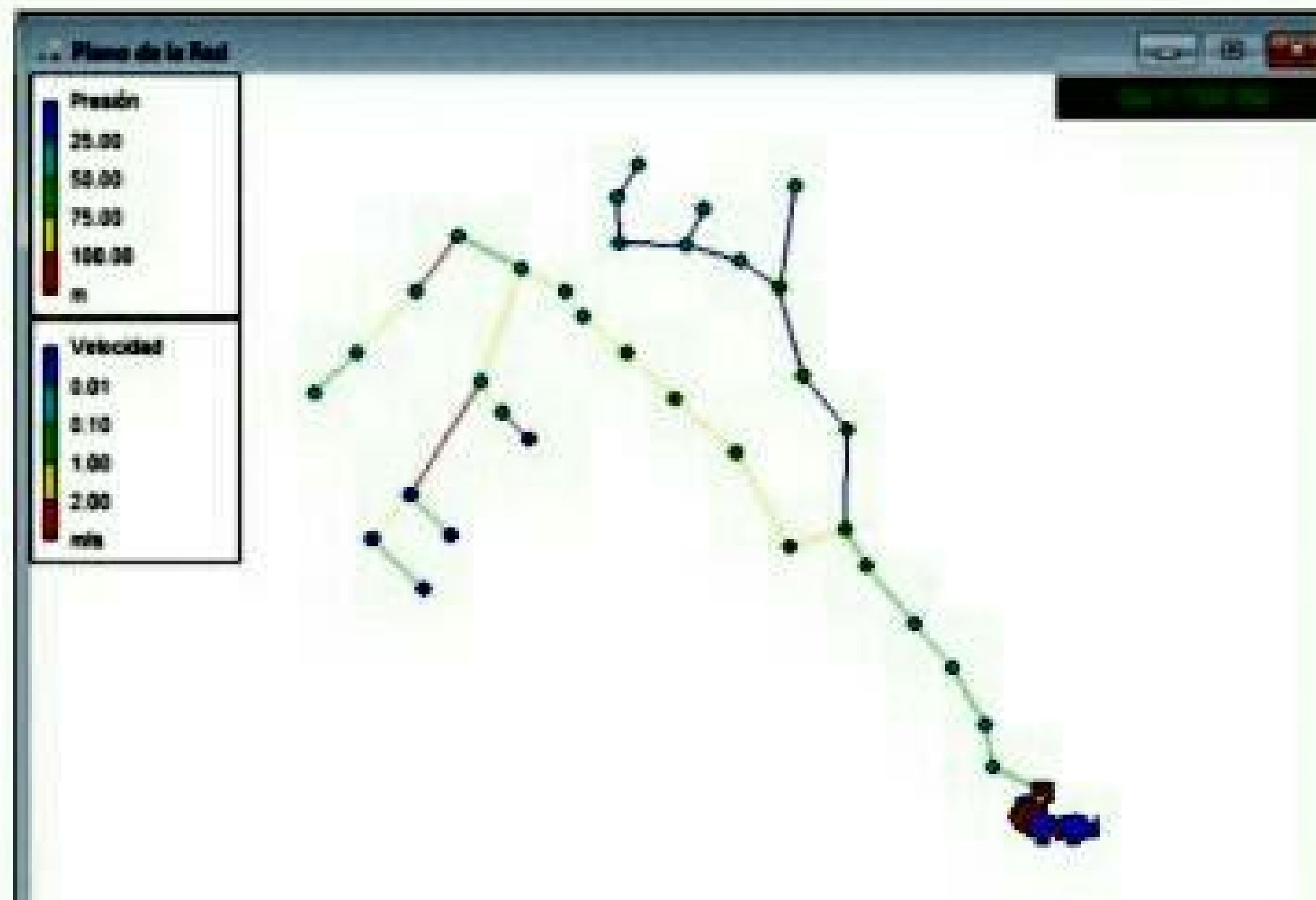


Fig. 7-5 Ejemplo de red simulada mediante Epanet

7.4.5 Elementos de la red de distribución

Dejando aparte el posible bombeo en el sistema, la red de distribución suele contar con los siguientes elementos:

- Depósitos
- Tuberías de distribución
- Válvulas
- Puntos de consumo de agua
- Accesorios (Válvula de flotador en la entrada, tubería de salida con válvula de paso, tubería de drenaje y limpieza en el punto más bajo., rebosadero, acceso de hombre, para limpieza interior, tubería de aireación protegida con una malla, etc)

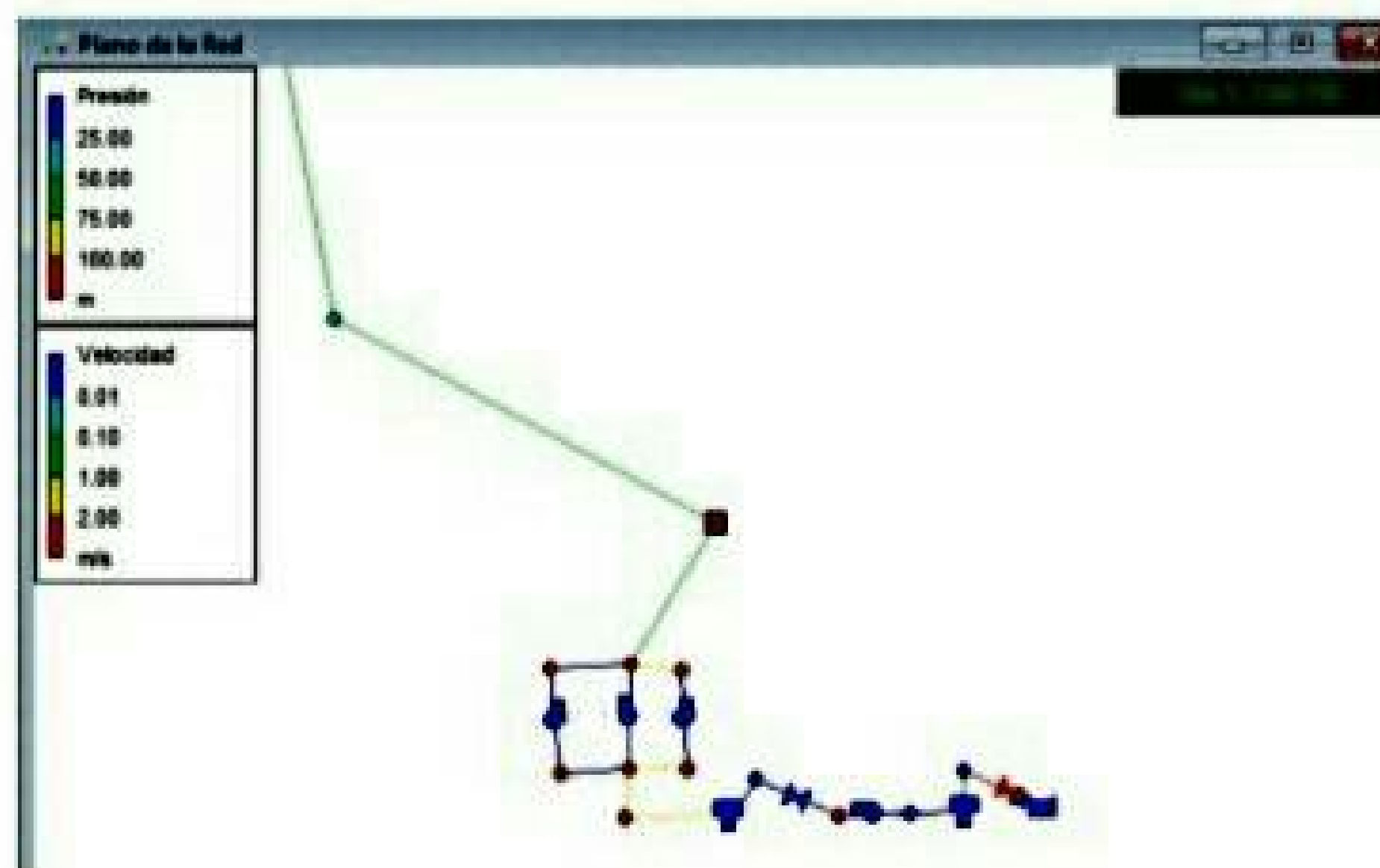


Fig. 7-6 Ejemplo de centro de bombeo con depósitos y elementos de control (Epanet)

7.5 Bibliografía y referencias

Bonnal, C. (1983). Manual de riego colectivo por aspersión. M.O.P.U. Servicio de Publicaciones.

Clément, R. (1966). "Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant à la demande". La Houille Blanche 5: 553-575

Granados, A. (1990). Redes colectivas de riego a presión. E.T.S.I.C.C. y P., U. Politécnica de Madrid.

IRYDA, (1985). Normas para proyectos de riego por aspersión. Series de Ingeniería Rural y Desarrollo Agrario. Manual Técnico No 3. Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación.

Kruskal, J. B. (1956). «On the shortest spanning subtree and the traveling salesman problem». Proceedings of the American Mathematical Society (7): 48-50. JSTOR 2033241. doi:10.1090/S0002-9939-1956-0078686-7

Martínez Cañadas, M.A. (1993). Hidráulica aplicada a proyectos de riego. Universidad de Murcia. 312 pp.

Rossman, L. A., (1999) Computer Models/EPANET. En L. Mays, ed., Water Distribution Systems Handbook, Chapter 12, McGraw-Hill companies, Inc., New York, NY.

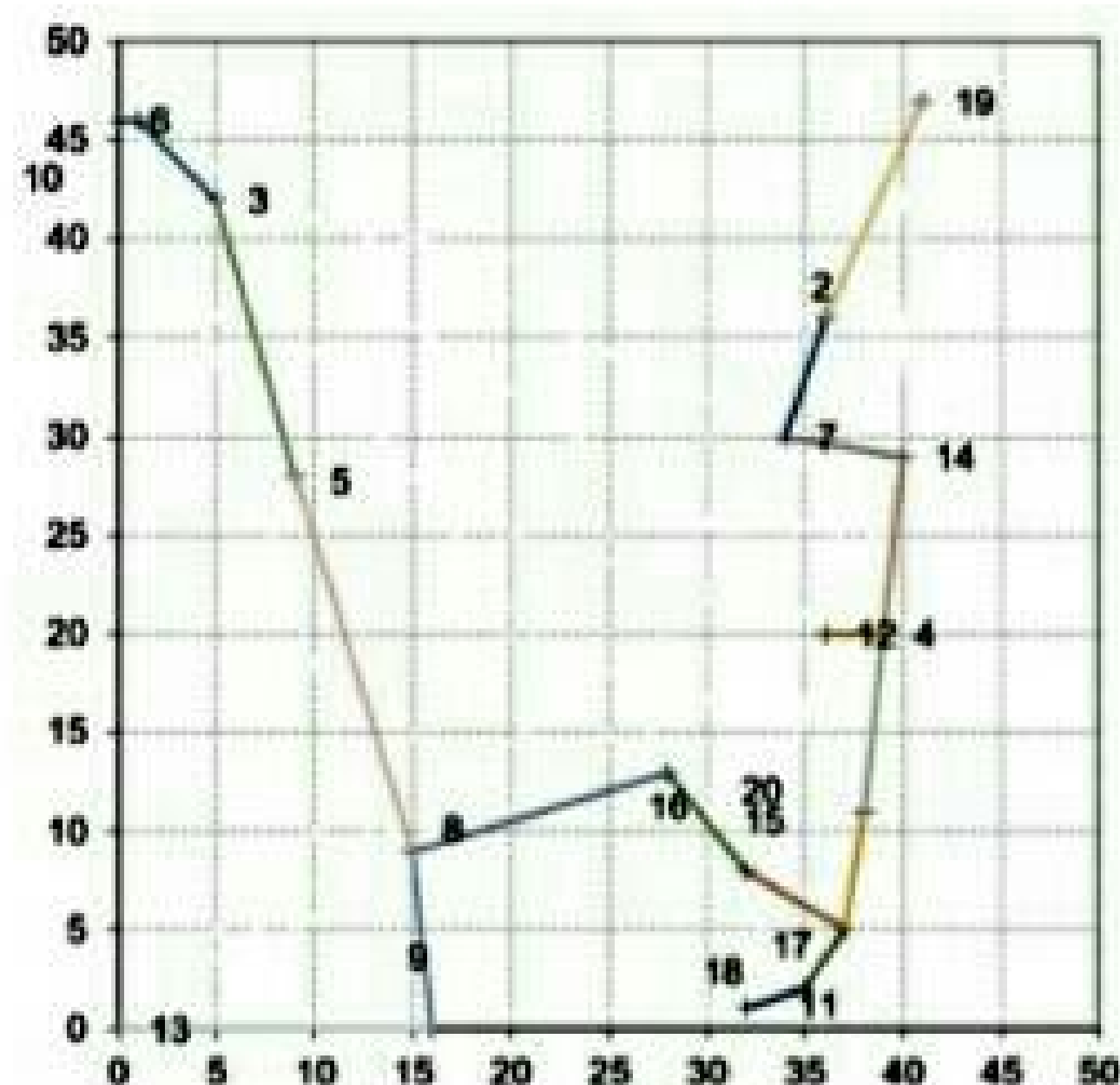
Smith, M. (1992). CROPWAT: a computer program for irrigation planning and management. Irrigation and Drainage Paper 46. Food and Agriculture Organization of the United Nations. Rome, Italy. 140 p.

7.6 Ejercicios propuestos

- 1) Dada una serie de hidrantes, determinados mediante sus coordenadas, trazar la red de distribución mediante la técnica de proximidad.

N	x	y	N	x	y	N	x	y
1	0	0	8	15	9	15	32	8
2	36	36	9	16	0	16	28	13
3	5	42	10	1	46	17	37	5
4	39	20	11	35	2	18	32	1
5	9	28	12	36	20	19	41	47
6	0	46	13	0	0	20	38	11
7	34	30	14	40	29			

Sol:



- 2) Dado un conjunto de hidrantes, determinar la red por el método de proximidad y calcular los diámetros más adecuados si la pérdida de carga admisible por tramo es $h_f=0.5\text{m}$. La red se trazará en Polietileno, con los diámetros de la tabla.

$D_{com}(mm)$
28
37
46
55
65
75
100
200
300

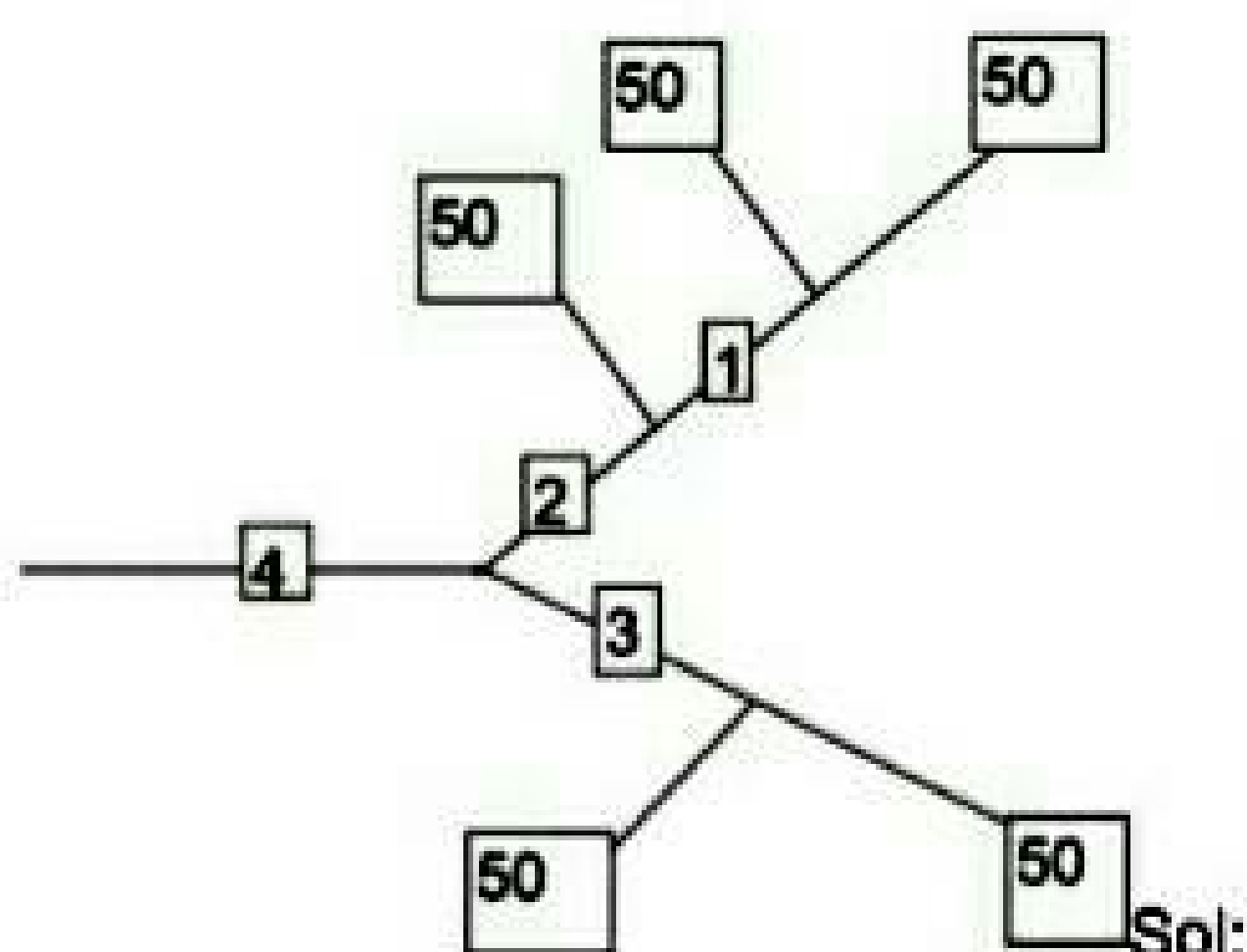
N	x(m)	y(m)	Q(l/s)
1	0	0	10
2	12	12	10
3	50	12	10
4	30	60	10
5	27	89	10
6	12	50	10
7	18	12	10

Sol:

Distancias entre los nudos seleccionados

combinación	distancia	Q(l/s)	D(mm)
2 7	6	20	100
1 2	16.97	60	200
4 6	20.59	20	100
4 5	29.15	10	100
3 7	32.00	10	100
2 6	38.00	30	200

- 3) Sea una comunidad de regantes que se abastece como marca la Figura, con una serie de ramificaciones que sirven a 50 usuarios cada una. Se pretende determinar el caudal de diseño para cada tramo si: todos son idénticos, con una superficie de 1ha y caudal ficticio $q=70m^3/ha/día$, la garantía de suministro es $GS=0.95$, el grado de libertad $GL=1.5$ y el rendimiento de la red es $r=22/24$. Las dotaciones son iguales y de 2 l/s.



tramo	n	q
terminal	50	0,052
1	100	0,097
2	150	0,141
3	100	0,097
4	250	0,228

Sol:

8 Aforo en sistemas de agua a presión

8.1 Introducción

La medida del gasto es fundamental para el control del agua en cualquier sistema hidráulico. En el caso de redes de distribución de agua, la conveniencia y necesidad de medir la cantidad de agua que por ellas se conduce es evidente. La ausencia en dichas redes de elementos de aforo contribuye al uso irracional del agua y genera conflictos entre los usuarios. Asimismo, se impide la evaluación sistemática de las posibles pérdidas, la entrega de los módulos necesarios y la tarificación por consumo real.

En el caso de corrientes superficiales naturales, los estudios hidrológicos sobre avenidas se basan en análisis estadísticos de series de datos de medidas continuas o sistemáticas de caudales

Los Métodos de aforo de corrientes de agua se basan generalmente en el uso de una Ecuación de Gasto, de forma directa o indirecta.

De forma directa hay que determinar previamente la velocidad media o el campo de velocidades correspondiente a una sección transversal de la corriente

De forma indirecta se emplean expresiones teóricas (empíricas), con fuerte apoyo experimental, de forma que se relaciona el gasto con otra magnitud hidráulica de fácil medición: la presión disponible o su variación en el caso de dispositivos cerrados, o el calado en el caso de vertido desde obras abiertas. Todos los dispositivos que determinan indirectamente el caudal requieren ser previamente calibrados. Las técnicas indirectas se basan en principios teóricos de marcado carácter hidráulico. Las relaciones teórico-experimentales se basan en la Ecuación General de La Hidráulica y, más concretamente en análisis de las ecuaciones de continuidad y de la energía. Así se obtienen las distintas formas de la Ecuación de Gasto aplicada a sistemas con determinadas características geométricas

8.2 Métodos basados en la estimación de la velocidad media

En estos métodos el cálculo se realiza multiplicando la velocidad media por la sección transversal de paso de agua

$$Q = U \omega$$

ec. 8-1



Fig. 8-1 Perfiles de velocidad típicos en una tubería para diferentes regímenes hidráulicos

En el caso de tuberías en régimen turbulento, debido a la distribución de velocidades, se puede estimar \bar{u} en función de u_{\max} (valor que se alcanza en el eje de la tubería). La relación \bar{u}/u_{\max} varía entre 0.8 para valores bajos de Re y 0.9 para los mayores valores

(turbulencia completa). Es decir, conforme el régimen se hace más turbulento, disminuye la curvatura de la curva de distribución de velocidades y los valores medio y máximo de la velocidad se aproximan.

Ejemplo nº 8-1

Sea una tubería en la que se ha medido la velocidad máxima en el centro de la misma, $u_{\max}=1.2$ m/s. Determine la velocidad media y el caudal si la sección de paso es $w=0.8$ m².

Utilizando la relación anterior, $u_{\text{media}}=0.9 U_{\max} = 1.08$ m/s y entonces $Q=0.864$ m³/s

Trazadores: son sustancias, sales o colorantes, que, al ser incorporadas a la corriente, son transportadas con su misma velocidad, de forma que detectando su paso por una sección situada a una distancia determinada aguas abajo del punto de incorporación y midiendo el tiempo invertido en ese desplazamiento, estimamos la velocidad media y por tanto Q . También se ha ensayado, con bastantes limitaciones legales, el uso de radioisótopos como trazadores, utilizando contadores Geiger para su detección

En el caso de conducciones cerradas, la determinación de la velocidad se hace con el Tubo de Prandtl. En éste caso, la altura cinética es la diferencia, A , entre la altura medida en ambos piezómetros. Por tanto:

$$\frac{u^2}{2g} = h_2 - h_1 = A$$

ec. 8-2

Cómo en el caso del molinete, la velocidad medida corresponde a la del punto dónde se sitúa el tubo. Para calcular el valor medio hay que seguir la misma metodología de repetición de medidas en una sección de la corriente.

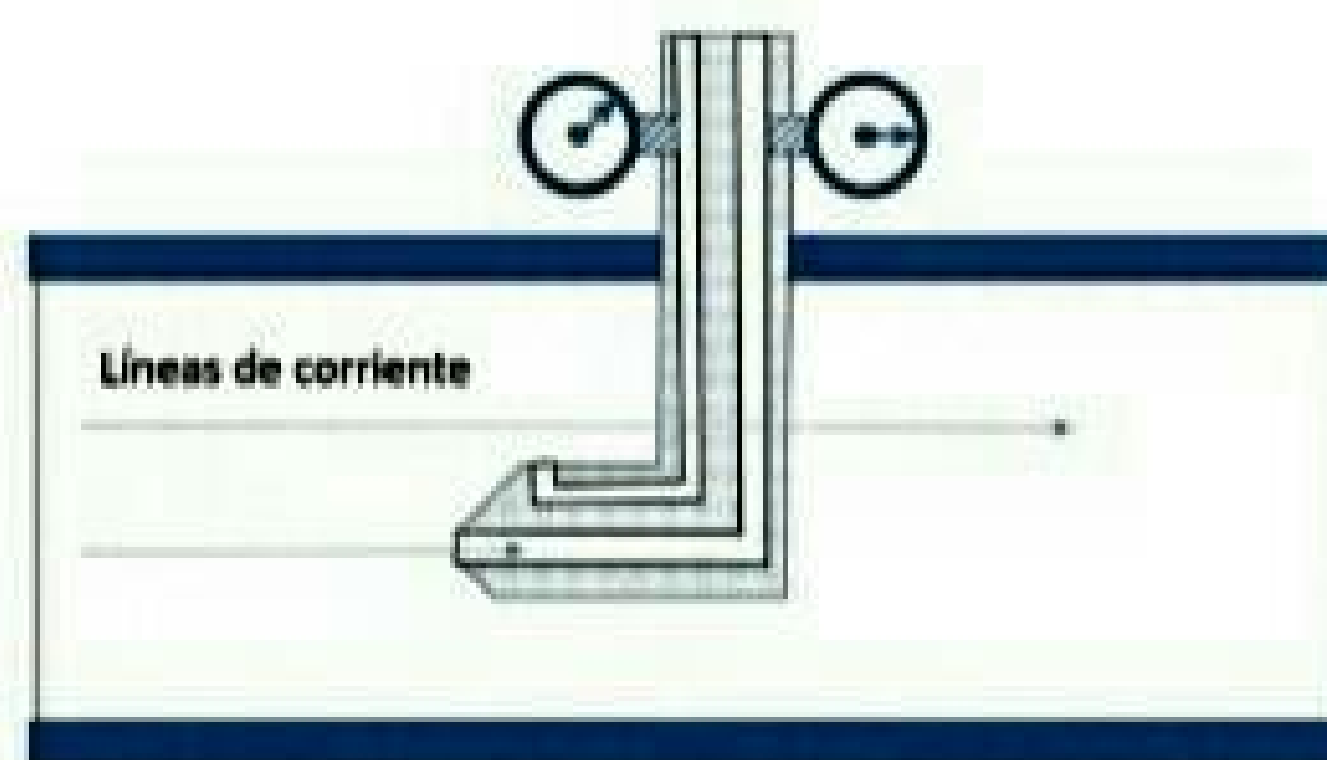


Fig. 8-2 Sonda de Prandtl

8.3 Contadores

Dentro de éste grupo se consideran técnicas que proporcionan una estimación integrada del gasto a través de secciones determinadas. Podemos considerar los siguientes:

Medidores de área variable.

El más conocido es el rotámetro, ya visto en el tema de materiales y que está muy extendido en el control de pequeñas instalaciones.

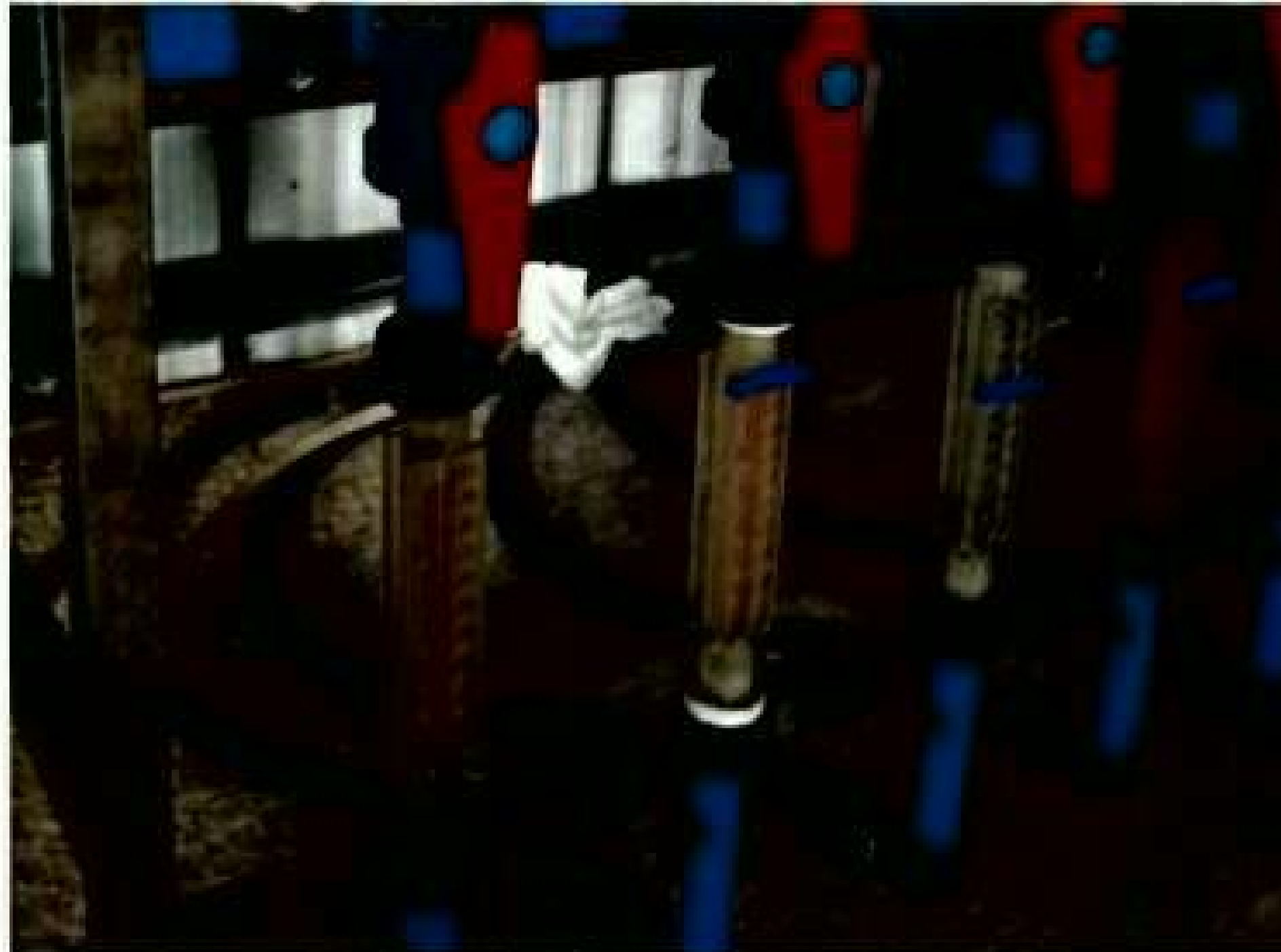


Fig. 8-3 Rotámetros instalados en un sistema de fertirrigación

Totalizadores y proporcionales:

Son los conocidos contadores: son aparatos de medida que se usan en los extremos de tuberías completamente llenas de agua ó como medidores en línea en sistemas a presión. Tienen una hélice y el principio de medida del caudal es el mismo que en los molinetes, es decir, contar el n° de vueltas que da la hélice.



Fig. 8-4 Ejemplo de contador

Los totalizadores, tipo Woltman pueden colocarse en posición axial o vertical con respecto al eje de la tubería y disponerse después de un tramo recto de tubería. Los contadores proporcionales se basan en el principio de medir un porcentaje pequeño, pero conocido, del flujo total que se deriva hacia el contador. La medida se efectúa también mediante una hélice

Medidores ultrasónicos:

Se fundamentan en la medición del efecto Doppler de un haz de ultrasonidos cuando se emite con cierto ángulo en la dirección de la corriente.



Fig. 8-5 Contador de ultrasonidos

8.4 Métodos basados en estructuras que imponen un estrechamiento a la corriente

Estas técnicas de aforo son las que están basadas en principios teóricos con un carácter hidráulico más marcado. El gasto se determina por aplicación de las ecuaciones de continuidad (conservación de la masa) y de la energía, obteniéndose una relación entre el gasto, los parámetros que determinan la geometría de las secciones de aproximación y estrechamiento, y la variable independiente, que será una carga que habrá de ser medida.

8.4.1 Venturi

Es un dispositivo convergente-divergente montado sobre un tramo de tubería circular, con sendos piezómetros colocados uno en la sección de flujo paralelo inmediatamente anterior a la zona de convergencia y dentro del estrechamiento.

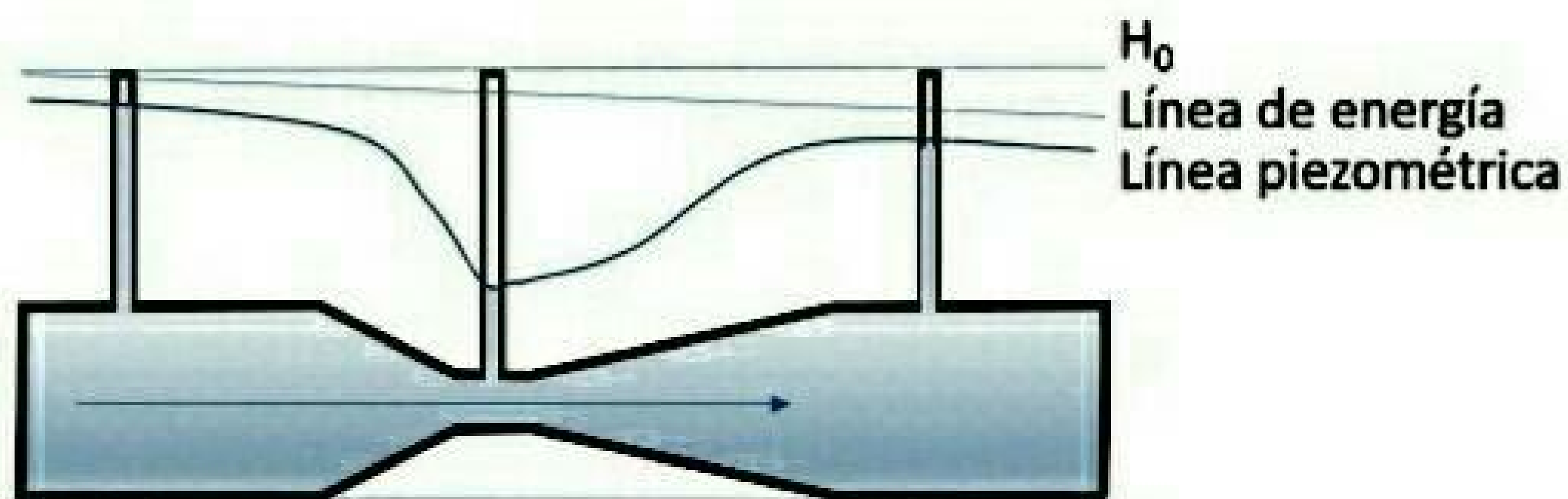


Fig. 8-6 Esquema de un aforador venturi

Dado que la energía total de la corriente, H , aunque varía debido a las pérdidas de carga, lo hace de forma inapreciable. Al disminuir el diámetro de la tubería, aumenta la velocidad y la altura piezométrica, disminuye. Considerando que la Energía total se conserva entre dos puntos, inicial y dentro del estrechamiento,

$$\frac{P_0}{\gamma} + z_0 + \frac{u_0^2}{2g} = \frac{P_c}{\gamma} + z_c + \frac{u_c^2}{2g}$$

ec. 8-3

La variación de altura piezométrica, h , es directamente proporcional al caudal circulante, Q , de acuerdo a la relación:

$$Q = \omega_c \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 - \left(\frac{\omega_c}{\omega_0}\right)^2}} = c_d \omega_c \sqrt{2gh}$$

ec. 8-4

Cuando se trata de fluidos reales puede considerarse un coeficiente de gasto adimensional, función de la relación entre los diámetros de la sección de estrechamiento y la sección normal de la tubería y del Número de Reynolds.

Al objeto de minimizar las pérdidas de carga, el Venturi posee una forma hidrodinámica con la divergencia mucho más suave que la convergencia.

Se utiliza también este dispositivo para incorporar algún material al fluido circulante. Para ello basta con forzar la caída de presión en el estrechamiento hasta que la presión se haga negativa, en cuyo caso aparece una fuerza de aspiración que puede ser utilizada para que otro fluido pase al sistema desde un orificio practicado en el estrechamiento. Un ejemplo de este mecanismo se puede observar en los carburadores de los vehículos de gasolina y en los sistemas de fertirrigación.

Ejemplo nº 8-2

Dada una serie de medidas realizadas en un dispositivo tipo venturi determinar los caudales teóricos que deben haber pasado por el mismo durante la prueba. Si se han medido 3 alturas piezométricas, al principio, en el estrechamiento y al final del dispositivo (h_1 , h_2 , h_3).

Las dimensiones de las tuberías son $D_0=31.75$ mm, $D_v=15$ mm

punto	1	2	3	4	5
$h_1(\text{mm})$	376	321	278	237	225
$h_2(\text{mm})$	193	209	217	217	216
$h_3(\text{mm})$	317	284	254	229	220

Previamente vamos a determinar los parámetros geométricos que aparecen en la fórmula.

$$\frac{\omega_0(\text{m}^2)}{0,00079173} \quad \frac{\omega_{cv}(\text{m}^2)}{0,00017671} \quad \frac{1 - (\omega_{cv}/\omega_0)^2}{0,95018156}$$

De manera que aplicando la expresión

$$Q = \omega_c \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 - \left(\frac{\omega_c}{\omega_0}\right)^2}} = c_d \omega_c \sqrt{2gh}$$

Encontramos los caudales pedidos

aforador	1	2	3	4	5
venturi	0,0003435	0,0002687	0,0001983	0,0001136	0,0000762

8.4.2 Diafragma u orificio aforador:

Consiste en un orificio practicado en una placa delgada interpuesta en la tubería. Su principio de funcionamiento es análogo al del Venturi con la salvedad de que ahora se ha de considerar una sección contraída (es decir, el agua no se adapta perfectamente al contorno del orificio, sino que al paso a su través se contrae ocupando una sección de menor área). El hidrodinamismo es menos perfecto por lo que se producen mayores pérdidas de carga (superiores al 30% de h). La relación de gasto es análoga a la del Venturi:

$$Q = c_c \omega_c \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 - \left(c_c \frac{\omega_c}{\omega_0}\right)^2}} = c_d \omega_c \sqrt{2gh}$$

ec. 8-5

con la diferencia de que en éste caso c_d engloba al coeficiente de contracción.

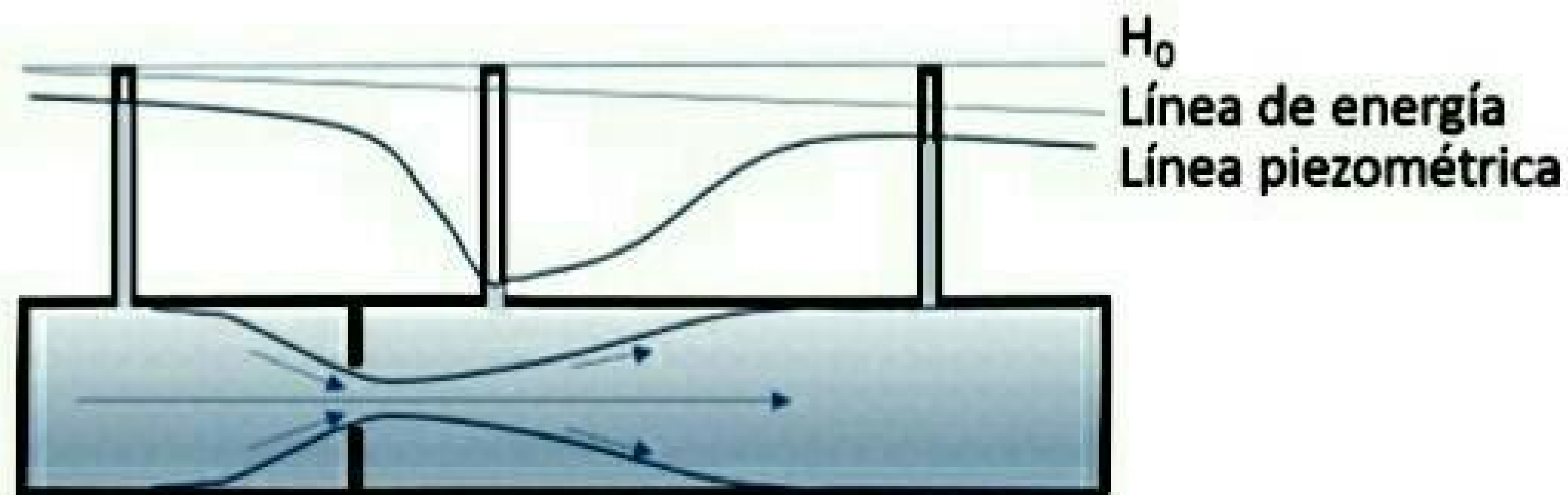


Fig. 8-7 Esquema de un aforador tipo diafragma

Ejemplo nº 8-3

Dada una serie de medidas realizadas en un dispositivo aforador tipo diafragma, determinar los caudales teóricos que deben haber pasado por el mismo durante la prueba si el coeficiente de contracción se estima que vale $C_c=0.623$. Si se han medido 3 alturas piezométricas, al principio, en el estrechamiento y al final del dispositivo (h_1 , h_2 , h_3). Si se conocen los caudales reales, determinar el valor real del coeficiente de descarga C_d .

Las dimensiones de las tuberías son $D_0=31.75$ mm, $D_c=20$ mm.

punto	1	2	3	4	5	6
h_1 (mm)	75	73	78	86	101	124
h_2 (mm)	72	70	65	57	51	36
h_3 (mm)	72	70	70	70	69	65
Caudal(m^3/s)	0.0000251	0.0000554	0.0001163	0.0002029	0.0002389	0.0003139

Lo primero será determinar las secciones y el coeficiente de descarga teórico

$$\frac{\omega_0(m^2)}{0.00079173} \quad \frac{\omega_{cp}(m^2)}{0.0003142} \quad \frac{1-(C_c \cdot \omega_{cp}/\omega_0)^2}{0.93888751}$$

A partir de la expresión

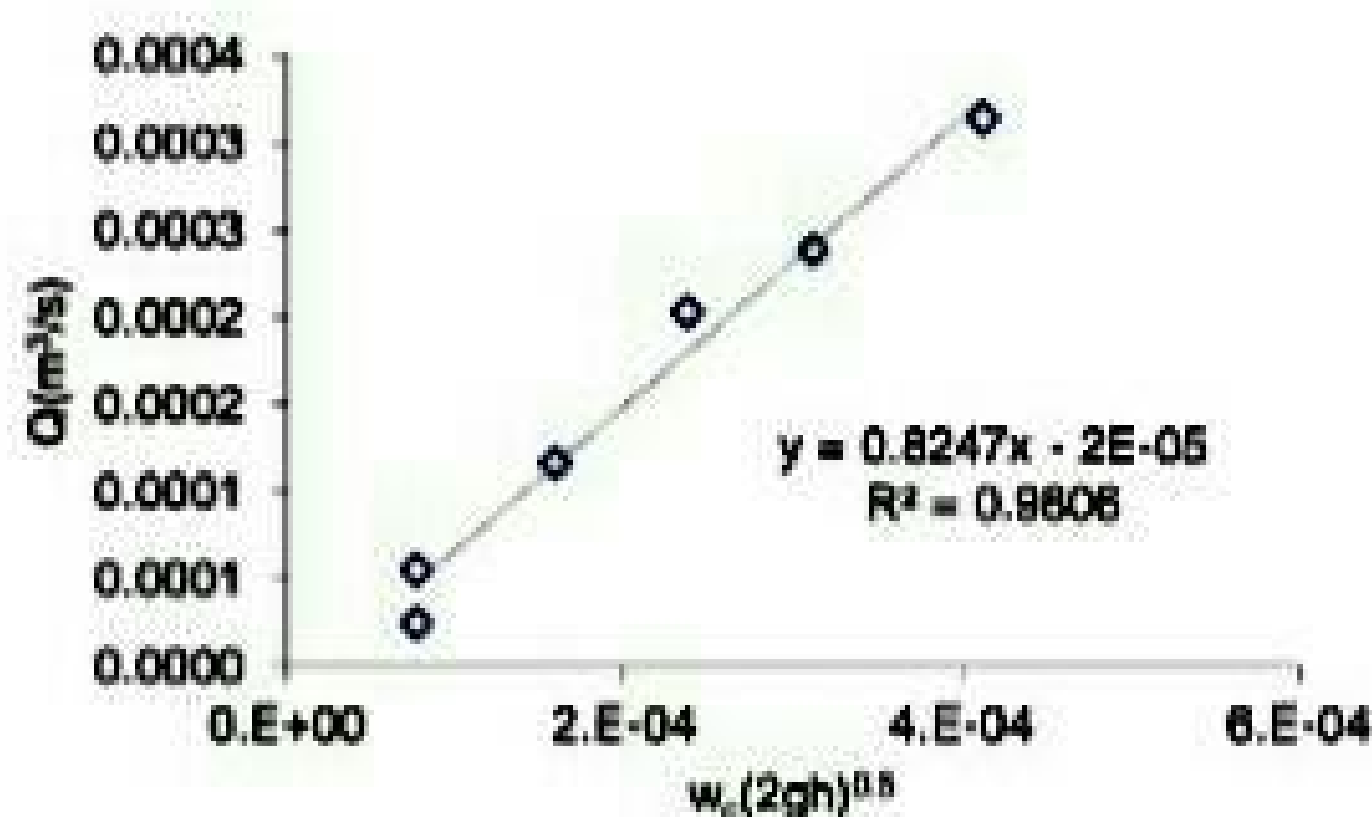
$$Q = c_c \omega_c \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 - \left(c_c \frac{\omega_c}{\omega_0} \right)^2}} = c_d \omega_c \sqrt{2gh}$$

Para este caso $h=h_1-h_2$

Y aplicando la expresión a cada caso se obtiene

Caso	1	2	3	4	5	6
Q(m ³ /s)	0.0000490	0.0000490	0.0001020	0.0001524	0.0002001	0.0002654

Puesto que se conocen los caudales reales, se puede determinar C_d dejándolo como variable y sin utilizar la parte central de la fórmula. Es decir, tomando como variable independiente $\omega_c(2gh)^{0.5}$. Entonces,



De donde se deduce que $C_d=0.8247$

8.5 Bibliografía

Arteaga T. E. (1986). Pequeñas zonas de riego. Estudios y proyecto (Primera parte). Chapingo, México. Departamento de Irrigación. UACH

Domínguez García-Tejero, F. (1971). El riego, su implantación y su técnica. Editorial Dossat S.A. Madrid.

IRYDA, (1985). Normas para proyectos de riego por aspersión. Series de Ingeniería Rural y Desarrollo Agrario. Manual Técnico No 3. Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación.

Losada Villasante, A. (2000), El Riego: fundamentos hidráulicos Ed. Mundi-Prensa, 461p

Pascual España, B. (2007). Riegos de gravedad y a presión. Universidad Politécnica Valencia. 374 pp.

Pizarro Cabello, F., (1996). Riegos localizados de alta frecuencia. 3ª edición. Ediciones Mundi-Prensa. Madrid.

Pizarro, Fernando. (1978). Drenaje Agrícola y Recuperación de Suelos Salinos. Editora

Tarjuelo Martin-Benito, J.M., (1999). El riego por aspersión y su tecnología. Ediciones Mundi-Prensa. 569 pp.

8.6 Problemas propuestos

- 1) Sea una tubería en la que se ha medido la velocidad máxima en el centro de la misma, $u_{max}=0.8$ m/s. Determine la velocidad media y el caudal si la sección de paso es $w=0.4$ m².

Sol: $V_m=0.64$ m/s $Q=0.256$ m³/s

- 2) Sea una sonda de prandtl cuyos manómetros marcan $p_1=0.98$ bar y $p_2=1.05$ bar. ¿Cuál será la velocidad media?

Sol: $v=3.70$ m/s

- 3) Dada una serie de medidas realizadas en un dispositivo tipo venturi determinar los caudales teóricos que deben haber pasado por el mismo durante la prueba. Si se han medido 3 alturas piezométricas, al principio, en el estrechamiento y al final del dispositivo (h_1 , h_2 , h_3). Calcular también el factor de pérdidas de carga k_v .

Las dimensiones de las tuberías son $D_c=31.75$ mm, $D_v=15$ mm

aforador	punto	1	2	3
venturi	h_1 (mm)	350	360	405
	h_2 (mm)	330	332	301
	h_3 (mm)	341	346	370

Sol: $k_v=8.17$

punto	1	2	3
Q (m ³ /s)	0.0001136	0.0001344	0.0002590

9 Corrientes libres

9.1 Introducción

Este tema agrupa a un amplio sector de la hidráulica y de la hidrología como es la circulación del agua por ríos y acequias.

Las fuerzas actuantes son: Gravedad, fuerzas superficiales, fuerzas de inercia, fuerzas de enlace con la caja y a veces las asociadas al arranque, transporte y depósito de sedimentos. En general, cuando una masa de agua está en movimiento, las fuerzas superficiales pueden ser despreciadas y la facilidad para acceder a las corrientes libres contrasta con la complejidad de su estudio

El movimiento puede ser laminar o turbulento, pero en todo caso el tamaño de las secciones, que suele ser muy grande. Una velocidad también elevada junto a una viscosidad mucho más pequeña hace que el número de Reynolds sea muy grande y en consecuencia los efectos geométricos y de la gravedad (Número de Froude) son mucho mayores que los de la viscosidad.

El flujo en canal abierto tiene una superficie libre, en contacto con el aire, mientras que en el flujo por tuberías esto no sucede, al llenar el agua completamente el conducto.

Las condiciones de flujo en canales abiertos son algo más complicadas de calcular porque la composición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y con el espacio, y también porque la profundidad de flujo el caudal y las pendientes del fondo del canal y la superficie libre son interdependientes.

Otra diferencia importante es que la sección transversal de una tubería suele ser circular, pero la de un canal abierto puede ser de cualquier forma, incluso circular, hasta las formas irregulares de los ríos. Además, la rugosidad en un canal abierto puede variar con la posición de la superficie libre. Ello hace que la selección de los coeficientes de fricción tenga mayor incertidumbre.

El flujo en un conducto cerrado no siempre es un flujo en tuberías ya que, si tiene una superficie libre, puede estudiarse como flujo en un canal de sección circular.

El flujo en canales abiertos puede clasificarse de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo y al espacio.

Si se toma el tiempo como criterio, el flujo puede ser permanente y no permanente:

Se dice que el flujo en un canal abierto es permanente si la profundidad del flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración.

El flujo es no permanente si la profundidad cambia con el tiempo.

En la mayor parte de canales, se estudia el flujo solo bajo condiciones permanentes. Sin embargo, si el flujo cambia con el tiempo, entonces es de vital importancia para el diseño de estructuras de control. En estas condiciones es de vital importancia la ecuación de continuidad, donde para un cierto caudal Q se cumple que $Q = V\omega$.

Si se toma el espacio como criterio entonces podemos hablar de *Flujo uniforme y flujo variado*.

Se dice que el flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

El flujo uniforme permanente es el tipo de flujo básico que se considera en la hidráulica de canales abiertos. La profundidad del flujo no cambia durante el intervalo de tiempo estudiado. Para estudiar un supuesto de flujo uniforme no permanente se requeriría que

la superficie del agua fluctuara de un tiempo a otro, pero permaneciendo paralela al fondo del canal.

El flujo es *variado* si la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. El flujo *variado puede ser permanente o no permanente*

El flujo variado puede clasificarse además como rápidamente varia o gradualmente variado. El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias cortas; de otro modo, es gradualmente variado. Un flujo rápidamente variado también se conoce como fenómeno local; algunos ejemplos son el resalto hidráulico y la caída hidráulica.

En el movimiento uniforme todas las secciones transversales de un cierto canal son equivalentes. Aunque es difícil no encontrar turbulencias, pero se puede aceptar que el movimiento uniforme y sus condiciones se cumplen bien en canales pequeños. En el movimiento gradualmente variado se estudia considerando muchos pequeños tramos uniformes. El movimiento rápidamente variado suele asociarse a efectos puntuales. A veces las pérdidas de energía pueden ser notables. (Resalto hidráulico) y su estudio se realizará de forma específica si llegara el caso.

Un caso especial, pero de gran interés en la Hidráulica Agrícola es el de los cauces que toman o ceden agua a lo largo de su recorrido, como en el caso de los riegos por superficie y drenajes. Este caso se denomina movimiento espacialmente variado.






9.2 Características descriptivas.

Existen una serie de características descriptivas que son importantes a la hora de trabajar con canales naturales o artificiales. Estas son:

- | | |
|---------------------------|---|
| • Área | $\omega \text{ (m}^2\text{)}$ |
| • Perímetro mojado | $p\text{(m)}$ |
| • Pendiente de la rasante | $i_0\text{(fracción)}$ |
| • Velocidad media | $v\text{(m/s)}$ |
| • Gasto | $Q\text{(m}^3\text{/s)}$ |
| • Radio hidráulico | $R_h\text{(m)} = \omega \text{ (m}^2\text{)} / p\text{(m)}$ |
| • Anchura superficial | $B\text{(m)}$ |
| • Calado | $h\text{(m)}$ |
| • Aspereza de la caja | $C, n \text{ (diferentes unidades)}$ |

Estas características son fundamentalmente geométricas, aunque algunas de ellas son propiedades asociadas al material que forma el canal. Las secciones más utilizadas y sus propiedades más importantes se pueden ver en la Tabla 9-1

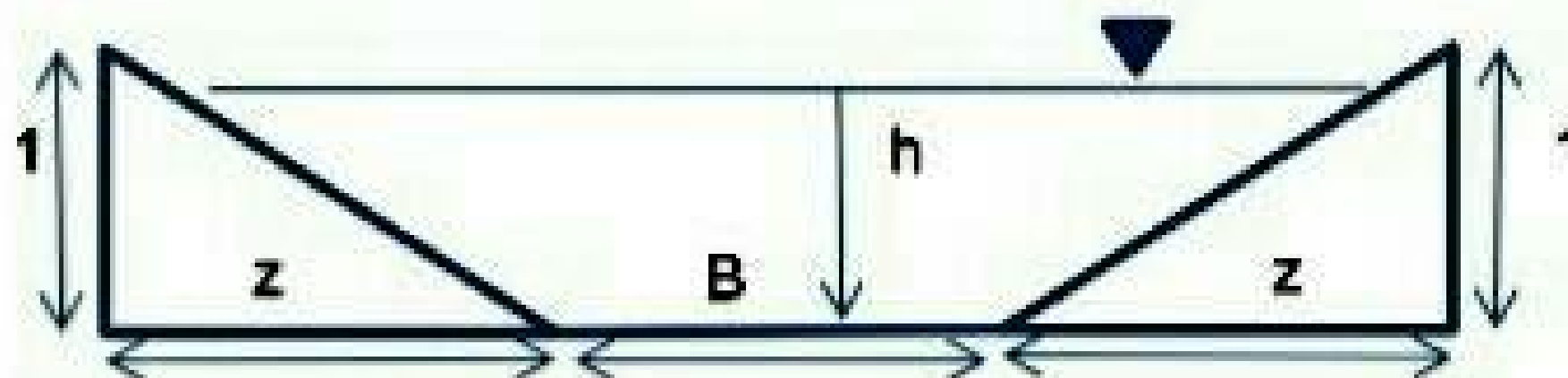
Tabla 9-1 Propiedades geométricas más importantes de las secciones comúnmente utilizadas en transporte de aguas

Forma	Superficie ω	Perímetro mojado p	Radio Hidráulico R_h	Superficie libre de agua T
 Sección rectangular	$b \cdot h$	$b + 2h$	$\frac{bh}{b + 2h}$	$B = b$
 Sección trapecial	$(b + z \cdot h) \cdot h$	$b + 2h\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zh)h}{b + 2h\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2z \cdot h$
 Sección triangular	$z \cdot h^2$	$2h\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zh}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2z \cdot h$
 Sección circular	$\frac{(\theta - \text{Sen}(\theta))D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$\left(1 - \frac{\text{sen}(\theta)}{8}\right) \frac{D}{4}$	$D \cdot \text{Sen}\left(\frac{\theta}{2}\right)$
 Sección parabólica	$(2/3)T \cdot h$	$T + \frac{8h^2}{3T}$	$\frac{2T^2 h}{3T + 8h}$	$\frac{3\omega}{2h}$

Ejemplo 9-1

Determinar las propiedades geométricas de una sección trapecial de base B , talud z y calado h

En primer lugar, vamos a definir las dimensiones de la sección. Supongamos que la base es de longitud B y que las caras laterales son simétricas y definimos su inclinación mediante el parámetro z , que será el desplazamiento lateral por cada unidad de desplazamiento vertical. La altura de agua entre la superficie libre y el fondo del canal será h . Entonces:



Para definir la superficie ω de la sección, hay que considerar que se compone de un trozo rectangular de superficie $\omega_1 = B \cdot h$ y de dos trozos triangulares, cada uno de base $z \cdot h$ y altura h , entonces su superficie es $\omega_2 = (z \cdot h) \cdot (h/2)$, entonces la sección completa es, tal y como Fig en la tabla, $\omega = (B + z \cdot h) \cdot h$

El perímetro mojado no incluye la superficie libre de agua y es $p = B + 2h\sqrt{1 + z^2}$

El radio hidráulico se define como el área mojada dividida por el perímetro mojado y en ese caso

$$R_h = \frac{(B + z \cdot h)h}{B + 2h\sqrt{1 + z^2}}$$

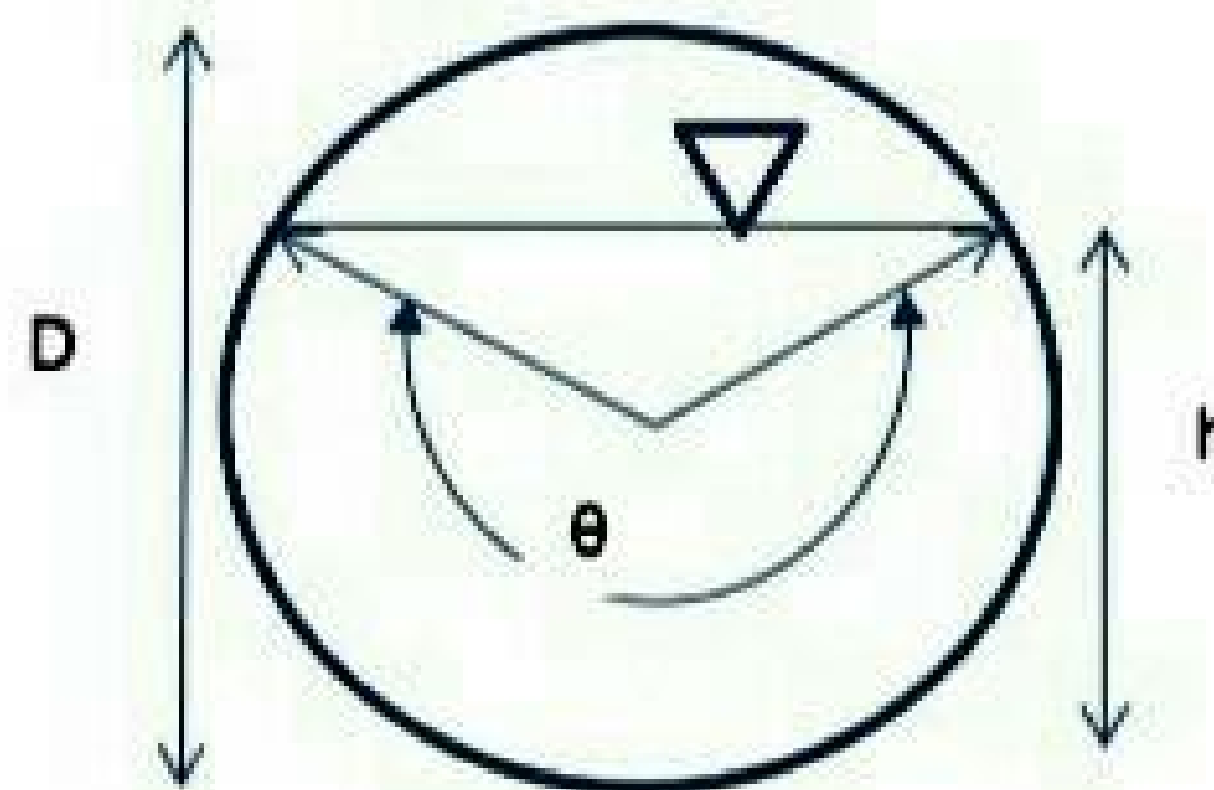
La superficie libre de agua mide, $T=B+2 \cdot z \cdot h$

Cabe destacar que una sección rectangular es aquella que tiene $z=0$ y una sección triangular tiene $B=0$, lo que permite usar las expresiones recién calculadas para el estudio de este grupo de formas.

Ejemplo 9-2

Determinar las propiedades geométricas de una sección circular de diámetro D y calado $h < D$

En este caso nuestra sección será un círculo, pero no estará completo



La sección mojada es la suma de un sector circular de ángulo θ y de un triángulo de base T y de altura y , con los lados cada uno igual a $D/2$.

La mitad del ángulo interior del triángulo es $(\pi - \theta/2)$ y como $\sin(\pi - \theta/2) = \sin(\theta/2)$, la base del triángulo es $2 \cdot D \cdot \sin(\theta/2)$,

La altura del triángulo $y = -(D/4) \cdot \cos(\theta/2)$

Luego la superficie mojada es $\omega = (\theta - \sin(\theta)) \cdot D^2/8$

El perímetro es más sencillo de hallar y vale $p = \theta \cdot D/2$

El radio hidráulico es por lo tanto $p = \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right) \frac{D}{4}$

Y la superficie libre del agua es $T = D \cdot \sin(\theta/2)$

9.3 Corrientes uniformes

En ellas se cumple aproximadamente un régimen hidrostático de presiones. Como la pendiente es pequeña; $\cos(\alpha) \cong 1$ y entonces la pendiente motriz de la lámina de agua es aproximadamente igual a la pendiente del terreno

$$I \cong I_0$$

ec. 9-1

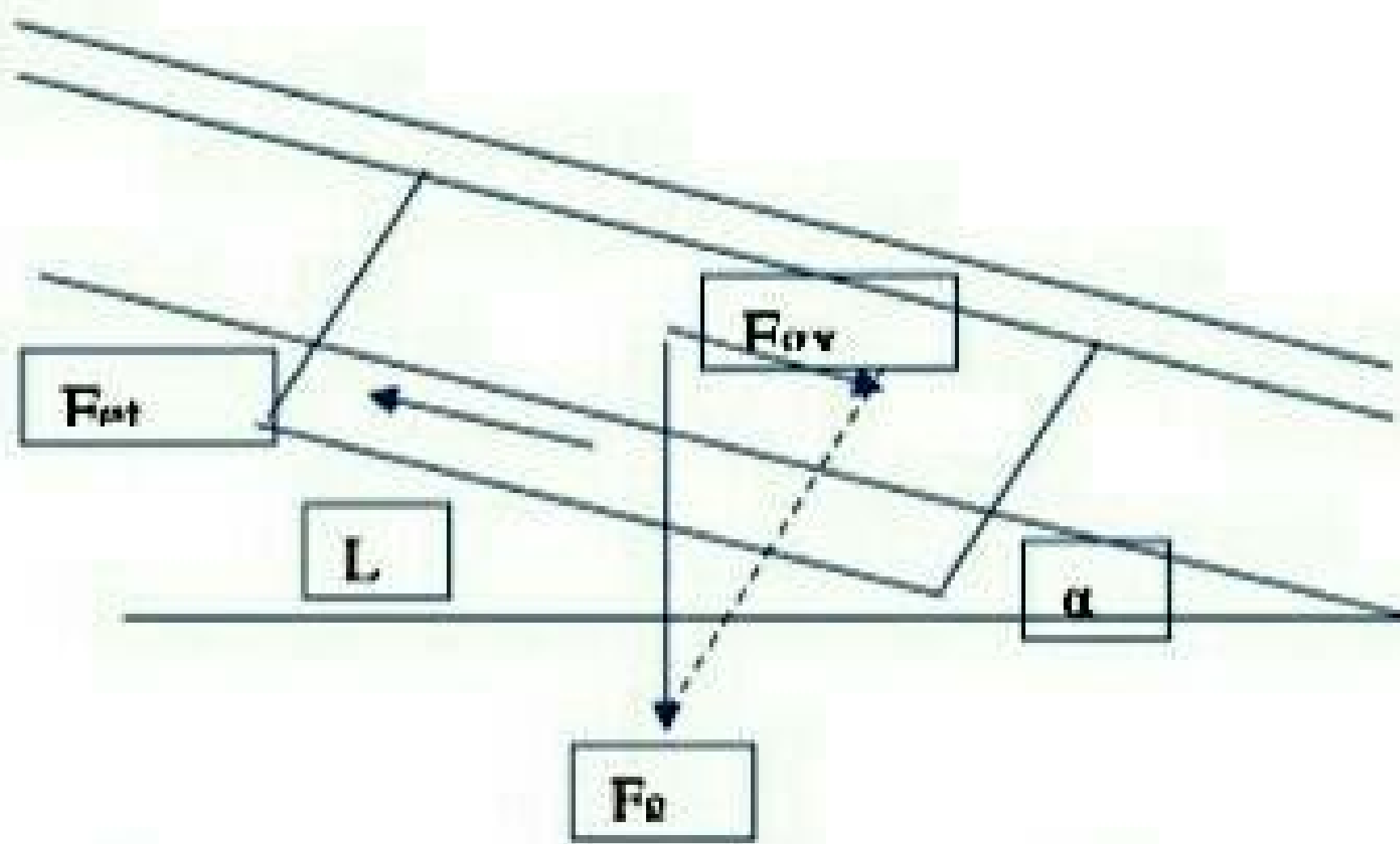


Fig. 9-1 Esquema de las fuerzas actuantes en un canal en régimen uniforme

Analizando las fuerzas que intervienen,

$$F_{gx} = \gamma \omega L \sin \alpha$$

$$F_{et} = \tau_0 p L$$

Como la cantidad de movimiento es constante

$$0 = \gamma \omega L \sin \alpha - \tau_0 p L$$

$$\tau_0 = \gamma \frac{\omega}{p} \sin \alpha$$

$$\tau_0 \cong \gamma R I$$

Como se puede escribir que

$$\tau_0 = \frac{f}{4} \frac{\rho u^2}{2}$$

Entonces

$$u = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{R I}$$

ec. 9-2

que corresponde con la ecuación empírica

$$u = C \sqrt{R I}$$

ec. 9-3

conocida como fórmula de Chezy, en donde

$$C = 18 \log \left(\frac{6R}{k + \frac{\delta}{7}} \right)$$

ec. 9-4

Con

$$\delta = \frac{12\nu}{\sqrt{gRI}}$$

ec. 9-5

y k es un coeficiente empírico. Los valores de k se muestran en la Tabla 9-2

Tabla 9-2 Valores de k, para la ecuación de Chezy

Material	k(m)
Tubos muy lisos (Vidrio, cobre, acero nuevo, plástico)	1.5×10^{-6}
Hierro forjado	4.5×10^{-6}
Acero rolado nuevo	5×10^{-6}
Acero laminado nuevo	4×10^{-6}
Hierro fundido nuevo	2.5×10^{-4}
Hierro galvanizado	1.5×10^{-4}
Hierro fundido asfaltado	1.2×10^{-4}
Hierro fundido oxidado	1.5×10^{-3}
Acero remachado	0.9×10^{-3}
Cemento enlucido	4×10^{-4}
Fibrocemento nuevo	2.5×10^{-5}
Hormigón centrifugado nuevo	1.6×10^{-4}
Hormigón bien terminado	1×10^{-5}
Hormigón liso	2.5×10^{-5}
Hormigón bien acabado, usado	3×10^{-4}
Hormigón sin acabado	3×10^{-3}
Hormigón rugoso	3×10^{-3}
Madera	9×10^{-4}
Piedra lisa	5×10^{-4}
Piedra corriente	5×10^{-4}
Grava	1×10^{-2}
Piedra pequeña	2×10^{-2}
Piedra grande	5×10^{-2}
Roca	0.1
Tierra lisa	3×10^{-3}
Fondo arenoso	5×10^{-2}
Acequia con vegetación	0.1

Esta expresión es difícil de evaluar y para calcular C se suele utilizar la fórmula de Bazin;

$$C = \left(\frac{87}{1 + \frac{G}{\sqrt{R}}} \right)$$

ec. 9-6

con valores de G como los expuestos en la Tabla 9-3

Tabla 9-3 Valores de G para el expresión de Bazin

Descripción	G
Contorno muy liso, lámina metálica, cemento liso o madera muy lijada	0.06
Contorno liso, hormigón bien acabado	0.16
Hormigón basto, piedra bien acabada	0.46
Canal de tierra sin vegetación	0.85
Tierra con poca vegetación, cauces naturales irregulares sin vegetación	1.30
Tierra con mucha vegetación, fondo de cantos rodados, canales muy erosionados o muy irregulares	1.75

Ejemplo 9-3

Determinar el caudal que es capaz de transportar un canal rectangular de cemento liso, de base $B=2\text{ m}$, calado $h=0.25\text{ m}$ y pendiente $I_0=1\%$, utilizando la fórmula de Chezy

La expresión de Chezy dice que $u = C\sqrt{RI}$, con

$$C = 18 \log \left(\frac{6R}{k + \frac{\delta}{7}} \right) \quad \text{y} \quad \delta = \frac{12\nu}{\sqrt{gRI}}$$

En primer lugar, determinaremos las propiedades geométricas del canal.

$$\omega = 0.5\text{ m}^2, \quad p = 2.5\text{ m}, \quad R_h = 0.2\text{ m}$$

En segundo lugar, calcularemos δ , conocidas $\nu = 1 \times 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}^2$ y $g = 9.81\text{ m/s}^2$

$$\delta = 8.567 \times 10^{-5}\text{ m/s}$$

Como el canal es de cemento liso $k = 2.5 \times 10^{-5}\text{ m}$

Ahora estamos en condiciones de calcular $C = 81.1$ y la velocidad será $u = 3.63\text{ m/s}$, de modo que el caudal transportado es $Q = u \cdot \omega = 1.81\text{ m}^3/\text{s}$

Es práctica frecuente, por su simplicidad, utilizar la fórmula de Manning; con

$$C = \left(\frac{R^{2/3}}{n} \right)$$

ec. 9-7

lo que finalmente produce;

$$u = \frac{\sqrt{I}}{n} R^{2/3}$$

ec. 9-8

Esta ecuación es ampliamente utilizada por su simplicidad y por su buen comportamiento en materiales muy diversos como suelos naturales, hormigón, ladrillo etc.

Tabla 9-4 Valores típicos para el coeficiente de aspereza n de Manning (S.I.)

Material	$n(\text{S.I.})$
Cemento liso	0.010-0.011
Hormigón, mampostería, ladrillo	0.012-0.014
Tierra	0.017-0.020
Cantos con vegetación	0.025-0.030
Suelo labrado	0.040
Suelo con cultivo denso	0.250

En cualquier caso, el uso de un único parámetro para definir las propiedades de un canal comporta una serie de imprecisiones que han sido acotadas a lo largo de la historia. Los valores de n en canales están sujetos a variaciones en función de las condiciones que los acompañan, así como por el paso del tiempo. Un ejemplo se puede ver en la Tabla 9-5, en la que se muestra cómo varía el factor n en función de diversas circunstancias que pueden acontecer durante el uso de un canal. Se trata de un método aditivo, en el que se añaden valores a un determinado valor básico.

Ejemplo 9-4

Determinar el caudal que es capaz de transportar un canal rectangular de cemento, con $n=0.011$, Base $B=2\text{m}$, calado $h=0.5\text{ m}$ y pendiente $I_0=0.001$

En primer lugar, determinaremos los parámetros geométricos

La sección $\omega=0.5\text{ m}^2$, $p=2.0\text{ m}$, $R_h=0.25\text{m}$

Con estos datos aplicamos la ecuación de Manning

$$u = \frac{\sqrt{I}}{n} R^{\frac{2}{3}}$$

Se obtiene que la velocidad es $u=1.14\text{ m/s}$ y el caudal es $Q=0.570\text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 9-5 Modificación del factor de aspereza n en función de diferentes circunstancias de trazado y manejo.

factor	característica	n
Superficie del canal n_0	Tierra	0.020
	Roca	0.025
	Grava fina	0.024
	Grava gruesa	0.028
Irregularidad n_1	Suave	0.000
	Menor	0.005
	Moderada	0.010
	Severa	0.020
Variación de la sección n_2	Gradual	0.000
	Ocasional	0.005
	Frecuente	0.010
Obstrucción n_3	Despreciable	0.000
	Menor	0.010
	Apreciable	0.020
	Severa	0.040
Vegetación n_4	Bajo	0.005
	Medio	0.010
	Alto	0.025
	Muy alto	0.050
Meandros n_5	Menor	1.000
	Apreciable	1.150
	Severo	1.300

$$n=(n_0+n_1+n_2+n_3+n_4).n_5$$

ec. 9-9

9.3.1 Función de capacidad

Lo que más nos interesa de un canal es su capacidad de transportar agua y en efecto hemos estudiado que

$$Q = \omega C \sqrt{RI} = k(y_0) \sqrt{I}$$

ec. 9-10

Por otro lado, k puede aproximarse como $k^2=C_1 y^n$

Con C_1 constante y n , exponente hidráulico

En un canal típico la distribución de velocidades dista mucho de ser un valor uniforme. Cerca de las paredes se aproxima a cero en tanto que alcanza un máximo en algún lugar cercano al centro de la corriente. En una acequia infinitamente ancha el filamento de velocidad máxima se sitúa en la superficie y en el centro de la corriente. Siendo $U_{\max}=U_{0.8y}$ y la velocidad media viene a coincidir con la velocidad para un calado $y=0.37y_{\max}$

La función de capacidad es particularmente importante cuando se trata de canales naturales o muy alterados por la naturaleza.

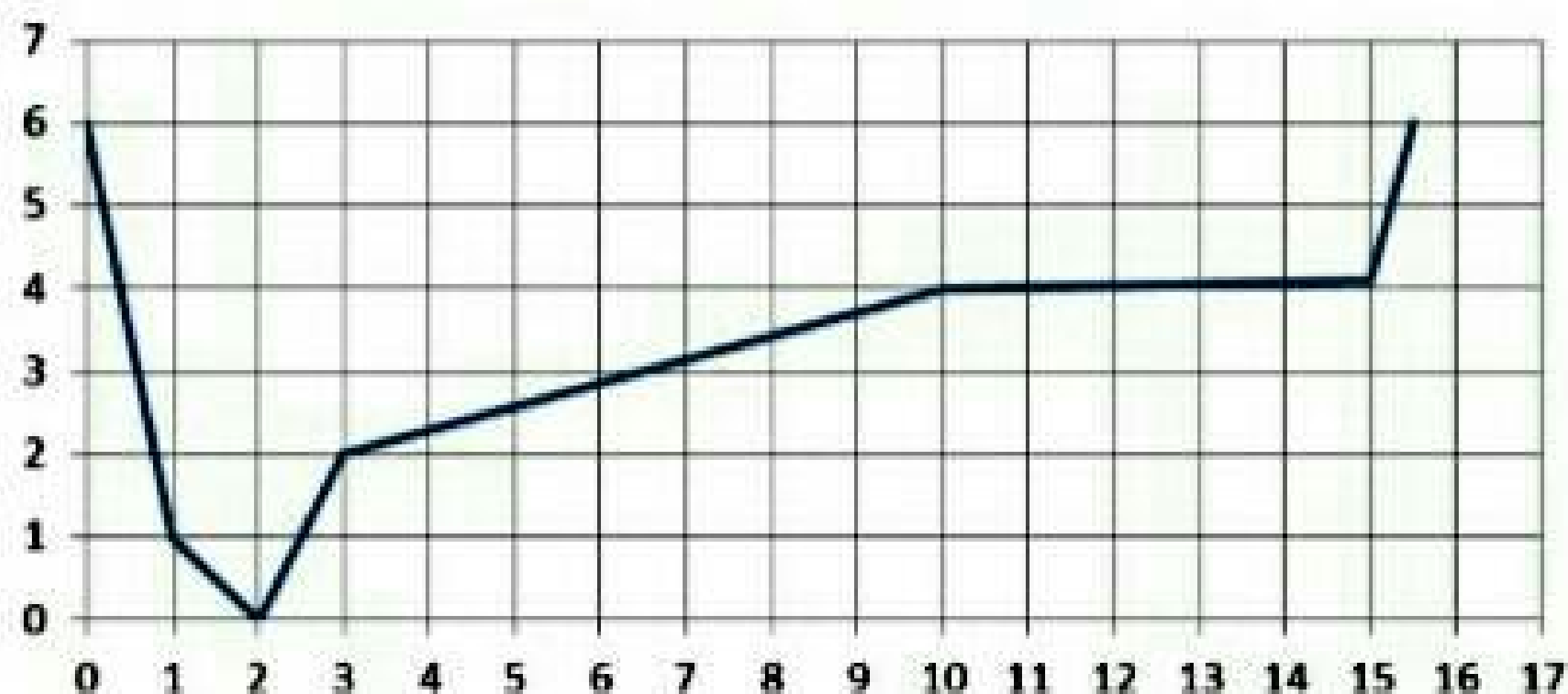
Ejemplo 9-5

Sea una sección natural dada mediante sus coordenadas (x,y) , determinar su función de capacidad mediante la ecuación de Manning.

$X(m)$	$Y(m)$	n
0	6	0.080
1	1	0.011
2	0	0.011
3	2	0.011
10	4	0.080
15	4.1	0.080
15.5	6	0.080

En este caso es necesario calcular las propiedades geométricas de la sección paso a paso. Es un buen procedimiento establecer una variable auxiliar que facilite saber de qué sección estamos hablando y en este caso tomaremos el calado como referencia.

Para comenzar dibujaremos la sección para saber qué forma tiene.



Inmediatamente identificamos los calados en los que se produce algún cambio en la sección. En este caso serán $h=0, 1, 2, 4$ y $6m$. Haremos los cálculos en esos puntos.

Tomaremos el fondo del canal como punto de referencia para dividir la sección en dos secciones independientes desde el punto de vista del cálculo. Más tarde sumaremos los valores correspondientes a cada una.

En la tabla se pueden ver los resultados para el perímetro mojado y la superficie. El valor del coeficiente de Manning se calculará como una media ponderada al perímetro que corresponda.

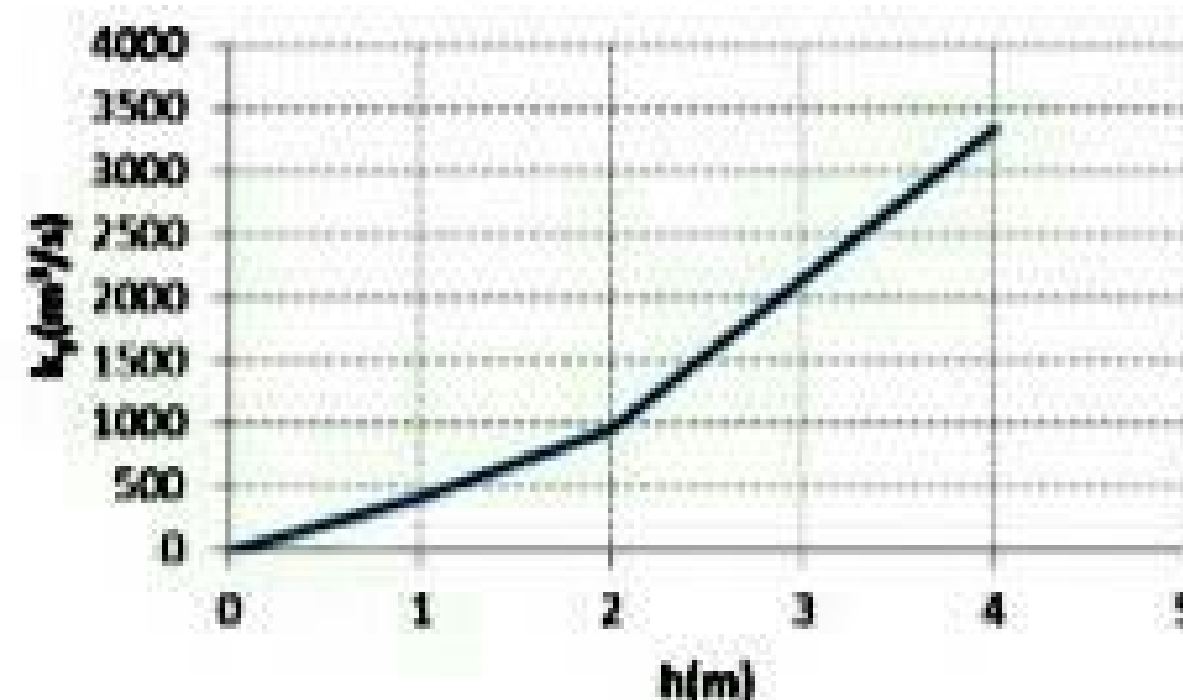
h(m)	Pi(m)	Pd(m)	P(m)	n	ω_i	ω_d	$\omega(m^2)$
0	0	0	0	0.011	0	0	0
1	1.4142	1.1180	2.53	0.011	0.5	0.25	0.75
2	1.0198	1.1180	4.67	0.026	1.6	1	2.6
4	2.0396	7.2801	13.98	0.062	4.4	10	14.4

Por su parte el radio hidráulico se determinará como siempre $R_h = \omega/p$

h(m)	$R_h(m)$
0	0.000
1	0.296
2	0.557
4	1.029

La función de capacidad, a partir de la ecuación de Manning quedaría como

$$k_y = \omega \cdot \frac{R_h^{2/3}}{n}$$



Para calcular el caudal bastaría con hacer $Q = k(y_0) \sqrt{I}$

9.3.2 Eficiencia hidráulica

En condiciones normales interesa que, para una sección dada, la cantidad de obra sea la menor posible y el caudal transportado sea máximo. Esto se consigue habitualmente haciendo mínimo el perímetro y esto a su vez proporciona, para esta sección el radio hidráulico máximo. Vamos a estudiar el caso de una sección trapezoidal, como caso más general de las secciones utilizadas en la conducción de agua en canales para riego.



Fig. 9-2 Descripción de una sección trapezoidal

Denominamos b a la anchura en el fondo del canal, B es la anchura de la superficie libre de agua y z es la anchura ganada para un incremento de altura unidad ($\tan(\theta) = z$)

El perímetro es $p = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$

y también $p = \frac{\omega}{y} - zy + 2y\sqrt{1+z^2}$

Y la sección $\omega = by + zy^2$

Con lo que

$$y = \frac{\sqrt{\omega}}{\sqrt{2\sqrt{1+z^2} - z}}$$

el radio hidráulico máximo es

$$R_{h \max} = \frac{\omega}{p} = \frac{\omega}{\frac{\omega}{y} - zy + 2y\sqrt{1+z^2}} = \frac{y^2 2(\sqrt{1+z^2} - z)}{2y(\sqrt{1+z^2} - z) - zy + 2y\sqrt{1+z^2}} = \frac{y}{2}$$

ec. 9-11

o bien

$$R_{h \max} = \frac{\sqrt{\omega}}{2\sqrt{2\sqrt{1+z^2} - z}}$$

ec. 9-12

El procedimiento de cálculo consiste en fijar una sección y un valor de z y de ahí despejar el calado y , así como la anchura b

Sea el parámetro $m=b/y$, es posible sustituirlo en las expresiones anteriores y así obtener

$$m = \frac{b}{y} = 2\sqrt{1+z^2} - 2z$$

ec. 9-13

Es preciso hacer notar que m depende solamente de z y de este modo queda determinado para una sección con z fijo.

$$Q = \frac{\sqrt{I_0}}{n} \left(\frac{y}{2}\right)^{2/3} (m+z)(y^2) = \frac{\sqrt{I_0}}{n} \frac{(m+z)}{(2)^{2/3}} (y)^{8/3}$$

ec. 9-14

Una vez obtenido el calado, basta con sustituir m para encontrar la relación de forma del canal

En el caso de buscar el ángulo óptimo para sección w dada es preciso hacer mínimo el perímetro respecto a z , entonces

$$y = \frac{2yz}{\sqrt{1+z^2}}$$

$$z = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

Condición que se corresponde con $\theta=30^\circ$, es decir que la forma para una sección máximo eficiente es la mitad de un hexágono regular.

Cuando el canal es rectangular se puede demostrar, a partir de la ec. 9-13

que $b=2y$

Cuando el canal es circular se demuestra que

$$\omega = \frac{\theta - \text{Sen}(\theta)}{8} D^3$$

$$p = \frac{\theta D}{2}$$

$$y = \frac{D}{2} \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \right)$$

y por lo tanto

$$R_h = \frac{\theta - \text{Sen}(\theta)}{\theta} D$$

La sección máximo eficiente se encontrará cuando el radio hidráulico sea máximo y entonces derivando éste respecto a θ , encontramos

$$\theta = \text{tg}(\theta) = 4.4934 \text{ rad}$$

Que corresponde a $h=0.71 D$

Ejemplo 9-6

Determinar la sección de máxima eficiencia hidráulica para un canal rectangular de cemento $n=0.011$, con pendiente $I_0=0.001$, que debe transportar un caudal $Q=0.05 \text{ m}^3/\text{s}$

La condición de máxima eficiencia hidráulica en canales rectangulares implica que $b=2y$, entonces, de la ecuación de Manning

$$Q = \frac{\sqrt{I_0}}{n} R_h^{2/3} \omega$$

En la que se sustituyen los parámetros quedando

$$Q = \frac{\sqrt{I_0}}{n} \left(\frac{2y^2}{4y} \right)^{2/3} (2y^2) = \frac{\sqrt{I_0}}{n} (2)^{1/3} (y)^{8/3}$$

De esta expresión es fácil despejar $y=0.20\text{m}$, y por lo tanto $b=0.40\text{m}$

Ejemplo 9-7

Determinar la sección de máxima eficiencia hidráulica para un canal trapecial de cemento $n=0.012$, con pendiente $I_0=0.0001$, con talud $z=0.5$ y anchura del fondo $B=1\text{m}$, que debe transportar un caudal $Q=0.05 \text{ m}^3/\text{s}$

aplicando la ec. 9-13

$$m = \frac{b}{y} = 2\sqrt{1+z^2} - 2z = 1.23$$

Ahora solo hay que despejar y de la expresión

$$Q = \frac{\sqrt{I_0}}{n} \left(\frac{y}{2} \right)^{2/3} (m+z)(y^2) = \frac{\sqrt{I_0}}{n} \frac{(m+z)}{(2)^{2/3}} (y)^{8/3}$$

$y=0.3366 \text{ m}$ y entonces $b=0.416 \text{ m}$

Ejemplo 9-8

Determinar la sección de máxima eficiencia hidráulica para una tubería que debe transportar $Q=0.2 \text{ m}^3/\text{s}$, en hormigón, $n=0.012$ con una pendiente $I_0=0.008$ si la velocidad máxima que soporta el material es $v_{\max}=1 \text{ m/s}$

En este caso, la condición de máxima eficiencia hidráulica es $\theta=4.4934 \text{ Rad}$.

Aplicando la ecuación de Manning podemos obtener

$$Q = \frac{\sqrt{I_0}}{n} ((\theta - \sin \theta)/8) D^2 \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right) \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}$$

$$Q = \frac{\sqrt{I_0}}{n} \left(\frac{(\theta - \sin \theta)}{8}\right) \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{2/3} D^{8/3}$$

Lo que permite despejar $D=0.399 \text{ m}$

Si comprobamos la velocidad veremos que $v=Q/\omega=1.83 \text{ m/s}$, mayor que la permitida.

Esta situación no es viable y debemos recalcular la sección, ahora bajo el supuesto de $v=1 \text{ m/s}$

En este escenario la sección es $\omega=0.2 \text{ m}^2$, lo que proporciona un diámetro de $D=0.54 \text{ m}$, lo que a su vez conduce a una pendiente $I_0=0.001596$

9.3.3 Resguardo, curvatura y velocidad máxima del agua en un canal

Una cuestión importante en el trazado de un canal es la curvatura máxima que deberá adoptar en los cambios de dirección. Ésta depende de varios factores, tales como la capacidad, velocidad, características del suelo y sección del canal, los cuales deben combinarse para evitar la erosión en las curvas y el desarrollo de ondas no deseables. No hay fórmulas establecidas para el cálculo del valor límite en cada caso. En términos generales, el radio del eje del canal puede estar en el rango comprendido entre 3 y 7 veces el ancho superficial.

En general se hace depender el radio de curvatura mínimo del caudal que se transporta como

Tabla 9-6 Radios mínimos de curvatura en función del caudal

Caudal (m^3/s)	R(m)
10	60
5	20
1	10
0.5	5

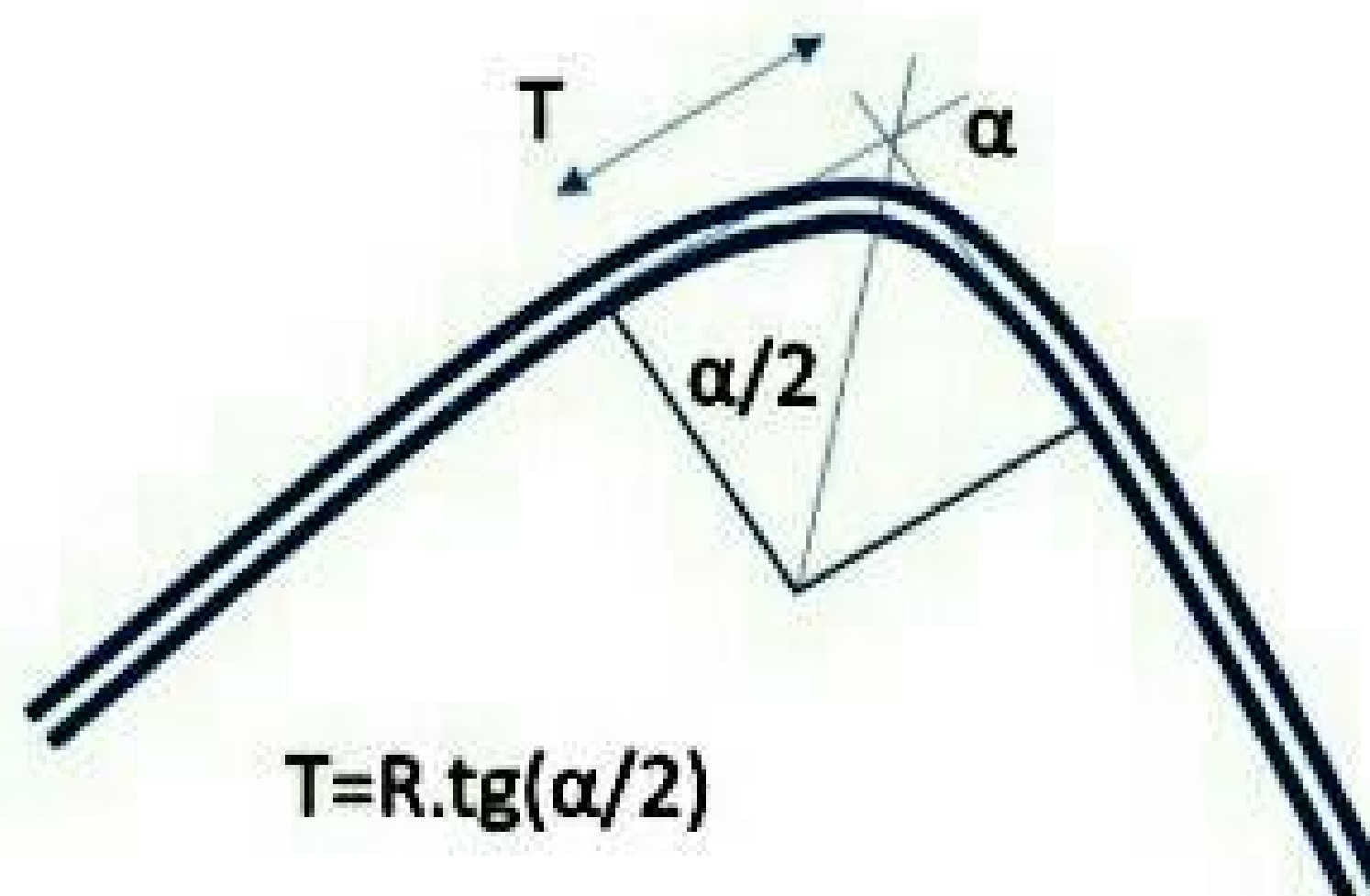


Fig. 9-3 Recomendaciones para el radio de curvatura mínimo en canales

Con respecto al resguardo, valor en el cual influye también una serie de factores, en los canales pequeños es usual definirlos como un 15% de la altura, con un mínimo de 0.20 m y un máximo de 0.50 m. Para canales grandes, el *Bureau of Reclamation* recomienda valores mayores, como por ejemplo 1.20 m para canales con capacidad sobre 85 m³/s.

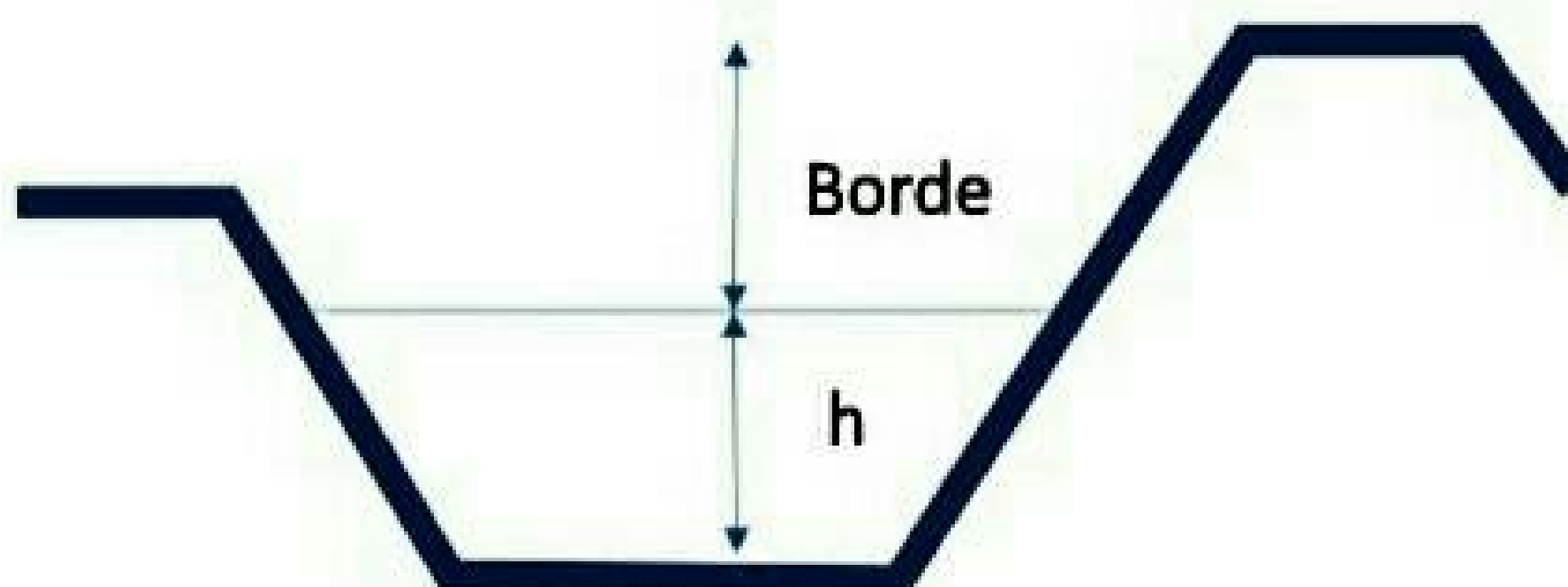


Fig. 9-4 Borde libre en un canal

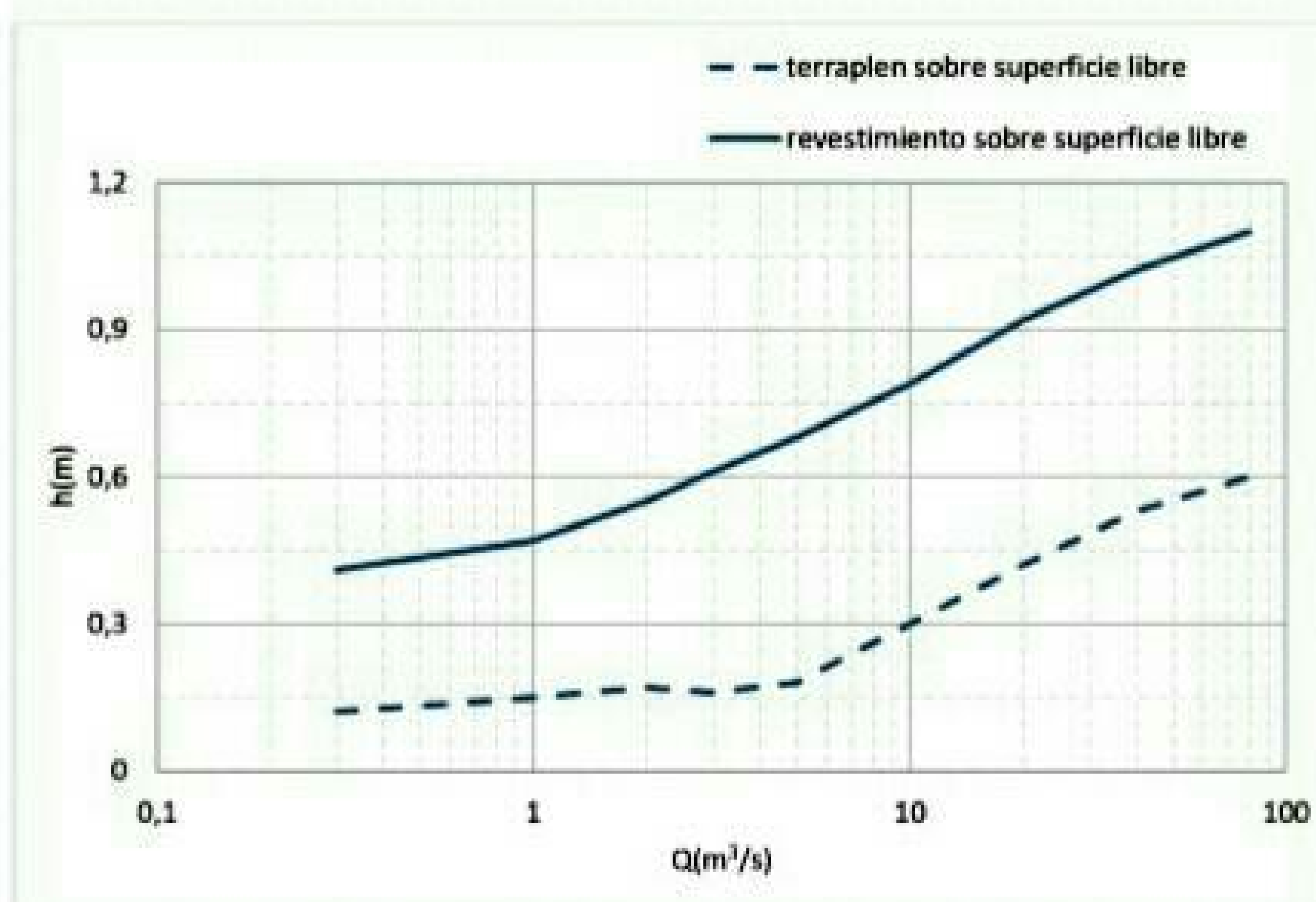


Fig. 9-5 Recomendaciones del Bureau of Reclamation para calcular el borde libre en canales

En cualquier caso, se puede utilizar las expresiones aproximadas

$$d=0.3+0.25 h$$

Para canales grandes

y para canales pequeños

$$d=h/3$$

Por su parte, es necesario verificar que el diseño conlleve una velocidad mínima para prevenir el depósito de los materiales sólidos en suspensión. Aun cuando son varios los factores que intervienen y es muy importante la experiencia del proyectista, se puede efectuar una primera aproximación con la fórmula de Kennedy:

$$v = \beta h^{0.64}$$

ec. 9-15

En donde:

- v = velocidad media límite que no produce depósito, en m/s.
- β = coeficiente que depende de la naturaleza del material en suspensión.
- h = altura del agua, en m.

Tabla 9-7 Valores de β , para calcular la velocidad mínima de un agua

Suelos arenosos finos	0.53
Suelos arenosos gruesos	0.58
Cieno arenoso arcilloso	0.64
Cieno grueso	0.70

La velocidad de agua deberá estar entre el 80% y el 120% de la velocidad crítica de depósito.

Tabla 9-8 Velocidades aceptables para un canal

tipo de material	máxima(m/s)
roca sana	2.5
conglomerados firmes	4.5
Piedra basta	2.5
Piedra bien colocada	2.0
arcillas	1.0
arenas	0.5
revestimientos de suelo cemento	
revestimiento de hormigón	6.0
para aguas limpias	4.0
con pequeño arrastre	3.0
con arrastre	3.0

Las velocidades mínimas en aguas con arrastre no serán inferiores al 60% de las anteriores. Si el agua lleva mucho arrastre sólido se deberá instalar un desarenador.

Tabla 9-9 Taludes aceptables en función del material

MATERIAL	interior(H) : (V)	exterior(H) : (V)
Roca	Vertical	Vertical
Conglomerados finos	1:2	1: 2
Toscas	3: 4	1: 2
Arcillas	1: 1	3: 4
Arenas	2 : 1	1.5: 1

9.3.4 Pérdidas por infiltración en canales

Frecuentemente los canales están excavados en suelos permeables sin revestimiento. Es necesario considerar en el cálculo del caudal de diseño una pérdida por infiltración. El cálculo es bastante inexacto, toda vez que en muchos casos hay además recuperaciones o aportes al canal debido a la existencia de napas altas o derrames de riego, etc. Sin embargo, se ha desarrollado una serie de fórmulas empíricas para estimar la infiltración pura, algunas de las cuales se resumen a continuación (Kraatz, 1977).

Fórmula de Moritz.

$$S = 0.2 C \sqrt{Q/v}$$

ec. 9-16

En donde:

- S = pérdida en pie³/s, por milla de canal
- Q = caudal en pie³/s
- V = velocidad media del flujo, en pie/s
- C = coeficiente que depende del tipo de material en que va excavado el canal.

Tabla 9-10 Valores de C: (Bureau of Reclamation)

Grava cementada y tosca con arena	0.34
Suelo arcilloso:	0.41
Barro arenoso	0.66
Ceniza volcánica	0.68
Ceniza volcánica con arena	0.98
Arena y ceniza volcánica o arcilla	1.20
Suelo arenoso con roca	1.68
Suelo arenoso y de grava	2.20

Fórmula de Molesworth y Yennidumia.

$$S = c L P \sqrt{R}$$

ec. 9-17

En donde

- S = pérdidas durante la conducción (m³/s/km)
- L = longitud del canal (km)
- P = perímetro mojado (m)
- R = profundidad media hidráulica (m)
- c = varía entre 0.0015 para arcillas y 0.0030 para arenas

Fórmula de la India.

$$S = c a d$$

ec. 9-18

en que:

- S = pérdida total (pie³/s)
- a = área del perímetro mojado (millones de pie²)
- d = altura del agua en el canal (pie)
- c = constante, que varía entre 1.1 y 1.8

9.4 Energía específica

En numerosas ocasiones el estudio del régimen permanente no basta para definir la circulación del agua en un canal. A veces es necesario estudiar la energía que se intercambia para transiciones suaves entre dos secciones.

Así la energía del fluido es

$$H = z + h \cdot \cos(\theta) + \alpha \frac{u^2}{2g}$$

ec. 9-19

Y en condiciones típicas ($\cos(\theta) \sim 1$ y $\alpha=1$)

$$H_0 = h + \frac{u^2}{2g}$$

ec. 9-20

De donde

$$H_0 = h + \frac{Q^2}{2g\omega^2}$$

ec. 9-21

Ecuación de energía específica de la sección

Es preciso hacer notar que en unas condiciones dadas es posible conducir un caudal Q con dos calados. Representando la ec. 9-21

, se obtiene

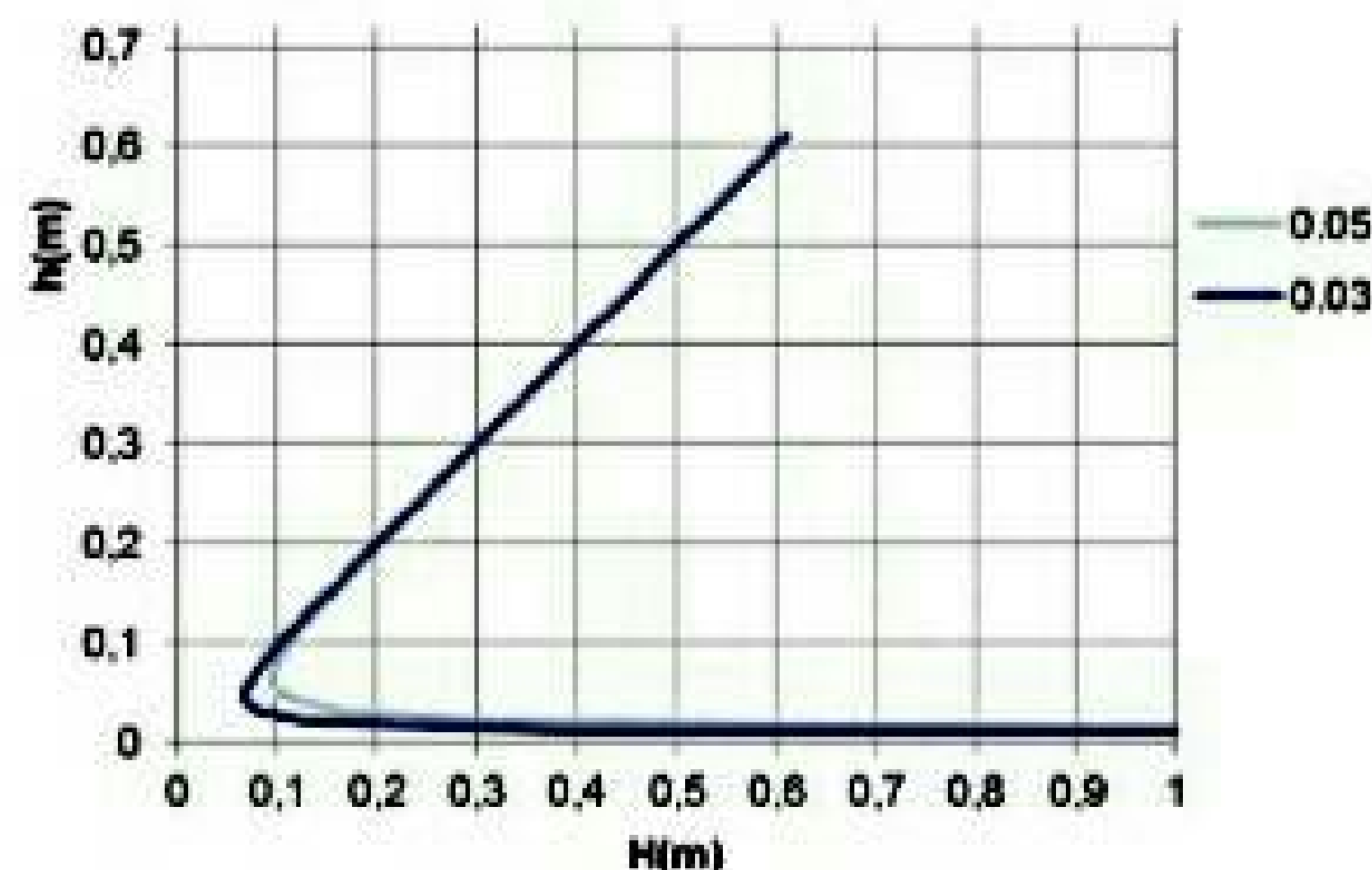


Fig. 9-6 Calado en función de la Energía Específica para dos caudales dados

Para un cierto caudal, para cada valor de energía específica H , hay dos posibles calados. Estos calados pueden ser obtenidos resolviendo la ec. 9-21

, donde la sección deberá ponerse en función del calado.

Ejemplo 9-9

Determinar los calados típicos de una sección rectangular de anchura $B=0.5$ m, que transporta $Q=0.3$ m³/s y cuya energía específica es $H=0.6$ m

La ecuación que define la energía específica es

$$H_0 = h + \frac{Q^2}{2g\omega^2}$$

Podemos observar que la sección depende del calado y viceversa de manera que habrá que proceder por tanteos.

Sin duda uno de los calados será aproximadamente $h=0.6$ m con una velocidad muy baja, por tanto, probamos a partir de ese punto.

$h(m)$	$\omega(m^2)$	$H_0(m)$
0.6	0.3	0.6509684
0.5	0.25	0.5733945
0.53	0.265	0.59532084
0.5362	0.2681	0.60001898

Por lo tanto, uno de los calados es $h=0.53632$ m

Para el otro es necesario suponer que habrá un calado bajo con una velocidad alta y por lo tanto probamos en esa zona.

$h(m)$	$\omega(m^2)$	$H_0(m)$
0.0001	0.00005	1834862.39
0.1	0.05	1.93
0.2	0.1	0.65
0.3	0.15	0.50
0.21	0.105	0.626
0.22	0.11	0.599
0.219	0.1095	0.601
0.21962	0.10981	0.600

El segundo calado será $h=0.21962$ m

El interés de este supuesto es estimar cual será el calado de salida después de un obstáculo en el canal o después de un resalto hidráulico.

Cuando se produce una modificación suave de la sección, como un estrechamiento o un ascenso de la solera el calado puede cambiar entre los valores alto y bajo dependiendo de la naturaleza del flujo. Si el canal adoptaba un calado alto normalmente durante la transición el agua adoptará un calado bajo y viceversa.

Como se aprecia en la Fig. 9-6, H_0 tiene un valor mínimo por debajo del cual no es posible conducir el gasto Q . Este valor se obtiene derivando la ec. 9-21

respecto a h de manera que:

$$\frac{dH_0}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{g\omega^3} B$$

ec. 9-22

Siendo $B=d\omega/dh$, calado medio $\bar{h} = \frac{\omega}{B}$. Si se iguala a cero la derivada se obtiene el mínimo y así

$$\frac{dH_0}{dh} = 1 - \frac{u^2}{g\bar{h}} = 0$$

Y entonces $F = \frac{u}{\sqrt{gh}} = 1$,

Esta condición define el régimen crítico. Si $F < 1$, las ondas se transmiten aguas arriba y se denomina régimen subcrítico. Si $F > 1$, las ondas no se transmiten aguas arriba y se denomina Régimen supercrítico. Cuando el calado está próximo al correspondiente al régimen crítico pueden aparecer inestabilidades en forma de olas, que disipan energía por lo que es poco recomendable diseñar canales para que funcionen en este régimen.

La energía mínima cumple que $\frac{u_c^2}{2g} = \frac{\omega_c}{2B_c} = \frac{\bar{h}_c}{2}$

y por lo tanto

$$(H_0)_{\min} = h_c + \frac{u_c^2}{2g} = h_c + \frac{\omega_c}{2B_c} = h_c + \frac{1}{2} \bar{h}_c$$

ec. 9-23

Encontramos pues que el calado crítico puede ser hallado a partir de la energía específica de cada sección. Para un canal trapecial se cumple que

$$(H_0)_{\min} = y_c + \frac{1}{2} \frac{Bh_c + zh_c^2}{B + 2zh_c}$$

ec. 9-24

Entonces para un canal rectangular $h_c = 2H_0/3$

En general se cumple que

$$\frac{h_c}{H_0} = \frac{2}{3} \frac{\frac{B}{zH_0} + \frac{2h}{H_0}}{\frac{B}{zH_0} + \frac{5}{3} \frac{h}{H_0}}$$

ec. 9-25

Que puede ponerse gráficamente como

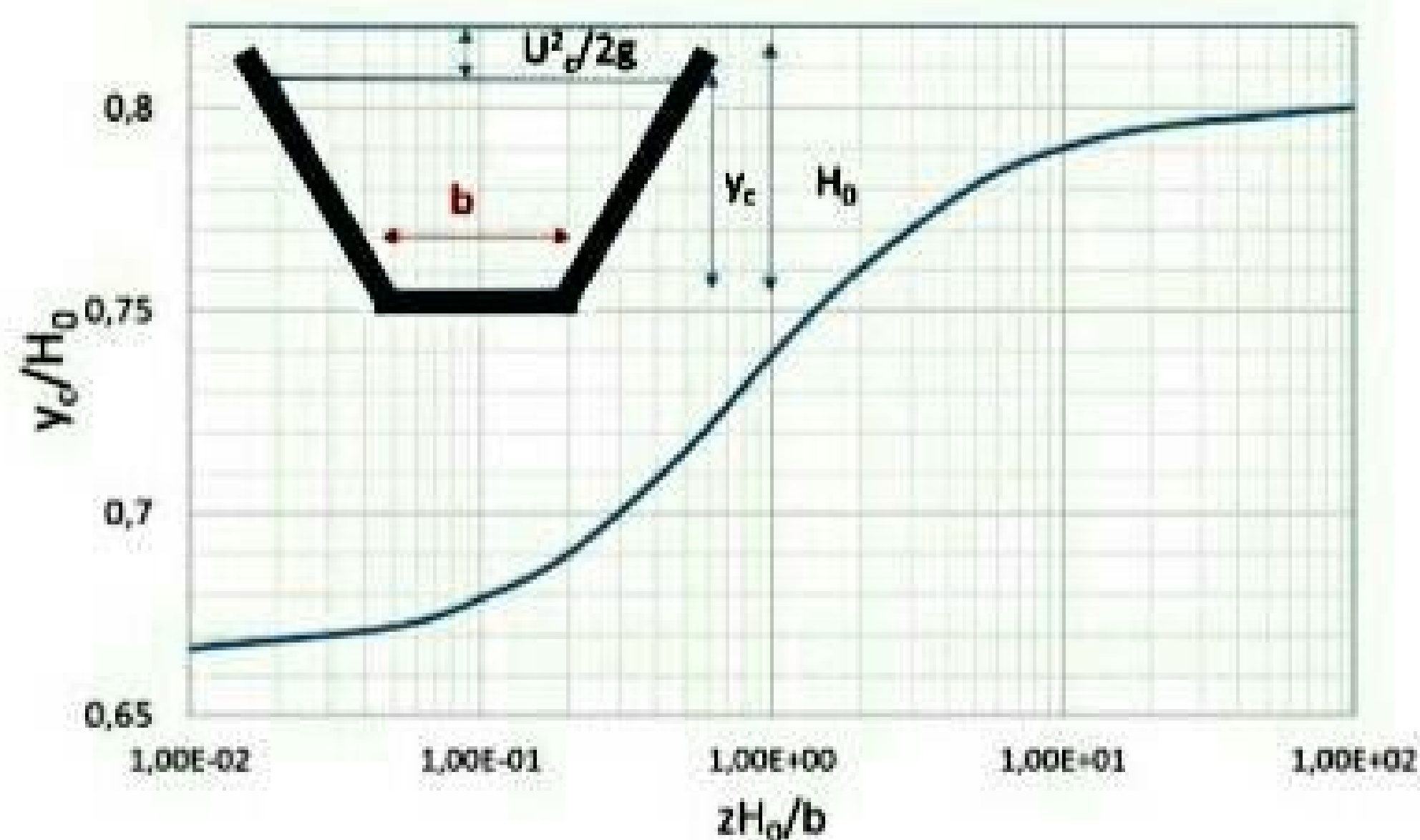


Fig. 9-7 Energía específica en función del tipo de sección y del calado crítico

Ejemplo 9-10

Determinar el calado crítico de un canal de sección rectangular de máxima eficiencia hidráulica, con pendiente 0.1%, $n=0.011$ que transporta $Q=0.35 \text{ m}^3/\text{s}$. ¿Cuál sería la pendiente necesaria para que el agua circulase en régimen crítico?

La sección de máxima eficiencia hidráulica debe cumplir que

$$Q = \frac{\sqrt{I_0}}{n} \left(\frac{2h^2}{4h} \right)^{3/2} (2h^2) = \frac{2^{1/3} \sqrt{I_0}}{n} h^{8/3}$$

Para estas condiciones, despejando de la expresión anterior, $h=0.416\text{m}$ y por lo tanto $B=0.832\text{m}$.

La velocidad será $Q/\omega=1.009 \text{ m/s}$ y por lo tanto $F = \frac{u}{\sqrt{gh}} = 0.4996$. Esto quiere decir que

el régimen es subcrítico y que el agua puede ir más deprisa con un calado menor.

La energía específica de esta situación es

$$H_0 = h + \frac{Q^2}{2g\omega^2}$$

$H_0=0.4682 \text{ m}$ y entonces $h_c=2H_0/3=0.3121 \text{ m}$

Para conseguir esa situación la pendiente deberá ser, despejando de la ecuación inicial, $i_0=0.00462$, con lo que la nueva velocidad será $u=1.795 \text{ m/s}$

Cuando se produce una modificación suave de la forma de la sección, por ejemplo, un estrechamiento, el problema debe ser resuelto considerando los supuestos de conservación de la energía específica (ya que las pérdidas por rozamiento suelen ser despreciables) y así obtener los valores del calado en las sucesivas secciones de transición entre las dos secciones en régimen permanente. El límite para este caso está en el valor de energía específica mínima que acompaña al calado crítico. Si se incumple este principio la transición no será gradual y cabe esperar grandes pérdidas de energía. (p.e. resalto hidráulico).

Ejemplo 9-11

Sea un canal rectangular de $B=0.5\text{m}$, $h=0.6\text{m}$ que transporta un caudal $Q=0.3 \text{ m}^3/\text{s}$. Determinar el calado si aparece un estrechamiento de anchura $B=0.4 \text{ m}$. ¿Cuál sería la anchura mínima de la garganta para este caso?

Si el estrechamiento no es brusco, la energía se conservará luego H_0 se puede utilizar para determinar el nuevo valor del calado.

Con estas condiciones $H_0=0.6509 \text{ m}$ y el calado crítico para esta sección es $h_c=2H_0/3=0.4339 \text{ m}$, por lo que el estrechamiento propuesto es posible.

Podemos ahora calcular el nuevo calado suponiendo efectivamente que se conserva la energía y entonces, de la expresión de la energía específica,

$$H_0 = h + \frac{Q^2}{2g\omega^2}$$

Determinamos h , mediante iteraciones ya que

$$H_0 = h + \frac{Q^2}{2g(Bh)^2}$$

La mejor forma es poner la ecuación en forma implícita como

$$h = H_0 - \frac{Q^2}{2g(Bh)^2}$$

Las iteraciones permiten obtener las sucesivas aproximaciones de h .

iteración	$h(m)$
1	0.5713
2	0.5631
3	0.5606
4	0.5597
5	0.5595
6	0.5594
7	0.5593

Para obtener el valor de la anchura mínima de la garganta se considerará que corresponde a una sección de la que, el calado es h_c y entonces, de la ecuación general, $\omega_{\min}=0.1453 \text{ m}$ y $B_{\min}=0.33\text{m}$

En general la circulación de agua en régimen supercrítico disipa más energía ya que la velocidad y el rozamiento son mayores. Esta situación hace que de manera espontánea la circulación tienda a realizarse en régimen subcrítico cuando se deja al sistema llegar al equilibrio.

Cuando se pasa de flujo supercrítico a flujo subcrítico puede producirse un aumento del calado que se conoce como resalto hidráulico. En general no se recupera el nivel previo de energía al producirse importantes pérdidas por rozamiento y turbulencias.

9.5 Bibliografía y referencias

Aisenbrey, A.J, (1974) Design of Small Canal Structures, 1978: Engineering Technology Pertaining Primarily to the Design of Small Canal Structures of Less Than 100-cubic-feet-per-second Capacity. United States. Bureau of Reclamation, Water resources technical publication

Chow, V.T. (1985), Hidráulica de los canales. Ed. Diana, 633 p

Giles, R.V. (1962) Mecánica de fluidos e hidráulica, Panamá McGraw-Hill. 274 p

Kraatz D. B, (1977), Revestimiento de canales de riego. Número 1 de Colección FAO: Fomento de tierras y aguas, Volumen 1 de FAO. Fomento de Tierras y Aguas

Losada Villasante, A. (2000), El Riego: fundamentos hidráulicos Ed. Mundi-Prensa, 461p

Martínez Cañadas, M.A. (1993). Hidráulica aplicada a proyectos de riego. Universidad de Murcia. 312 pp.

U.S.B.R. (1953). Bureau of Reclamation Manual. Vol. V, Irrigated lands use, part. 2, land classification. Depart. of the Interior. Washington D. C. - 132 p.

9.6 Ejercicios propuestos

- 1) *Determinar el diámetro de una tubería de hormigón que sirve para desaguar un sistema de drenaje, en lámina libre, si $n_m=0.012$, $I=0.008$, para evacuar un caudal máximo de $Q=0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ si no se desea que el agua suba por encima de su mitad y la velocidad máxima es 1 m/s*
Sol $D=0.713\text{m}$, $I_0=0.00143$
- 2) *Resolver el problema anterior si el criterio es que la sección sea de máxima eficiencia hidráulica.*
Sol $D=0.540\text{m}$, $I_0=0.0016$
- 3) *Diseñar un canal de sección rectangular, de máxima eficiencia hidráulica, si $Q=0.1 \text{ m}^3/\text{s}$, $I_0=0.01$, $n=0.012$ y $v_{\max}=1 \text{ m/s}$.*
Sol $y=0.223 \text{ m}$, $b=2h$, $I_0=0.00267$
- 4) *Diseñar un canal de sección trapecial, de máxima eficiencia hidráulica, si $Q=0.05 \text{ m}^3/\text{s}$, $I_0=0.01$, $n=0.015$ y $v_{\max}=0.5 \text{ m/s}$, $z=1$.*
Sol $y=0.233 \text{ m}$, $b=0.193 \text{ m}$, $I_0=0.000983$
- 5) *Diseñar un canal de sección triangular, de máxima eficiencia hidráulica, si $Q=0.05 \text{ m}^3/\text{s}$, $I_0=0.01$, $z=1$, $n=0.015$ y $v_{\max}=0.5 \text{ m/s}$.*
Sol $y=0.316 \text{ m}$, $I_0=0.00065$
- 6) *Sea una sección natural definida mediante la tabla adjunta, si la pendiente $I_0=0.005$, determine el calado para un caudal $Q=8.237 \text{ m}^3/\text{s}$.*
Sol $y=2.579 \text{ m}$

$X(\text{m})$	0	1	2	3	10	15	15.5
$Y(\text{m})$	6	1	0	2	4	4.1	6
n	0.08	0.011	0.011	0.011	0.08	0.08	0.08

- 7) *Sea un canal rectangular con $b_1=1 \text{ m}$, $n=0.01$, $I_0=0.01$, que transporta $Q=1 \text{ m}^3/\text{s}$. Debe atravesar un paso estrecho de anchura $b_2=0.75 \text{ m}$. ¿Cuál sería el calado crítico?, Cuales son los calados normales en la sección de entrada? ¿Y en la de salida?*
Sol $y_c=0.571 \text{ m}$, $y_{0A}=0.771 \text{ m}$, $y_{0B}=0.303 \text{ m}$, $y_{1A}=0.303 \text{ m}$, $y_{1B}=0.7$

10 Aforo en sistemas abiertos

10.1 Introducción

La medida del gasto es fundamental para el control del agua en cualquier sistema hidráulico. En el caso de redes de distribución de agua, la conveniencia y necesidad de medir la cantidad de agua que por ellas se conduce es evidente. La ausencia en dichas redes de elementos de aforo contribuye al uso irracional del agua y genera conflictos entre los usuarios. Asimismo, se impide la evaluación sistemática de las posibles pérdidas, la entrega de los módulos necesarios y la tarificación por consumo real.

En el caso de corrientes superficiales naturales, los estudios hidrológicos sobre avenidas se basan en análisis estadísticos de series de datos de medidas continuas o sistemáticas de caudales

Los métodos de aforo de corrientes de agua se basan generalmente en el uso de una Ecuación de Gasto, de forma directa o indirecta.

De forma directa hay que determinar previamente la velocidad media o el campo de velocidades correspondiente a una sección transversal de la corriente

De forma indirecta se emplean expresiones teóricas (empíricas), con fuerte apoyo experimental, de forma que se relaciona el gasto con otra magnitud hidráulica de fácil medición: la presión disponible o su variación en el caso de dispositivos cerrados, o el calado en el caso de vertido desde obras abiertas. Todos los dispositivos que determinan indirectamente el caudal requieren ser previamente calibrados. Las técnicas indirectas se basan en principios teóricos de marcado carácter hidráulico. Las relaciones teórico-experimentales se basan en la Ecuación General de La Hidráulica y, más concretamente en análisis de las ecuaciones de continuidad y de la energía. Así se obtienen las distintas formas de la Ecuación de Gasto aplicada a sistemas con determinadas características geométricas

10.2 Métodos volumétricos y gravimétricos:

Miden la cantidad de volumen, o de peso, del agua aportada por la corriente durante un tiempo, que también ha de medirse. Utilizando el Peso Específico del agua transformamos el peso medido en volumen.

Estos métodos son apropiados para el aforo de caudales pequeños (riego localizado o por surcos). Se requiere el uso de un depósito cubicado y un cronómetro. El uso de depósitos cubicados es frecuente en laboratorios de Hidráulica para efectuar verificaciones de los aforos realizados por caudalímetros y contadores. Los Medidores de Desplazamiento se usan también para mediciones directas de volúmenes, Hay medidores de 2 tipos: uno vacía un peso conocido de fluido cada vez que se desplaza y otro desaloja un volumen conocido en cada desplazamiento. En los dos casos, el n° de veces que se vacía en un determinado periodo de tiempo es registrado, calculándose el flujo directamente a partir de ese dato.

$$Q = V.n$$

ec. 10-1

- Q caudal
- n número de vaciados del medidor por unidad de tiempo
- V volumen de la cubeta de medición

Si el medidor vacía un peso constante en cada operación, el caudal será

$$W = \gamma \cdot V \cdot n$$

ec. 10-2

con W gasto másico
 γ peso específico del fluido

Como ejemplos de este tipo de aforador se pueden citar los siguientes:

Medidor de cucharón (balancín), Medidor de pistón (de desplazamiento volumétrico), Medidor de esfera oscilatoria, Medidor de aleta rotativa, Método del cangilón basculante (mide número ó tiempo de vuelco)

10.3 Métodos basados en la estimación de la velocidad media

En estos métodos el cálculo se realiza multiplicando la velocidad media por la sección transversal de paso de agua

$$Q = \bar{U} \cdot \omega$$

ec. 10-3

En el caso de conducciones libres, acequias rectangulares, la distribución de velocidades permite estimar como velocidad media la correspondiente a una profundidad de $h=0.7y$, siendo y el calado. Otra estimación de la velocidad media es promediar las existentes a las profundidades $h=0.8y$ y $h=0.2y$.

Se puede estimar la velocidad mediante una serie de procedimientos como:

Flotadores: estiman la velocidad media. Se suele considerar $u = 0.8u_s$, siendo u_s la velocidad en superficie medida con el flotador.

Ejemplo 10-1

Sea un canal en el que se ha medido la velocidad en superficie, $u_s=1.2$ m/s. Determine la velocidad media y el caudal si la sección de paso es $\omega=0.8$ m².

Utilizando la relación anterior, $u_{media}=0.96$ m/s y entonces $Q=0.768$ m³/s

Trazadores: son sustancias, sales o colorantes, que, al ser incorporadas a la corriente, son transportadas con su misma velocidad, de forma que detectando su paso por una sección situada a una distancia determinada aguas abajo del punto de incorporación y midiendo el tiempo invertido en ese desplazamiento, estimamos la velocidad media y por tanto Q . También se ha ensayado, con bastantes limitaciones legales, el uso de radioisótopos como trazadores, utilizando contadores *Geiger* para su detección

Molinetes: Para el caso de corrientes en movimiento uniforme y permanente (no hay aceleración), podemos representar la sección transversal como una superficie de caudal (envolvente del vector velocidad en cada punto de la sección). En estas condiciones se puede aforar la corriente midiendo con aparatos adecuados (molinetes, tubos de Pitot y sonda de Prandtl) la velocidad del agua en un número suficientemente grande de puntos a fin de determinar la superficie de caudal y posteriormente el caudal de la corriente. La sección de medida debe venir precedida de un tramo recto de sección homogénea suficientemente largo.

Un molinete es una hélice que gira. La medida se efectúa por la relación entre la velocidad de rotación de la hélice y la del movimiento del agua. El molinete no mide velocidad instantánea, sino el valor medio a lo largo del tiempo de duración de la medida.

Una mayor precisión en el aforo exige aumentar los puntos de medida de velocidad ya que la superficie de caudal queda mejor definida. Hay distintos métodos para determinar

el número y la distribución dentro de la sección de la corriente, de los puntos de medida con molinete que permitan determinar el aforo con suficiente fiabilidad.

Tubo de Pitot: es un tubo con un codo en ángulo recto. Se dispone dentro de la corriente de forma que la parte acodada se enfrenta a la corriente, siendo su punto frontal un punto de parada (velocidad nula). En el Pitot, en el orificio de parada la altura piezométrica de la corriente se corresponde con la de energía: $H=h$, que puede medirse conectando un piezómetro al tubo de Pitot. El piezómetro conectado a éstos orificios mide la altura piezométrica de la corriente.

El tubo de Pitot se usa en corrientes libres, en dónde h se corresponde con la altura de la superficie libre y por tanto, la altura de velocidad será la que mida el piezómetro sobre dicha superficie, siendo h la altura medida en el piezómetro sobre la superficie libre de la corriente.

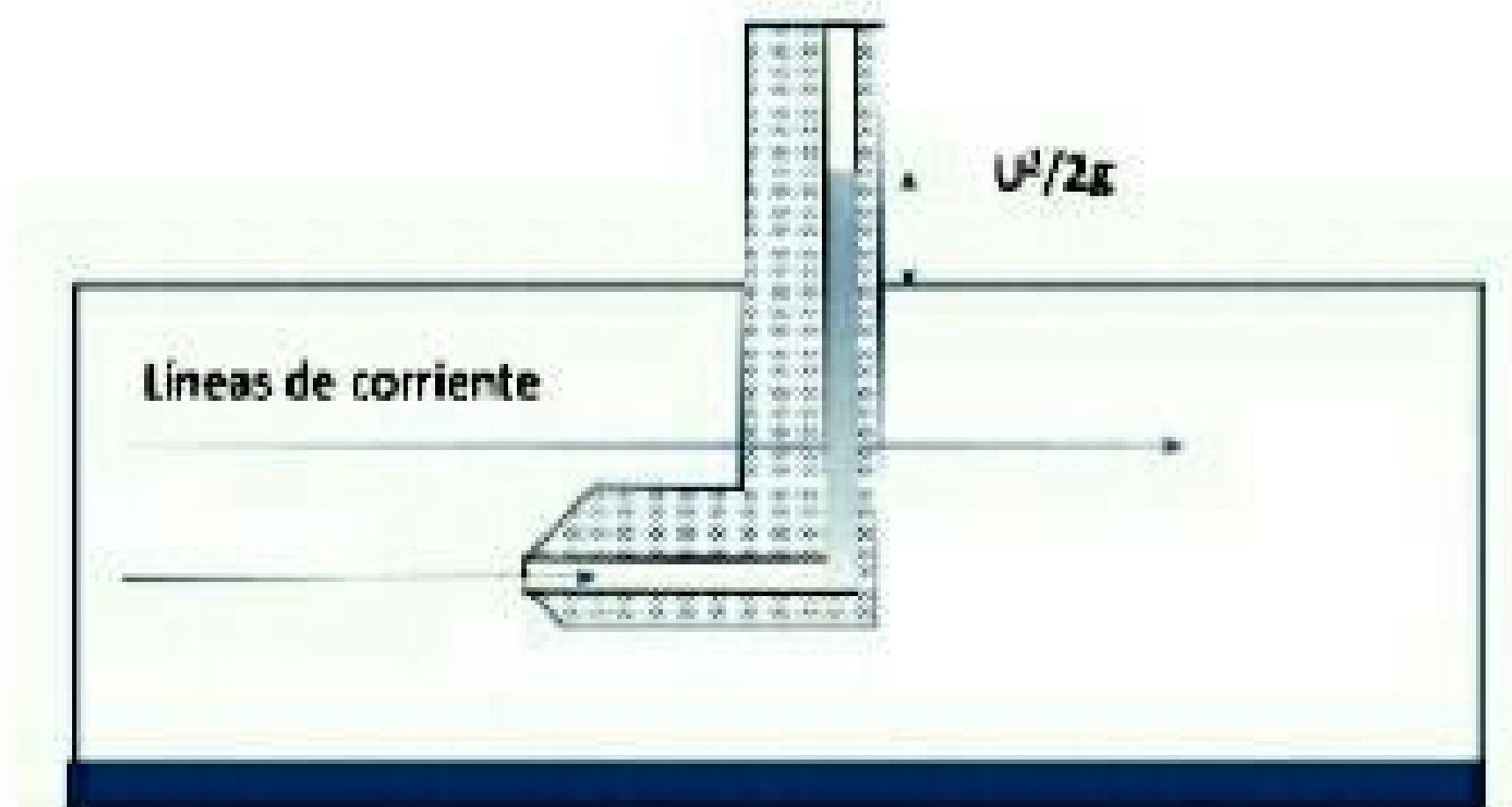


Fig. 10-1 Tubo de Pitot

Ejemplo 10-2

Sea un canal de riego en el que se ha utilizado un tubo de pitot, encontrándose que el agua asciende por el mismo una altura $h=27$ mm. Calcular la velocidad a la que circula el agua a la profundidad utilizada.

Como se ha comentado, el ascenso h por el tubo de Pitot equivale al término de velocidad de la ecuación de la energía $h=u^2/2g$, con lo que $u=0.73$ m/s

10.4 Métodos basados en estructuras que imponen un estrechamiento a la corriente

Estas técnicas de aforo son las que están basadas en principios teóricos con un carácter hidráulico más marcado. El gasto se determina por aplicación de las ecuaciones de continuidad (conservación de la masa) y de la energía, obteniéndose una relación entre el gasto, los parámetros que determinan la geometría de las secciones de aproximación y estrechamiento, y la variable independiente, que será una carga que habrá de ser medida.

10.4.1 Desagüe a través de un orificio

Sea un líquido contenido en un depósito, con nivel libre constante que desagua a través de un orificio de sección w practicado en su pared.

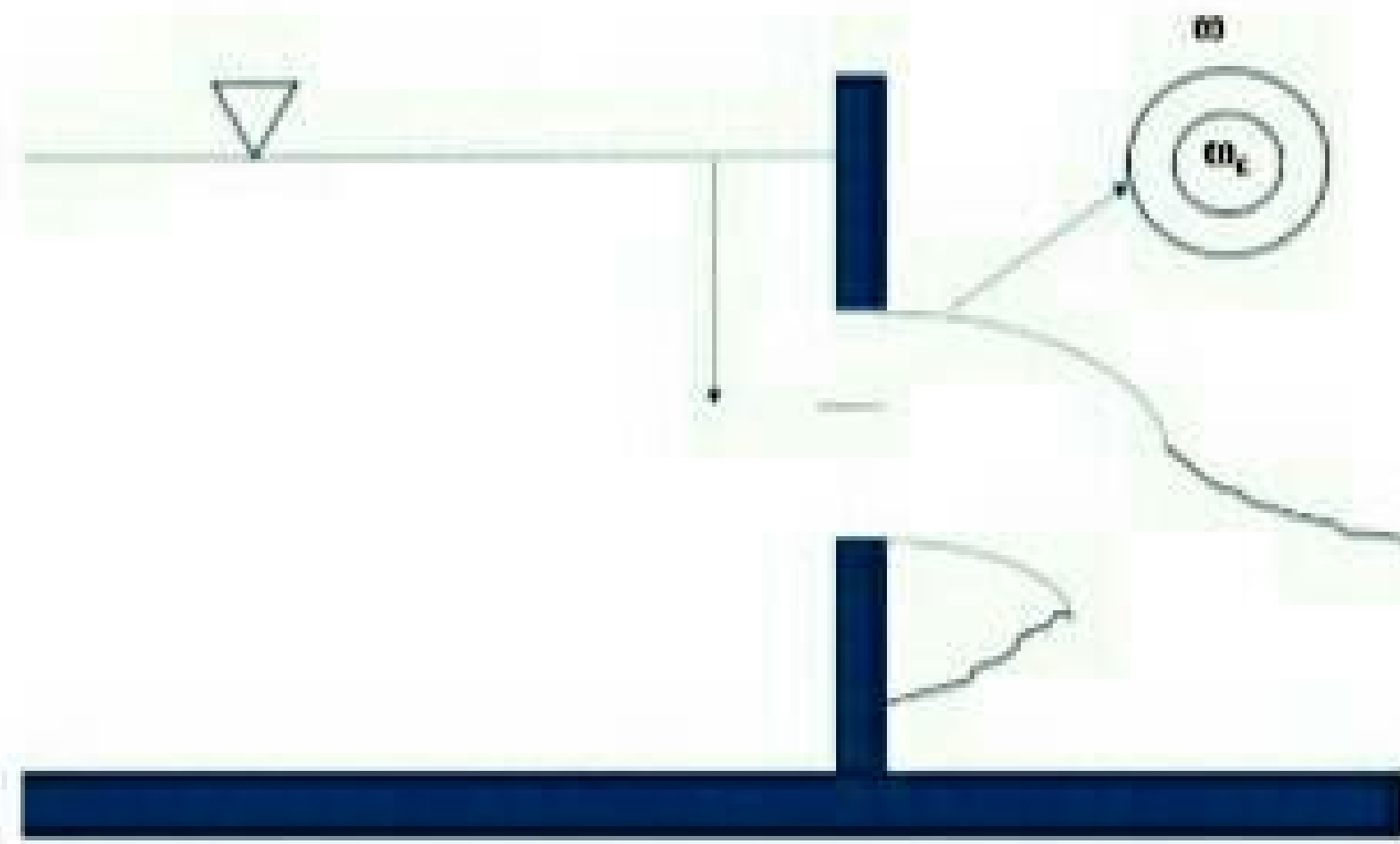


Fig. 10-2 Desagüe a través de un orificio

A la salida del orificio las venas fluidas convergen hasta alcanzar una sección inferior a la del orificio; ω_c , relacionada con la primera mediante $\omega_c = C_c \cdot \omega$

Se puede aplicar la ecuación de Bernoulli

$$\frac{P_0}{\gamma} + z_0 + \frac{u_0^2}{2g} = \frac{P_c}{\gamma} + z_c + \frac{u_c^2}{2g}$$

En donde

- $P_0 = P_c = 0$
- $z_0 - z_c = h$
- $u_0 = 0$

Por lo tanto $u_c = \sqrt{2gh}$

Entonces

$$Q = \int_{\omega_c} \sqrt{2gh} d\omega_c \approx c_c \omega \sqrt{2gh}$$

Ejemplo 10-3

Dado un depósito de altura $H=25$ m, en el que se practica un orificio de $D=2$ mm a una altura $z=5$ m, determinar el caudal que se vierte si el C_c se estima en 0.95.

Dado que $H=25$ m y $z=5$ m, la carga que actúa es $h=20$ m.

La sección de salida es $\omega=3.14159 \times 10^{-6}$ m², entonces, aplicando

$$Q = c_c \omega \sqrt{2gh}$$

$$Q = 0.00117112 \text{ m}^3/\text{s} = 1.1711 \text{ l/s}$$

10.4.2 Compuertas:

Nos vamos a referir a compuertas de fondo que modifican el movimiento uniforme en una conducción libre de sección rectangular. La vena líquida no cae libremente, sino que está guiada por un límite plano horizontal (la solera del canal). La consideración de movimiento paralelo, tanto en la sección de aproximación como en la contraída, permite, aplicando las ecuaciones de continuidad y de la energía, obtener la ecuación del gasto, q , por unidad de anchura de la compuerta:

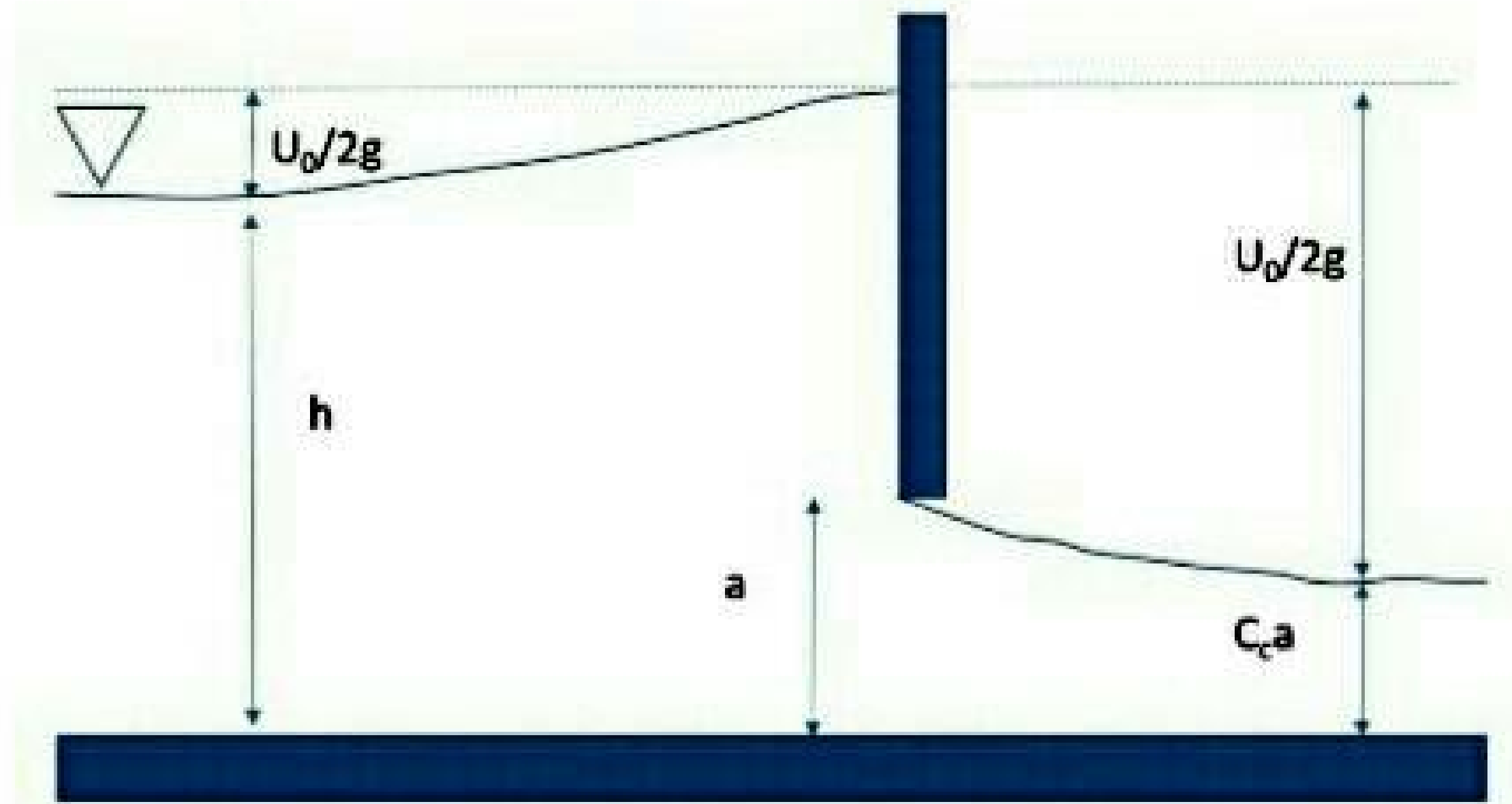


Fig. 10-3 Compuerta de fondo

$$h + \frac{u_0^2}{2g} = c_c a + \frac{u_c^2}{2g}$$

ec. 10-4

Despejando,

$$h - c_c a = \frac{u_c^2}{2g} \left(1 - \frac{u_0^2}{u_c^2} \right)$$

como el caudal específico que pasa por la compuerta es

$$q = a \cdot u_0 = c_c \cdot a \cdot u_c$$

ec. 10-5

entonces

$$q = c_c a \frac{\sqrt{2g(h - c_c a)}}{\sqrt{1 - \left(\frac{c_c a}{h} \right)^2}}$$

Que simplificando términos queda como

$$q = c_c a \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 - c_c \frac{a}{h}}} = c_d \omega_c \sqrt{2gh}$$

ec. 10-6

Cuando se trata de fluido real se considera un c_d : coeficiente de gasto en función de la apertura de la compuerta y del calado en la sección de acercamiento.

Ejemplo 10-4

Dada una compuerta situada en un canal de $B=1$ m, de abertura $a=25$ cm y $C_c=0.65$, se ha medido un calado $h=45$ cm antes de la compuerta. ¿Cuál será el caudal que está pasando por ese canal?

Aplicando

$$q = c_c a \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 - c_c \frac{a}{h}}}$$

Se obtiene $q=0.604 \text{ m}^2/\text{s}$. Como la anchura es $B=1 \text{ m}$, $Q=0.604 \text{ m}^3/\text{s}$

10.4.3 Vertederos en pared delgada

Se forman por una pared vertical construida transversalmente al final de un canal de sección uniforme, con una escotadura en su parte superior por la que se obliga a pasar toda la corriente. De éste modo el agua vierte por encima de dicha pared, y de ahí el nombre de vertederos con que se denominan éstos dispositivos de aforo.

La diferencia de elevación, h , entre la cresta del vertedero y la superficie libre del agua, aguas arriba del mismo, se denomina altura de vertido, la altura de la cresta de vertido sobre la solera del canal es p . Por tanto, el calado de la corriente de aproximación es $h+p$.

Los vertederos pueden ser contraídos o sin contracción lateral. Es contraído cuando el ancho total de la escotadura no alcanza al del canal. La lámina vertiente debe caer libremente desde el vertedero y, en ningún caso debe quedar adherida al mismo.

Existen distintos tipos de vertederos en pared delgada según la forma de la escotadura: Rectangulares, triangulares y trapeciales.

10.4.3.1 Vertedero rectangular

Como paso previo se debe estudiar el caso de desagüe mediante una ranura horizontal.

Si se toma como referencia el borde inferior de la ranura y se aplica la ecuación de Bernoulli, entre dos puntos, uno en la sección de acercamiento y otro en la parte contraída del chorro, se puede determinar:

$$u = \sqrt{2g \left(\frac{u_0^2}{2g} + h - z \right)}$$

ec. 10-7

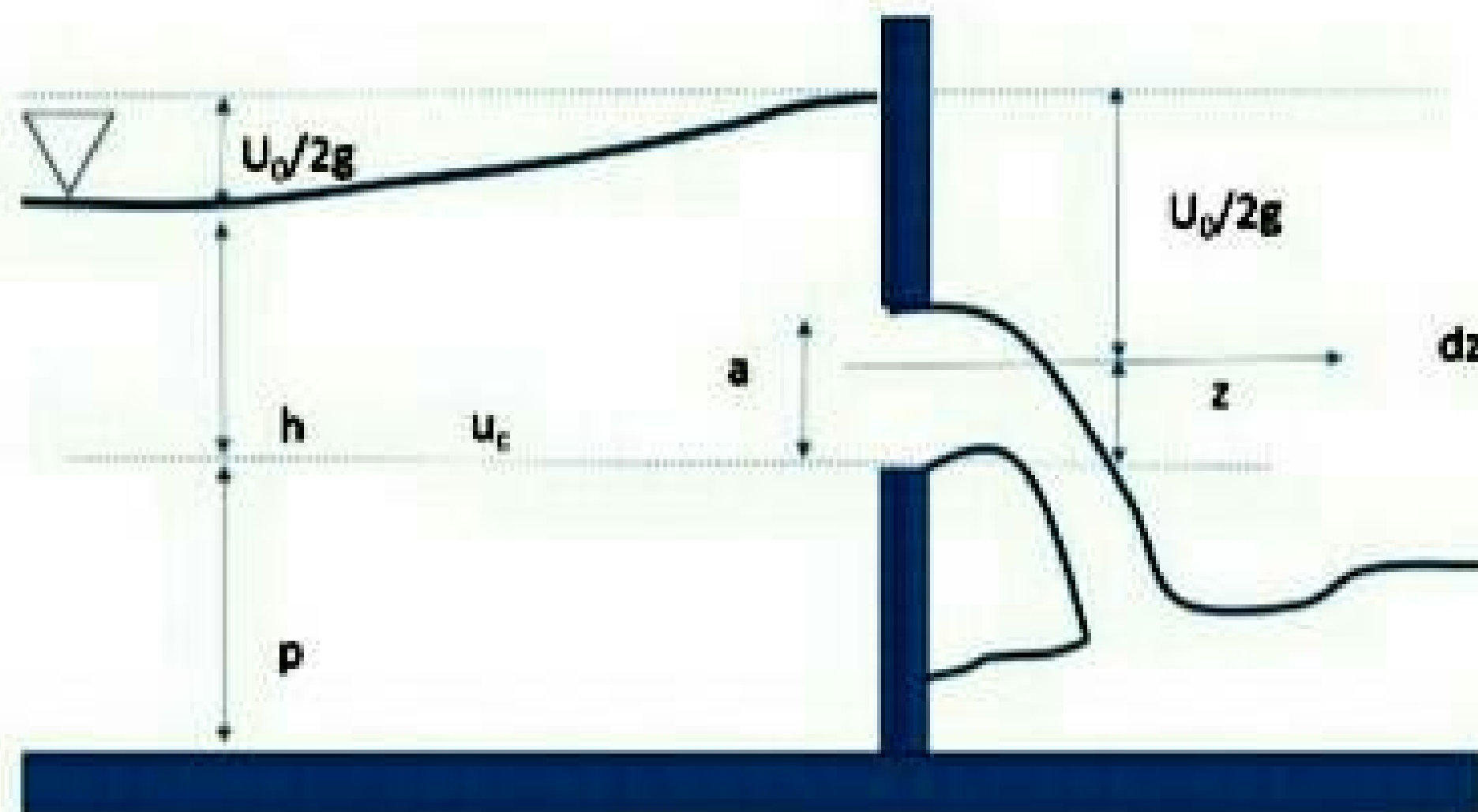


Fig. 10-4 Vertido a través de una ranura horizontal (Losada, 1995)

En cada sección elemental se puede registrar un gasto $dq=u \cdot dw$

Suponiendo que $dw=c_c \cdot dz$, Entonces

$$q = \int_0^a c_c \sqrt{2g \left(\frac{u_0^2}{2g} + h - z \right)} dz = \frac{2}{3} c_c \sqrt{2g} \left(\left[\frac{u_0^2}{2g} + h \right]^{\frac{3}{2}} - \left[\frac{u_0^2}{2g} + h - a \right]^{\frac{3}{2}} \right)$$

ec. 10-8

La solución de esta expresión puede realizarse mediante aproximaciones sucesivas teniendo en cuenta que u_0 depende de q .

El cálculo del gasto registrado por un vertedero sería un caso particular de esta expresión, cuando $a=h$ que suele simplificarse despreciando u_0 y entonces:

$$q = \frac{2}{3} c_c \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}}$$

ec. 10-9

Ejemplo 10-5

Dado un vertedero rectangular de anchura $b=3$ cm. Se ha realizado un ensayo para determinar su coeficiente de gasto. Los datos de aforo en laboratorio se pueden ver en la tabla adjunta. ¿Cuál será su coeficiente de gasto?

$h(mm)$	9.1	20	42.2	56.1
$V(l)$	4	6	10	15
$t(s)$	44.67	32.63	18.22	19.19

Lo primero será determinar el caudal $q=Q/b$ en cada caso

$h(mm)$	9.1	20	42.2	56.1
$Q(m^3/s)$	0.0000895	0.0001839	0.0005488	0.0007817

El caudal estimado, de la ecuación $Q = b \frac{2}{3} \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}}$ permite determinar el caudal teórico para $C_g=1$, comparando estos resultados con los medidos, la relación entre ambos será C_g

$$C_g = Q_{med} / \left(b \frac{2}{3} \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}} \right)$$

$Q_{th}(m^3/s)$	0.0000769	0.0002506	0.0007680	0.0011771
$Q_{med}(m^3/s)$	0.0000895	0.0001839	0.0005488	0.0007817
C_g	1.1644	0.7338	0.7146	0.6640

El valor medio es $C_d=0.6418$

10.4.3.2 Vertedero triangular

En este caso al tratarse de caudales pequeños se desprecia u_0 y siendo $y=h-z$, el gasto elemental será,

$$dQ = c_c x dy \sqrt{2gy}$$

y dado que se puede relacionar x con z , como

$$x/2 = z \cdot \operatorname{tg}(\theta/2)$$

se puede deducir que:

$$Q = c_c \cdot 2 \cdot \operatorname{tg}(\theta/2) \sqrt{2g} \cdot \int_0^h (h-y) \sqrt{y} \, dy = \frac{8}{15} c_c \cdot \operatorname{tg}(\theta/2) \sqrt{2g} \cdot h^{5/2}$$

ec. 10-10

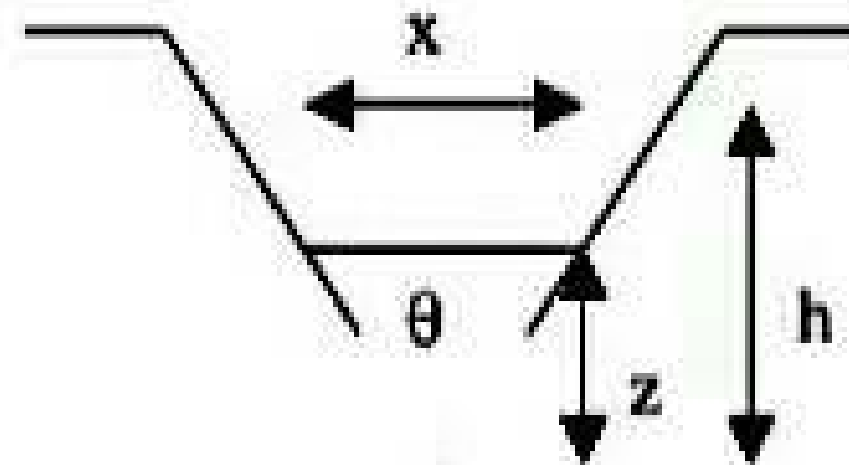


Fig. 10-5 Esquema de un vertedero triangular

Ejemplo 10-6

Dado un vertedero triangular de ángulo $\theta=90^\circ$, se ha medido el calado como $h=12$ cm, si el $C_g=0.65$, determine el caudal que estará pasando por el sistema.

Aplicando

$$Q = \frac{8}{15} c_c \operatorname{tg}(\theta/2) \sqrt{2g} \cdot h^{5/2}$$

$\operatorname{tg}(\theta/2)=1$, entonces, $Q=0.0124 \text{ m}^3/\text{s}=12.4 \text{ l/s}$

10.4.3.3 Vertederos en pared gruesa: Módulos de estrechamiento largo

El régimen crítico, necesario para la operación de aforo, se puede provocar mediante un estrechamiento de la sección de paso. El caso más general consiste en la aplicación de una elevación p de la solera y una sección lateral más estrecha que la normal del canal.



Fig. 10-6 Aforador de estrechamiento largo

En estas circunstancias se puede obtener una relación de aforo que involucra a los calados de acercamiento y de la sección de control, pero esto obligaría a medir dos variables y se prefiere, en general estudiar el problema desde la perspectiva de las condiciones que debe reunir una corriente bajo régimen crítico.

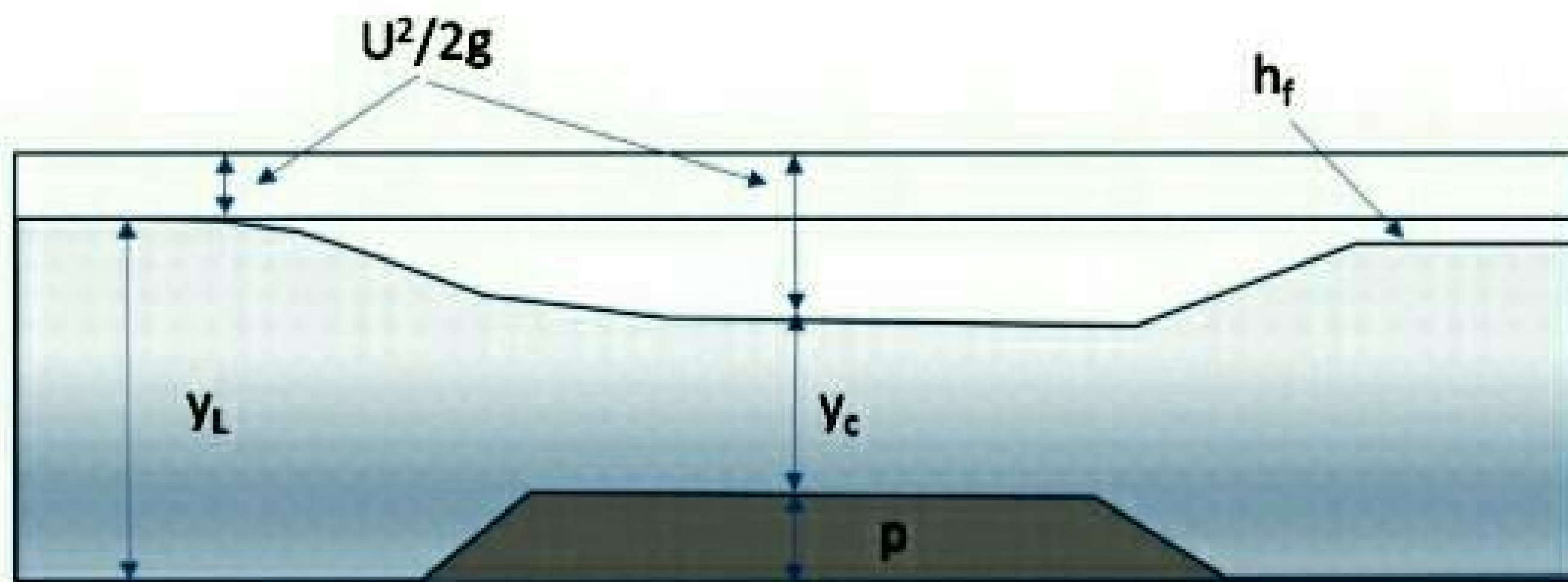


Fig. 10-7 Variación del calado en una sección de aforo modular

Bajo estas condiciones se cumple que

$$1 - \frac{Q^2}{g\omega_c^3} B_c = 0$$

ec. 10-11

Con lo que $Q = \sqrt{g\omega_c^3} B_c^{-1/2}$

Las condiciones geométricas de una sección trapezoidal son conocidas

$$\omega_c = b + zh^2$$

$$B_c = b + 2zh$$

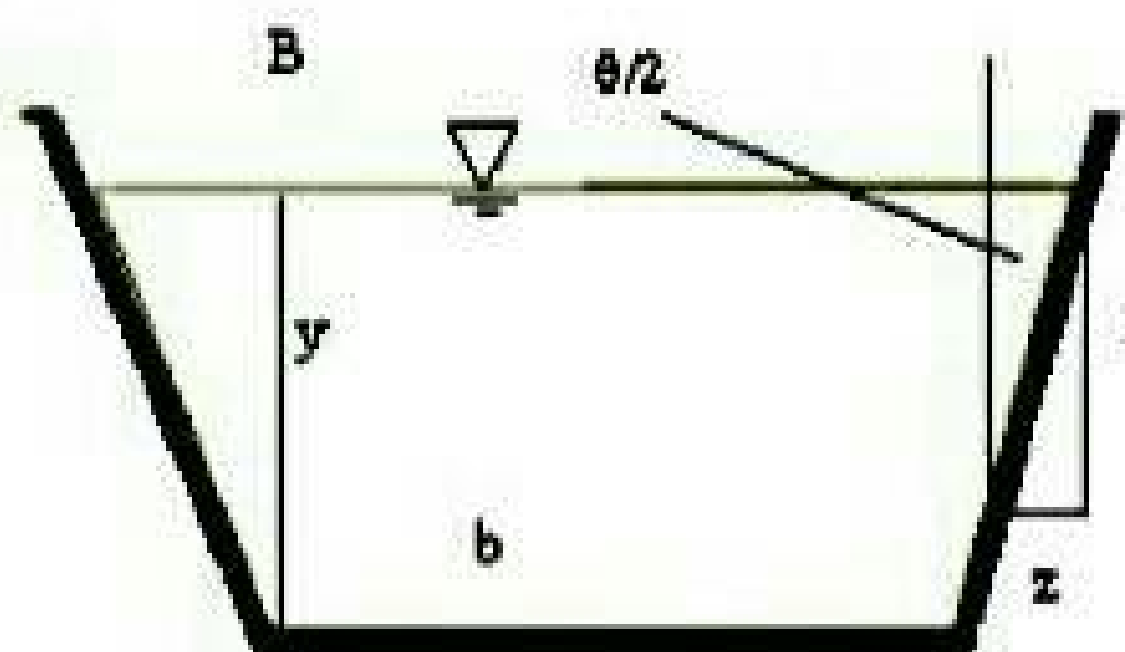


Fig. 10-8 Sección trapezoidal

Entonces, operando se obtiene

$$Q = \sqrt{g} b h_c^{3/2} \frac{\left(1 + \frac{zh}{b}\right)^{3/2}}{\left(1 + \frac{2zh}{b}\right)^{1/2}}$$

ec. 10-12

Dado que se debe cumplir

$$\frac{h_c}{H_0} = \frac{2 \frac{b}{zH_0} + \frac{2h}{H_0}}{3 \frac{b}{zH_0} + \frac{5h}{3H_0}}$$

Puede ponerse como

$$\frac{Q}{\left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} b H \sqrt{gH}} = c_g$$

ec. 10-13

Donde c_g es un coeficiente que depende de la geometría de la sección de paso. Para una sección rectangular $z=0$ y $c_g=1$

Entonces

$$\frac{Q}{\left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} b H \sqrt{gH}} = 1$$

y para una sección triangular $b=0$ y por lo tanto. $h_c=4/5H$.

En general, para una sección trapecial

$$Q = \frac{2^{\frac{9}{2}}}{5^{\frac{5}{2}}} \operatorname{tg}(\theta/2) \sqrt{gH}^{\frac{5}{2}}$$

ec. 10-14

Que puede ser resuelta de forma iterativa, considerando $H = h + \frac{u^2}{2g}$ y $Q=u.\omega$, o bien utilizar diferentes tablas y ábacos para determinar el coeficiente de gasto.

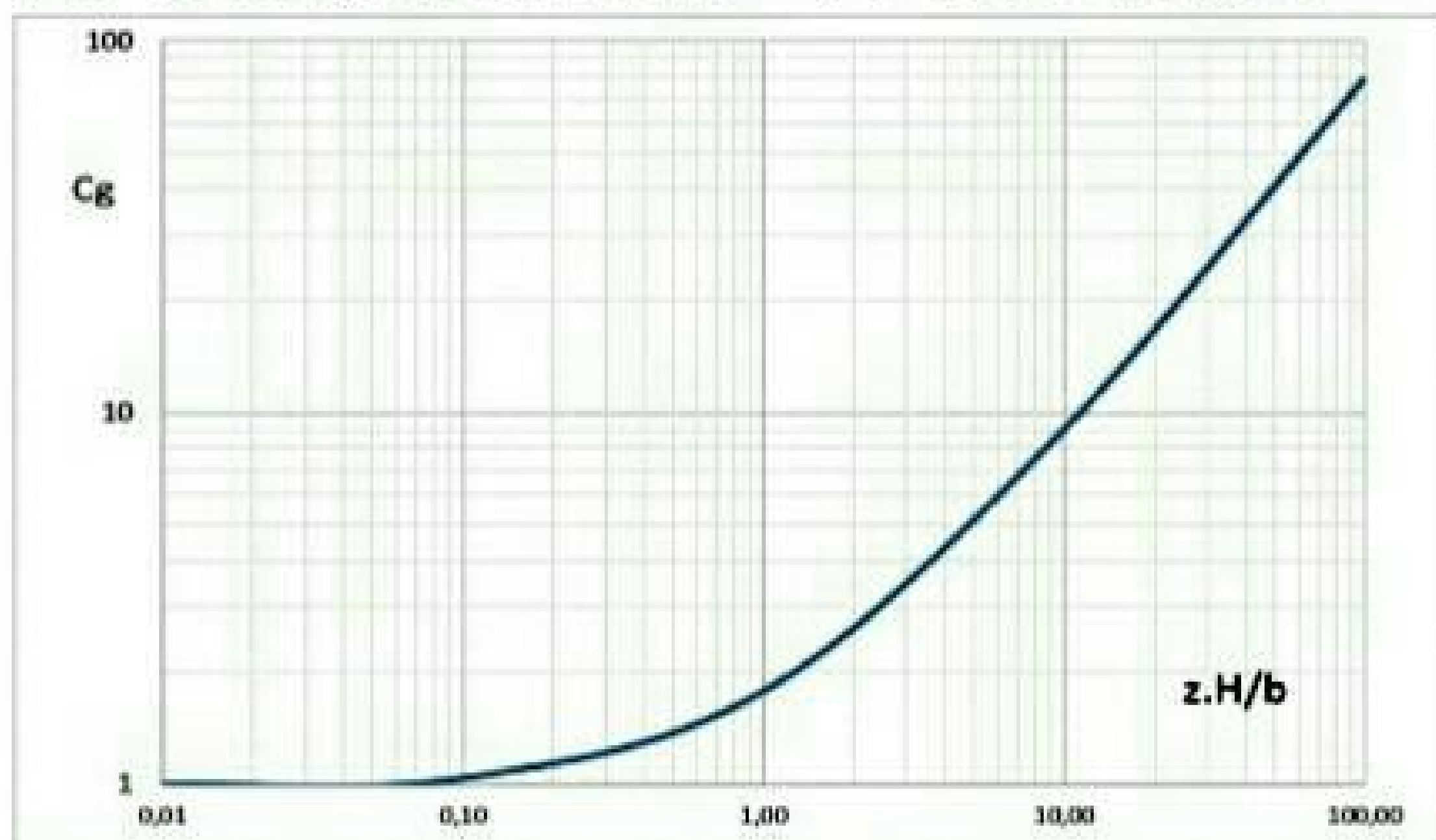


Fig. 10-9 c_g para aforadores modulares

Para fluido real, además hay que considerar un C_d

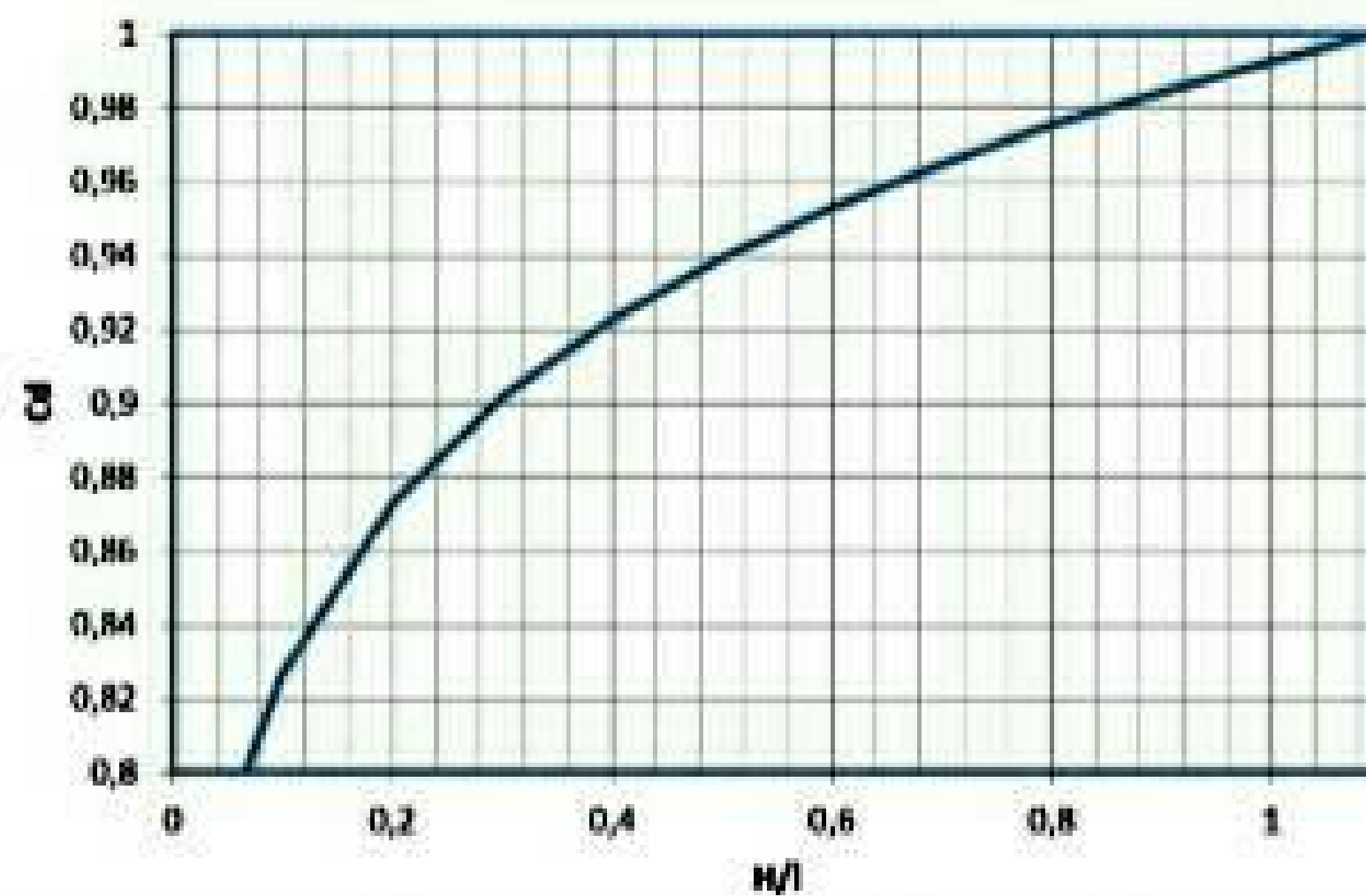


Fig. 10-10 C_d para aforadores modulares

Ejemplo 10-7

Dado un aforador de estrechamiento largo de sección trapezoidal, con $b=100$ mm, $z=0.5$ en el que se ha medido un calado $h=60$ mm en la sección de acercamiento. ¿Cuál sería el caudal que está circulando? Considere el caso de fluido perfecto y fluido real con $L=150$ mm.

Como no se especifica nada se considerará $p=0$ y entonces, en el caso de fluido perfecto.

$$Q = \frac{2^{3/2}}{5^{3/2}} \sqrt{g} (\theta/2) \sqrt{g} H^{3/2}$$

Se observa que se ha medido h pero en la expresión aparece H , entonces hay que utilizar la ecuación

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

Para determinar la velocidad es necesario conocer la sección, y ésta es $\omega = bh + z \cdot h^2$
 $\omega=0.0078$ m², con los datos aportados.

Establecemos un esquema de iteraciones aplicando la ecuación de aforo con $H=h$, entonces se obtiene un primer valor de Q . A partir de este valor se determina $u=Q/\omega$, lo que permite hallar H , conocido h . Entonces con este nuevo valor de H se obtiene un nuevo valor de Q y así sucesivamente hasta que los caudales y las energías H sean suficientemente parecidas entre dos iteraciones sucesivas.

$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$u(\text{m/s})$	$H(\text{m})$
0.000558975	0.0716635	0.06026176
0.000565092	0.07244766	0.06026752
0.000565227	0.07246497	0.06026764

El esquema converge rápidamente y así en tres iteraciones se obtiene $Q=0.565$ l/s

Para el caso de fluido real, la expresión es

$$Q = \frac{2^{9/2}}{5^{5/2}} C_d z \sqrt{g} H^{5/2}$$

Hemos de añadir al esquema de iteraciones el cálculo de H/L , donde L =longitud de la garganta. Con este dato se entra en la **Error! Reference source not found.**, y así se lee el C_d , conocido éste se puede obtener una mejor aproximación del caudal.

$Q(m^3)$	$u(m/s)$	$H(m)$	H/L	C_d
0.000558975	0.07166	0.06026176	0.4017	0.923179
0.000521681	0.06688	0.06022799	0.4015	0.923137
0.000520927	0.06678	0.06022733	0.4015	0.923137
0.000520912	0.06678	0.06022732	0.4015	0.923137
0.000520912	0.06678	0.06022732	0.40151	0.923137

Se observa que converge en 4 iteraciones y que el caudal es algo menor. En cualquier caso, resulta más acertado el resultado de considerar fluido real.

10.5 Bibliografía y referencias

Chow, V.T. (1985), Hidráulica de los canales. Ed. Diana, 633 p

Giles, R.V. (1962) Mecánica de fluidos e hidráulica, Panamá McGraw-Hill. 274 p

Losada Villasante, A. (2000), El Riego: fundamentos hidráulicos Ed. Mundi-Prensa, 461p

Martínez Cañadas, M.A. (1993). Hidráulica aplicada a proyectos de riego. Universidad de Murcia. 312 pp.

10.6 Problemas propuestos

- 1) Sea un canal en el que se ha medido la velocidad en superficie, $u_s=1.8$ m/s. Determine la velocidad media y el caudal si la sección de paso es $w=0.05$ m².
Sol: $u_m=1.44$ m/s, $Q=0.072$ m³/s
- 2) Dado un canal rectangular, de base $B=0.05$ m y de pendiente 0.1%, estimar la velocidad y el caudal para una superficie de $n=0.011$ y un calado $h=0.05$ m.
Sol: $v=0.1875$ m/s, $Q=0.0004$ m³/s
- 3) Sea un canal de riego en el que se ha utilizado un tubo de Pitot, encontrándose que el agua asciende por el mismo una altura $h=45$ mm. Calcular la velocidad a la que circula el agua a la profundidad utilizada.
Sol: $v=0.939$ m/s
- 4) Dado un depósito de altura $H=20$ m, en el que se practica un orificio de $D=2$ mm a una altura $z=5$ m, determinar el caudal que se vierte si el C_c se estima en 0.98.
Sol: $Q=0.00090608$ m³/s
- 5) Dada una compuerta situada en un canal de $B=1$ m, de abertura $a=35$ cm y $C_c=0.6$, se ha medido un calado $h=48$ cm antes de la compuerta. ¿Cuál será el caudal que está pasando por ese canal?
Sol: $Q=0.859$ m³/s
- 6) Dado un vertedero triangular de ángulo $\theta=120^\circ$, se ha medido el calado como $h=22$ cm, si el $C_g=0.62$, determine el caudal que estará pasando por el sistema.
Sol: $Q=0.01064$ m³/s
- 7) Dado un aforador de estrechamiento largo de sección trapezoidal, con $b=50$ mm, $z=0.5$ en el que se ha medido un calado $h=60$ mm en la sección de acercamiento. ¿Cuál sería el caudal que está circulando? Considere el caso de fluido real con $L=200$ mm.
Sol: $Q=0.000517$ m³/s.

11 Obras de captación de esorrentía superficial

11.1 Introduccón

La esorrentía superficial es un recurso imprescindible para la agricultura en la mayor parte del mundo, incluso en las áreas secas.

Normalmente, el agua superficial está casi desprovista de sales, aunque a veces contiene elementos en suspensión.

Los métodos de captación del recurso superficial suelen interceptar las corrientes de agua permanentes o no y en general se construye una obra de retención que permite al menos derivar el agua hacia el sistema de almacenamiento o directamente a la distribución.

11.2 Azudes.

Se trata de una retención del agua circulante por un cauce. Esta retención permite la derivación directa hacia el sistema de distribución de las aguas circulantes, en general a partir de un cierto caudal del río y con un máximo valor, a partir del cual el sobrante retorna al cauce original.

Si el río es caudaloso, es posible realizar la captación mediante una sencilla toma lateral que no llega a cortar el cauce completamente.



Fig 11-1 Toma directa de un cauce

Es necesario disponer algún sistema de coladores para evitar la entrada de objetos flotantes. También es preciso disponer de un sistema de compuertas que permitan aislar la toma del cauce, en caso necesario.

Cuando se trata de cauces efímeros es frecuente la construcción de muretes de tierra interpuestos en el camino del agua, denominados Boqueras en el sureste español. En este caso también será preciso disponer de un sistema compuertas, que permitan aislar

la red, en caso necesario y de un sistema de retorno de los sobrantes al cauce principal, para el caso de que no se utilice toda el agua disponible. Por otra parte, cuando la avenida es excesiva, se rompen con facilidad evitando así que entren sedimentos en la red de distribución.



Fig 11-2 Boquera, compuerta de aislamiento y retorno de sobrantes al cauce

11.3 Embalses

El abastecimiento de agua a partir de embalses es muy antiguo y se remonta hacia el año 3000 a.C., en Oriente medio. Se conocen presas de la época romana, alguna como la de Proserpina (Mérida) todavía en uso. Los embalses constituyen la obra de regulación más frecuente en nuestro País.

Un embalse se puede descomponer en varias zonas, que delimitan diferentes volúmenes dentro del mismo.

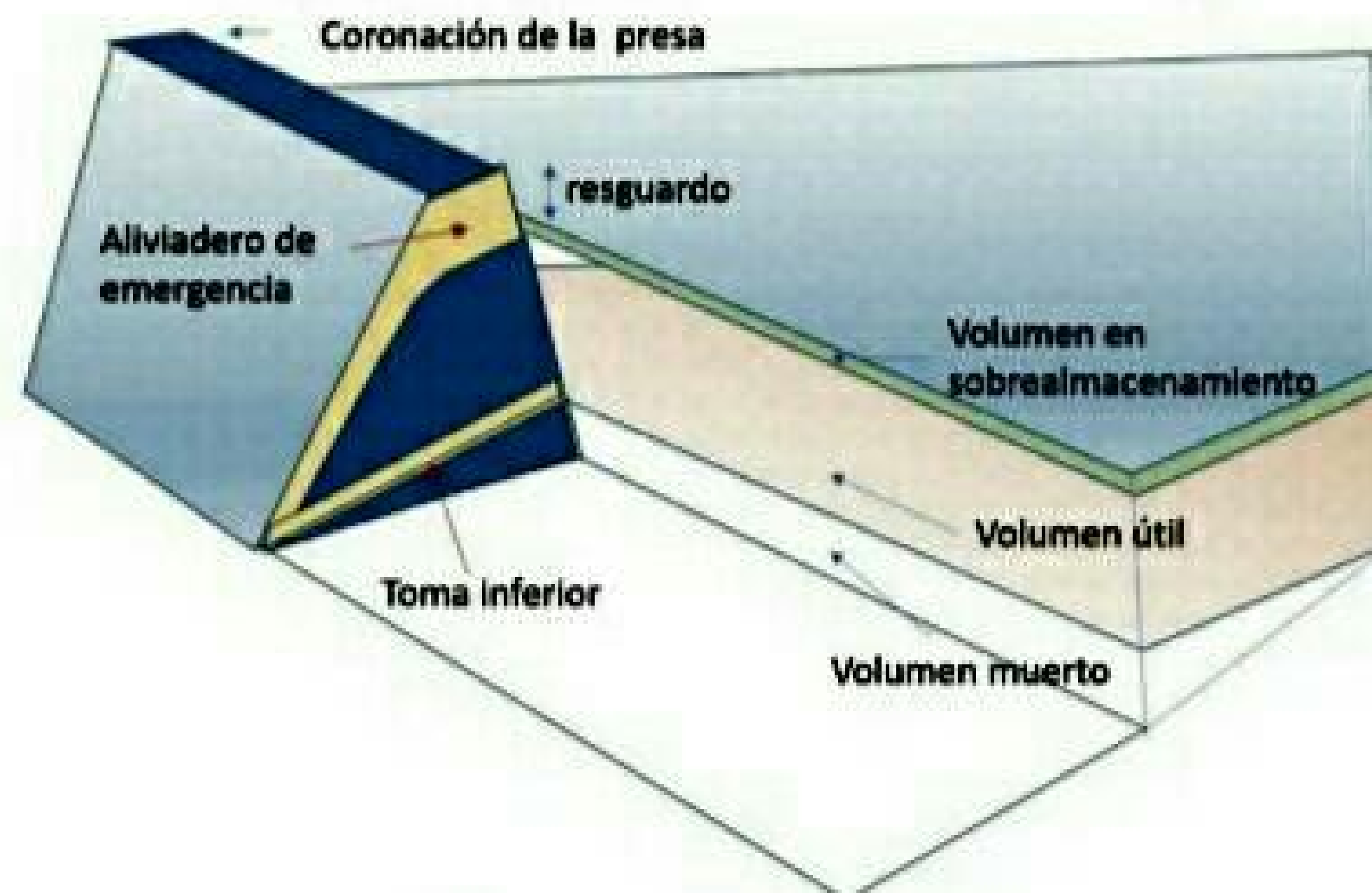


Fig 11-3 Volúmenes de un embalse

Al muro que cierra el paso del agua se le conoce como *Presa* y puede estar construido por diferentes modos y materiales. En función de los materiales empleados, podríamos clasificar las presas como:

- **Materiales sueltos.** En función del material principal se clasifican como
 - de tierra
 - de escollera
 - mixtas
- **De obra de fábrica.** En función del mecanismo de que aporta estabilidad al conjunto se clasifican como
 - Gravedad
 - Bóveda simple o múltiple
 - Contrafuertes
 - Compuertas móviles

Vaso, es el volumen delimitado por el terreno, la presa y el plano horizontal que pasa por la coronación de la misma.

Se colocan tomas de agua a diferentes alturas de la presa ya que el agua está en óptimas condiciones en las proximidades de la superficie.

Entre el fondo del vaso y la primera toma, se encuentra el volumen muerto. Este recurso, además de concentrar los sedimentos y restos diversos, queda por debajo de la toma y no será aprovechable. Con el paso de los años se perderá por colmatación de sedimentos a menos que se limpie de alguna manera, por ejemplo, aprovechando años de sequía extrema.

Por encima de la toma más elevada, o mucho más frecuentemente desde el enrase del aliviadero de emergencia, hasta la coronación de la presa, es posible que se almacene de forma transitoria algo de agua, es lo que se denomina volumen de control de avenidas. Si la última toma se dispone por debajo del aliviadero de emergencia, esta zona puede ser el sumidero de parte de las avenidas que pudieran producirse. En caso contrario el agua puede salir inmediatamente y solo estará en el vaso de forma transitoria.

Entre el volumen muerto y el volumen de control de avenidas queda el volumen útil del embalse, objetivo principal de la construcción de un embalse.



Fig 11-4 Vista del embalse de Beninar(Almería)

Las obras no tienen que ser de almacenamiento, también pueden ser solo de detención, es decir para el control de avenidas y de la erosión. En este caso es frecuente que se practiquen orificios en la presa para permitir que el agua se descargue lentamente y conocidos como mechinales.



Fig 11-5 Pequeña obra de detención de avenidas. Se observan los mechinales para la salida paulatina del agua de esorrentía

11.4 Obras de captación directa de agua de lluvia.

Una variante de reducida capacidad y apto solo para pequeñas necesidades, como son las de una o pocas viviendas o una pequeña explotación ganadera es el denominado aljibe. Es delicado establecer un sistema seguro de recogida de recursos procedentes de la esorrentía directa de la lluvia, pero en ocasiones es imprescindible para atender a necesidades puntuales. Las cisternas y aljibes son conocidos y utilizados desde la antigüedad. El agua se recoge desde tejados o superficies preparadas para ello, pero puede arrastrar consigo impurezas. Las diferencias entre los diferentes modelos de aljibe se deben a la capacidad o al método de filtrado que presenten.



Fig. 11-6 Ejemplo de aljibe con captación directa desde un cauce.

De la multitud de tipos de aljibes se pueden seleccionar los siguientes:

Aljibe veneciano: Se caracteriza por disponer de poca cota disponible y por tanto, filtra directamente el agua en varias capas de arena, de granulometría variable y dispuestas de menor a mayor diámetro hasta un pozo, en el interior de la masa, desde donde se extrae directamente el agua.

Aljibe de filtro superior: Es parecido al anterior, pero el filtro se reduce a un lecho en la parte alta del aljibe, que una vez atravesado por el agua, da paso a una cámara en la que se almacena el recurso.

Aljibe americano: En este tipo de aljibe, el agua se recoge directamente en una cámara, aprovechando al máximo la capacidad de decantación de la misma y se instala un filtro antes de la aspiración de la bomba, produciéndose solo entonces el filtrado del agua.

Aljibe tipo alemán: Este sistema utiliza una doble cámara. En la mayor se recoge el recurso y se interpone un filtro entre ésta y la segunda, desde la que se puede extraer ya el agua filtrada.

Las superficies de recogida pueden ser muy variadas, desde la cubierta de las edificaciones hasta superficies naturales, que incluso pueden ser previamente impermeabilizadas o al menos acondicionadas. El agua puede ser captada mediante una red de drenaje superficial o subterránea. Como criterio de diseño se suelen disponer para que puedan conducir en un mes la cuarta parte de la precipitación anual, aunque un diseño más pormenorizado incluiría el cálculo de la escorrentía correspondiente a una precipitación de diseño con un cierto período de retomo (p.ej 20 años).

Se debe disponer de un sistema de aliviaderos, que permita desechar el agua procedente del inicio de la lluvia, así como coladores y rejillas que eviten el paso a hojas, arena y otros materiales gruesos.

La desinfección del agua, si fuese necesario se efectuará por cloración.



Fig 11-7 Pequeña obra de recogida de escorrentía superficial

11.5 Dimensionamiento hidráulico del volumen útil

Los dos conceptos fundamentales para el diseño de una obra de almacenamiento son el cálculo del volumen útil necesario y el cálculo del posible aliviadero de emergencia. El segundo concepto ya se ha estudiado en hidrología y respecto del segundo estableceremos algunas consideraciones.

Se suele disponer de las series de volúmenes aportados disponibles, así como de las demandas previsibles. En general bastará con un periodo de tiempo de 20 años. Es frecuente que no dispongamos de datos medidos de aporte, en ese caso será necesario generarlos mediante las herramientas hidrológicas adecuadas.

La curva de demanda puede ser conocida en detalle, estimada con mayor o menor precisión o incluso ser considerada como un valor constante a lo largo del tiempo.

Garantía de suministro es la parte complementaria de la probabilidad de fallo de un sistema de suministro. En general no se permite que el agua almacenada caiga demasiado, por lo que mucho antes del agotamiento del volumen útil del embalse, se establecerán restricciones. La probabilidad de fallo se establece como:

$$P = \frac{t_R}{T}$$

ec. 11-1

donde

t_R es el tiempo en que se establecen restricciones

T es el período total analizado

No suele ser aceptable la captación de la totalidad del volumen circulante por un cauce. Razones económicas, sociales y ambientales lo impiden.

Se denomina *regulación* de una cuenca al porcentaje del volumen regulado respecto del total. Los cauces naturales suelen tener una baja fracción de regulación. En zonas de poblamiento antiguo, como es el caso de España, la mayoría de los cauces presentan valores elevados, aunque sin llegar al 100%.

La fracción de agua que no se capta es el *excedente anual no regulado*. Este concepto se refiere al volumen que continúa su camino aguas debajo de la obra de regulación.

Se denomina *Volumen de embalse anual* al volumen de embalse necesario para regular totalmente la aportación de un año suponiendo la demanda uniforme.

Volumen de embalse interanual es el volumen de embalse necesario para regular los aportes de un conjunto de años. En climas mediterráneos, con un fuerte comportamiento cíclico, se deben incluir al menos un ciclo húmedo y otro seco. Es conveniente, asimismo, mantener una determinada garantía en los años secos.

Coeficiente de regulación anual. Si se calcula el volumen de embalse anual para un conjunto grande de años y los resultados se refieren al volumen medio de regulación anual, se puede trazar la línea de regresión entre estos valores y los aportes anuales, respecto a su valor medio, la pendiente de la línea de regresión resultante es conocida como coeficiente de regulación anual y es una constante de la cuenca para la demanda considerada.

Desembalse es el volumen de agua suministrada de forma controlada durante un intervalo de tiempo determinado.

Vertido es el caudal desembalsado de forma no controlada.

Uno de los métodos más sencillos para el dimensionamiento hidráulico de los embalses se denomina *Método del diagrama de masa* (Rippl, 1883) y consiste en hallar la máxima diferencia acumulada positiva entre una secuencia de desembalses, Q_D y aportaciones Q_A ; sean éstas conocidas o simuladas.

$$Q_{dif} = Q_D - Q_A$$

ec. 11-2

Sea Q_{dif}^* la máxima diferencia acumulada positiva entre desembalses y aportaciones durante un intervalo (t-T), entonces (Louks et al, 1981)

$$Q_{dif}^* = \text{Max}_{1 \leq t \leq T} \left(\sum_{\tau=1}^t Q_{dif}(\tau) \right)$$

ec. 11-3

La capacidad de almacenamiento útil requerido S_u es la mayor de las diferencias encontradas, para diferentes instantes de inicio.

$$S_u = \text{Max}_{1 \leq t \leq T} (Q_{dif}^*)$$

ec. 11-4

Obviamente, este procedimiento sólo tiene sentido si, en el período estudiado, la suma de los desembalses es menor que la suma de los aportes.

Ejemplo 11-1

Conocidos los aportes y demandas mensuales, que se dan en la tabla adjunta en hm^3 . Determinar la capacidad útil que deberá tener un embalse, por el método del diagrama de masa.

mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$D(hm^3)$	0.107	0.122	0.203	0.274	0.445	0.645	0.839	0.841	0.596	0.367	0.175	0.108
$Q(hm^3)$	0.365	0.361	0.383	0.392	0.393	0.411	0.430	0.431	0.406	0.404	0.372	0.371

En primer lugar, se hallará la diferencia entre Aportes y demandas. dt es la diferencia para cada mes

mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
dt=D-Q	-0.258	-0.239	-0.180	-0.118	0.052	0.234	0.408	0.410	0.189	-0.037	-0.198	-0.263

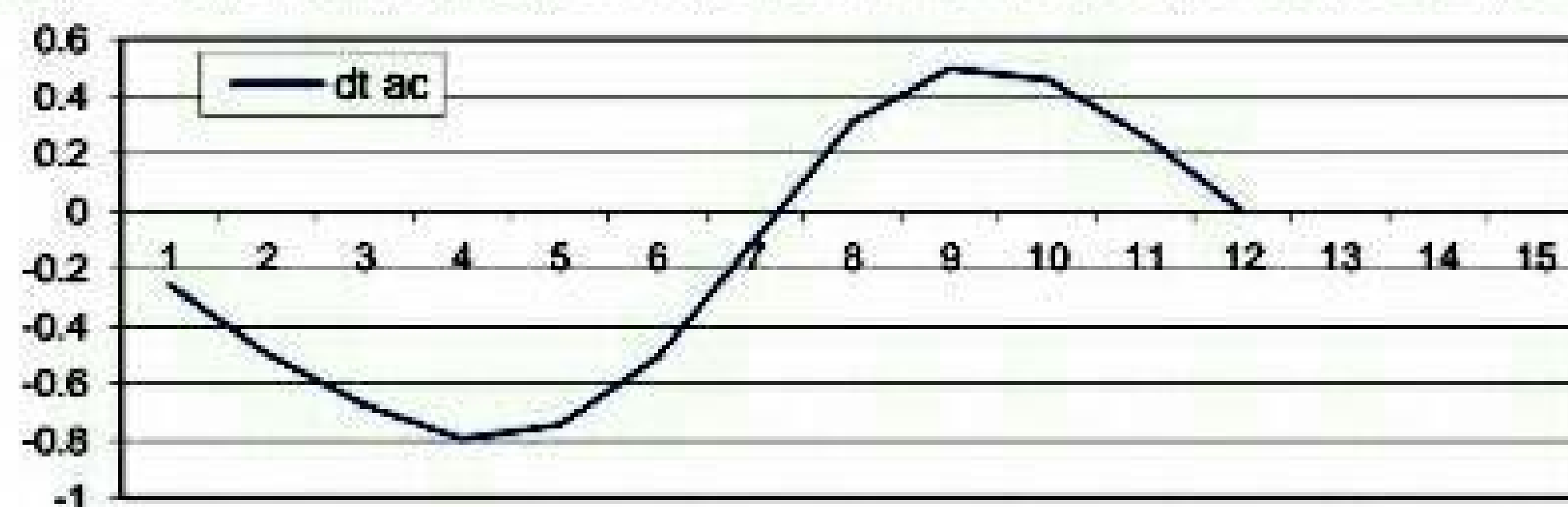
Ahora será preciso determinar la diferencia acumulada de 2, 3, ...n meses consecutivos, para todos los meses $i=1, 2, n$ como punto de partida, como se muestra en la tabla siguiente.

mes	dt=D-Q	i,i+1	i,i+2	i,i+3	i,i+4	i,i+5	i,i+6	i,i+7	i,i+8	i,i+9	i,i+10	i,i+11	d*=max(di)
1	-0.3	-0.5	-0.7	-0.8	-0.7	-0.5	-0.1	0.3	0.5	0.5	0.3	0.0	0.5
2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.5	-0.3	0.2	0.6	0.8	0.7	0.5	0.3		0.8
3	-0.2	-0.3	-0.2	0.0	0.4	0.8	1.0	1.0	0.8	0.5			1.0
4	-0.1	-0.1	0.2	0.6	1.0	1.2	1.1	0.9	0.7				1.2
5	0.1	0.3	0.7	1.1	1.3	1.3	1.1	0.8					1.3
6	0.2	0.6	1.1	1.2	1.2	1.0	0.7						1.2
7	0.4	0.8	1.0	1.0	0.8	0.5							1.0
8	0.4	0.6	0.6	0.4	0.1								0.6
9	0.2	0.2	0.0	-0.3									0.2
10	0.0	-0.2	-0.5										0.0
11	-0.2	-0.5											-0.2
12	-0.3												-0.3

Sólo resta determinar el máximo de todos estos resultados; que es $V_u=1.3 \text{ hm}^3$

El mismo resultado se podría obtener de modo gráfico, representando el valor acumulado de Q_{dt} en función del tiempo y seleccionando la distancia entre el máximo y el mínimo que aparezcan en la gráfica.

D_{ac}	0.107	0.229	0.432	0.706	1.151	1.796	2.634	3.475	4.070	4.437	4.611	4.719
Q_{ac}	0.365	0.727	1.109	1.501	1.894	2.305	2.735	3.166	3.572	3.976	4.348	4.719
dt ac	-0.258	-0.498	-0.677	-0.795	-0.743	-0.510	-0.101	0.309	0.498	0.461	0.263	0.000



11.6 Referencias

Rippl, W. (1883) The capacity of storage reservoirs for water supply, In Proceedings of the Institute of Civil Engineers, 71, 270-278.

11.7 Problemas propuestos

- 1) Conocidos los aportes mensuales, que se dan en la tabla adjunta en hm^3 , y sabiendo que la demanda mensual es de 4.5 hm^3 , determinar la capacidad útil que deberá tener un embalse, por el método del diagrama de masa.

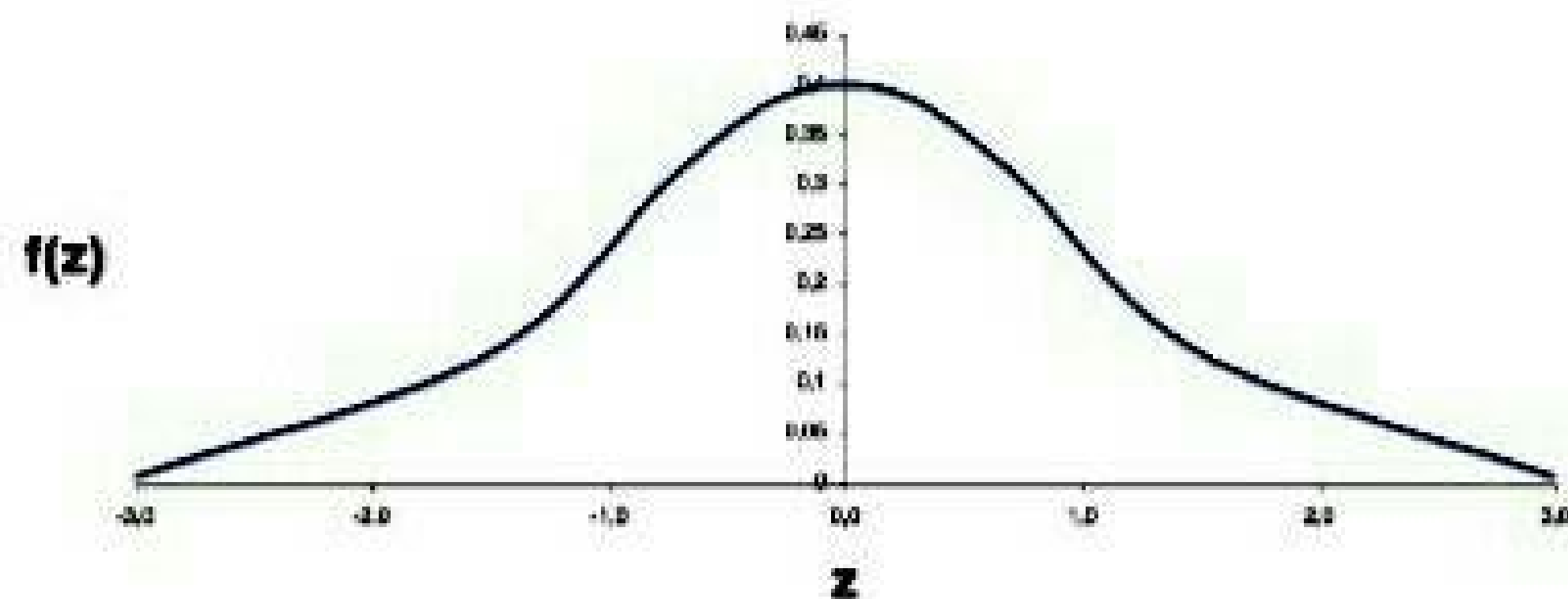
5	7	8	4	3	3	2	1
3	6	8	9	3	4	9	

Sol: $V_u=11 \text{ hm}^3$

Anexo I Tablas estadísticas

Probabilidad asociada a la variable aleatoria $N(0,1)$

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5039	0.5079	0.5119	0.5159	0.5199	0.5239	0.5279	0.5318	0.5358
0.1	0.5398	0.5438	0.5477	0.5517	0.5556	0.5596	0.5635	0.5674	0.5714	0.5753
0.2	0.5792	0.5831	0.5870	0.5909	0.5948	0.5987	0.6025	0.6064	0.6102	0.6140
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6330	0.6368	0.6405	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6627	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6843	0.6879
0.5	0.6914	0.6949	0.6984	0.7019	0.7054	0.7088	0.7122	0.7156	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7290	0.7323	0.7356	0.7389	0.7421	0.7453	0.7485	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7703	0.7733	0.7763	0.7793	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7938	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8105	0.8132
0.9	0.8159	0.8185	0.8212	0.8238	0.8263	0.8289	0.8314	0.8339	0.8364	0.8389
1.0	0.8413	0.8437	0.8461	0.8484	0.8508	0.8531	0.8554	0.8576	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8707	0.8728	0.8749	0.8769	0.8790	0.8810	0.8829
1.2	0.8849	0.8868	0.8887	0.8906	0.8925	0.8943	0.8961	0.8979	0.8997	0.9014
1.3	0.9032	0.9049	0.9065	0.9082	0.9098	0.9114	0.9130	0.9146	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9250	0.9264	0.9278	0.9292	0.9305	0.9318
1.5	0.9331	0.9344	0.9357	0.9369	0.9382	0.9394	0.9406	0.9417	0.9429	0.9440
1.6	0.9452	0.9463	0.9473	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9544
1.7	0.9554	0.9563	0.9572	0.9581	0.9590	0.9599	0.9608	0.9616	0.9624	0.9632
1.8	0.9640	0.9648	0.9656	0.9663	0.9671	0.9678	0.9685	0.9692	0.9699	0.9706
1.9	0.9712	0.9719	0.9725	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9755	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9777	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9807	0.9812	0.9816
2.1	0.9821	0.9825	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9853	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9867	0.9871	0.9874	0.9877	0.9880	0.9884	0.9887	0.9889
2.3	0.9892	0.9895	0.9898	0.9901	0.9903	0.9906	0.9908	0.9911	0.9913	0.9915
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9924	0.9926	0.9928	0.9930	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9937	0.9939	0.9941	0.9943	0.9944	0.9946	0.9947	0.9949	0.9950	0.9952
2.6	0.9953	0.9954	0.9956	0.9957	0.9958	0.9959	0.9960	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9972	0.9973
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9976	0.9977	0.9978	0.9978	0.9979	0.9980	0.9980
2.9	0.9981	0.9981	0.9982	0.9983	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986
3.0	0.9986	0.9986	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9990
3.1	0.9990	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992
3.2	0.9993	0.9993	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996
3.4	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997



Anexo II Símbolos

γ	peso específico	kg.m^{-3}
ω	área	m^2
η	rendimiento	
ρ	densidad	kg.m^{-3}
ν	viscosidad cinemática	$\text{m}^2.\text{s}^{-1}$
τ_0	esfuerzo cortante	kg.m^{-2}
a	celeridad	m.s^{-1}
B	Anchura de un canal	m
C_d	coeficiente de descarga	
D	diámetro	m
d	dotación	$\text{m}^3.\text{s}^{-1}$
E	coeficiente de elasticidad del material	kg.cm^{-2}
e	espesor	m
E_{al}	eficiencia en el almacenamiento	
E_{c}	eficiencia en las conducciones	
E_{p}	eficiencia a nivel de parcela	
E_{r}	eficiencia de riego	
f	factor de fricción de Darcy-Weisbach	
g	constante de gravitación	9.8 m.s^{-2}
GL	grados de libertad	
GS	garantía de suministro	
H, h	altura piezométrica	m
h_f	pérdida de carga	m
J	pendiente hidráulica	
k_s	factor de aspereza de Darcy-Weisbach	m
K_{hw}	factor de aspereza de Hazen-Williams	
K_s	factor de fricción de elemento singular	
K_{sc}	factor de aspereza de Scobey	
L	longitud	m
n_m	factor de aspereza de Manning	
p	presión	Pa
P	potencia	W
Q, q	caudal	$\text{m}^3.\text{s}^{-1}$
R_a	número de Reynolds	
R_h	radio hidráulico	m
S	superficie de una parcela	m^2
t	tiempo	s
T_p	tiempo de parada	s
u, v	velocidad	m.s^{-1}
V	volumen	m^3
y	calado	m
z	pendiente lateral de un canal	

Anexo III Diámetros de las tuberías mas utilizadas

Tabla 11 Diámetros interiores. Tuberías de aluminio, UNE 38058

DIÁMETRO EXTERIOR (mm)	DIÁMETRO INTERIOR (mm)									
	ESPESOR (mm)									
	2.5	3	4	5	6	8	10	12	14	16
50	45	44	42	40	38	34				
55		49	47	45	43	39				
60			52	50	48	44	40			
65			57	55	53	49	45			
70			62	60	58	54	50			
75			67	65	63	59	55	51		
80			72	70	68	64	60	56		
90			82	80	78	74	70	66	62	
100			92	90	88	84	80	76	72	68
110			102	100	98	94	90	86	82	78
120			112	110	108	104	100	96	92	88
130			122	120	118	114	110	106	102	98
140			132	130	128	124	120	116	112	108
150			142	140	138	134	130	126	122	118
160			152	150	148	144	140	136	132	128
170			162	160	158	154	150	146	142	138
180	172	170	168	164	160	156	152	148		
200	192	190	188	184	180	176				

Tabla 12 Ejemplo de catálogo de tubería de acero (Tubería de Acero al Carbono Api 5/Astm A53/A106 VEMACERO C.A.)

Diámetro Nominal NPS DN		Diámetro Exterior Real		Espesor de Pared		Identificación		Peso del Tubo		ASTM A53 PRESION DE PRUEBA			
Pulgadas in.	Milímetros mm.	(in.)	mm.	Pulgadas (in.)	Milímetros (mm.)	Weight Class	Schedule	lb/ft	kg/m	Grado A		Grado B	
										psi	Kg/cm ²	psi	Kg/cm ²
1/2	15	0.840	21.3	0.109	2.77	STD	40	0.85	1.27	700	49	700	49
				0.147	3.73	XS	80	1.09	1.62	850	60	850	60
3/4	20	1.050	26.7	0.113	2.87	STD	40	1.13	1.69	700	49	700	49
				0.154	3.91	XS	80	1.47	2.20	850	60	850	60
1	25	1.315	33.4	0.133	3.38	STD	40	1.68	2.50	700	49	700	49
				0.179	4.55	XS	80	2.17	3.24	850	60	850	60
1-1/4	32	1.660	42.2	0.140	3.56	STD	40	2.27	3.39	1200	84	1300	91
				0.191	4.85	XS	80	3.00	4.47	1800	127	1900	134
1-1/2	40	1.900	48.3	0.145	3.68	STD	40	2.72	4.05	1200	84	1300	91
				0.200	5.08	XS	80	3.63	5.41	1800	127	1900	134
2	50	2.375	60.3	0.154	3.91	STD	40	3.63	5.44	2300	162	2500	176
				0.218	5.54	XS	80	5.02	7.48	2500	176	2500	176
2-1/2	65	2.875	73	0.203	5.16	STD	40	5.79	8.63	2500	176	2500	176
				0.276	7.01	XS	80	7.66	11.41	2500	176	2500	176
				0.375	9.52	-	160			2500	176	2500	176
				0.552	14.02	XXS	-			2500	176	2500	176
3	80	3.500	88.9	0.125	3.18	-	-	4.51	6.72	1290	91	1500	105
				0.156	3.96	-	-	5.57	8.29	1600	112	1870	131
				0.188	4.78	-	-	6.65	9.92	1930	136	2260	159
				0.216	5.49	STD	40	7.58	11.29	2220	156	2500	176
				0.250	6.35	-	-	8.68	12.93	2500	176	2500	176
				0.281	7.14	-	-	9.66	14.40	2500	176	2500	176
				0.300	7.62	XS	80	10.25	15.27	2500	176	2500	176

Tabla 13 Ejemplo de tabla de catálogo para fundición dúctil (Aceros LST Bilbao <https://lstbilbao.com/>)

Diámetro nominal (mm)	Diámetro exterior (mm)	Espesor paredes en K9(mm)	Peso por metro (kg/m)	Peso total (kg)
80	98	6	12.2	87
100	118	6	15.1	107
125	144	6	18.9	135
150	170	6	22.8	163
200	222	6.3	30.6	219
250	274	6.8	40.2	286
300	326	7.2	50.8	360
350	378	7.7	63.2	476
400	429	8.1	75.5	566
450	480	8.6	89.8	669
500	532	9	104.3	775
600	635	9.9	137.3	1009
700	738	10.8	173.9	1043.4
800	842	11.7	215.2	1594
900	945	12.6	260.2	1917
1000	1048	13.5	309.3	2269
1100	1152	14.4	262.6	2651
1200	1255	15.3	420.1	3060
1400	1462	17.1	547.2	4090
1500	1565	18	616.5	4582
1600	1668	18.9	690.3	5120

Tabla 14 Diámetros normalizados Hormigón armado (UNE127.010 EX y UNE 127.011 EX)

DN (mm)	Tolerancia en DN (mm)	Ortogonalidad (mm)	Espesor mínimo(mm)	
			Serie B	Serie C
300	±5	6	50	69
400	±6	6	59	78
500	±8	6	67	86
600	±9	6	75	94
700	±10	7	84	102
800	±10	8	92	111
900	±10	9	100	119
1.000	±10	10	109	128
1.100	±11	11	117	136
1.200	±12	12	125	144
1.300	±14	13	134	153
1.400	±14	14	142	161
1.500	±15	15	150	169
1.600	±15	16	159	178
1.800	±15	16	175	194
2.000	±15	16	192	211
2.500	±15	19	234	253
3.000	±15	19	280	300

Tabla 15 Dimensiones normalizadas de los tubos PVC-U (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) para abastecimiento de agua potable (UNE-EN 1452-2)

Diámetro(mm)		Ovalación(mm)		Espesor(mm)						
DN	Toler. OD	SDR41 a SDR33	SDR26 a SDR11	S20 SDR 41	S16 SDR 33	S12.5 SDR 26	S10 SDR 21	S8 SDR 17	S6.3 SDR 13.6	S5 SDR 11
					PN7.5	PN8	PN10	PN12.5	PN16	PN20
12	0.2	0.5								1.5
16	0.2	0.5	6							1.5
20	0.2	0.5	6						1.5	1.9
25	0.2	0.5	6					1.5	1.9	2.3
32	0.2	0.5	6			1.5	1.6	1.9	2.4	2.9
40	0.2	1.4	0.5		1.5	1.6	1.9	2.4	3.0	3.7
50	0.2	1.4	0.6		1.6	2.0	2.4	3.0	3.7	4.6
63	0.3	1.5	0.8		2.0	2.5	3.0	3.8	4.7	5.8
75	0.3	1.6	0.9		2.3	2.9	3.6	4.5	5.6	6.8
90	0.3	1.8	1.1		2.8	3.5	4.3	5.4	6.7	8.2
				PN6	PN8	PN10	PN12.5	PN16	PN20	PN25
110	0.4	2.2	1.4	2.7	3.4	4.2	5.3	6.6	8.1	10.0
125	0.4	2.5	1.5	3.1	3.9	4.8	6.0	7.4	9.2	11.4
140	0.5	2.8	1.7	3.5	4.3	5.4	6.7	8.3	10.3	12.7
160	0.5	3.2	2.0	4.0	4.9	6.2	7.7	9.5	11.8	14.6
180	0.6	3.6	2.2	4.4	5.5	6.9	8.6	10.7	13.3	16.4
200	0.6	4.0	2.4	4.9	6.2	7.7	9.6	11.9	14.7	18.2
225	0.7	4.5	2.7	5.5	6.9	8.6	10.8	13.4	16.6	
250	0.8	5.0	3.0	6.2	7.7	9.6	11.9	14.8	18.4	
280	0.9	6.8	3.4	6.9	8.6	10.7	13.4	16.6	20.6	
315	1.0	7.6	3.8	7.7	9.7	12.1	15.0	18.7	23.2	
355	1.1	8.6	4.3	8.7	10.9	13.6	16.9	21.1	26.1	
400	1.2	9.6	4.8	9.8	12.3	15.3	19.1	23.7	29.4	
450	1.4	10.5	5.4	11.0	13.8	17.2	21.5	26.7	33.1	
500	1.5	12.0	6.0	12.3	15.3	19.1	23.9	29.7	36.8	
560	1.7	13.5	6.8	13.7	17.2	21.4	26.7			
630	1.9	15.2	7.6	15.4	19.3	24.1	30.0			
710	2.0	17.1	8.6	17.4	21.8	27.2				
800	2.0	19.2	9.6	19.6	24.5	30.6				
900	2.0	21.6		22.0	27.6					
1.000	2.0	24.0		24.5	30.6					

Tabla 16 Dimensiones de los tubos de PVC-U (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) para saneamientos por gravedad (UNE-EN 1.401)

Diámetro(mm)		Ovalación(mm)	Espesor			(mm)
DN	Tol OD		SN2 SDR51 S25	SN4SDR41 S20	SN8 SDR34.4 S16.7	
110	0.3	2.64	3.2	3.2		
125	0.3	3.00	3.2	3.7		
160	0.4	3.84	3.2	4.0		4.7
200	0.5	4.80	3.9	4.9		5.9
250	0.5	6.00	4.9	6.2		7.3
315	0.6	7.56	6.2	7.7		9.2
355	0.7	8.52	7.0	8.7		10.4
400	0.7	9.60	7.9	9.8		11.7
450	0.8	10.80	8.8	11.0		13.2
500	0.9	12.00	9.8	12.3		14.6
630	1.1	15.12	12.3	15.4		18.4
710	1.2	17.04	13.9	17.4		
800	1.3	19.20	15.7	19.6		
900	1.5	21.60	17.6	22.0		
1000	1.6	24.00	19.6	24.5		

Tabla 17 Dimensiones normalizadas (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) de los tubos de PE para microrriregación (UNE 53.367:2005)

DN(mm)	PE32			PE40		
	S10	S6.3	S4	S12.5	S8	S5
	PN2.5	PN4	PN6	PN2.5	PN4	PN6
12	1.0	1.1	1.4		1.1	1.1
16	1.2	1.4	1.8	1.0	1.2	1.5
20	1.3	1.5	2.3	1.2	1.5	1.9
25	1.4	1.9	2.8	1.2	1.5	2.3
32	1.6	2.4	3.6	1.5	1.9	2.9

Tabla 18 Dimensiones normalizada de los tubos de PE para abastecimiento de agua potable (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) (UNE-EN 12.201)

		S	2.5	3.2	4	5	6.3	8	8.3	10	12.5	16	20
		SDR	6	7.4	9	11	13.6	17	17.6	21	26	33	41
PN (C=1.25)		PE40	25	10	8	6	5	4		3.2	2.5		
		PE80	25	20	16	12.5	10	8		6	5	4	3.2
		PE100		25	20	16	12.5	10		8	6.3	5	4
Diámetro (mm)		Ovalación (mm)	Espesor nominal (mm)										
DN	Tol.												
16	0.3	1.2	3.0	2.3	2.0								
20	0.3	1.2	3.4	3.0	2.3	2.0							
25	0.3	1.2	4.2	3.5	3.0	2.3	2.0						
32	0.3	1.3	5.4	4.4	3.6	3.0	2.4	2.0	2.0				
40	0.4	1.4	6.7	5.5	4.5	3.7	3.0	2.4	2.3	2.0			
50	0.4	1.4	8.3	6.9	5.6	4.6	3.7	3.0	2.9	2.4	2.0		
63	0.4	1.5	10.5	8.6	7.1	5.8	4.7	3.8	3.6	3.0	2.5		
75	0.5	1.6	12.5	10.3	8.4	6.8	5.6	4.5	4.3	3.6	2.9		
90	0.6	1.8	15.0	12.3	10.1	8.2	6.7	5.4	5.1	4.3	3.5		
110	0.7	2.2	18.3	15.1	12.3	10.0	8.1	6.6	6.3	5.3	4.2		
125	0.8	2.5	20.8	17.1	14.0	11.4	9.2	7.4	7.1	6.0	4.8		
140	0.9	2.8	23.3	19.2	15.7	12.7	10.3	8.3	8.0	6.7	5.4		
160	1.0	3.2	26.6	21.9	17.9	14.6	11.8	9.5	9.1	7.7	6.2		
180	1.1	3.6	29.9	24.6	20.1	16.4	13.3	10.7	10.2	8.6	6.9		
200	1.2	4.0	33.2	27.4	22.4	18.2	14.7	11.9	11.4	9.6	7.7		
225	1.4	4.5	37.4	30.8	25.2	20.5	16.6	13.4	12.8	10.8	8.6		
250	1.5	5.0	41.5	34.2	27.9	22.7	18.4	14.8	14.2	11.9	9.6		
280	1.7	5.8	46.5	38.3	31.3	25.4	20.6	16.6	15.9	13.4	10.7		
315	1.9	6.6	52.3	43.1	35.2	28.6	23.2	18.7	17.9	15.0	11.9	9.7	7.7
355	2.2	7.5	59.0	48.5	39.7	32.3	26.1	21.1	20.2	16.9	13.5	10.9	8.7
400	2.4	8.3		54.7	44.7	36.4	29.4	23.7	22.7	19.1	15.1	12.3	9.8
450	2.7	9.3		61.5	50.0	40.9	33.1	26.7	25.5	21.5	17.2	13.8	11.0
500	3.0	10.3			55.8	45.4	36.8	29.7	28.3	23.9	19.1	15.3	12.3
560	3.4	11.5				50.9	41.2	33.2	31.7	26.7	21.4	17.2	13.7
630	3.8	12.8				57.2	46.3	37.4	35.7	30.0	24.1	19.3	15.4
710	4.4	14.3					52.2	42.1	40.2	33.9	27.2	21.8	17.4
800	5.0	16.0					58.8	47.4	45.3	38.1	30.6	24.5	19.6
900	5.7	18.0						53.3	51.0	42.9	34.4	27.6	22.0
1.000	6.5	20.0						59.3	56.6	47.7	38.2	30.6	24.5
1.200	7.6	23.0								57.2	45.9	36.7	29.4
1.400	8.8	26.0									53.5	42.9	34.3
1.600	10.0	29.0									61.2	49.0	39.2

Tabla 19 Dimensiones normalizada de los tubos de PE para saneamientos por gravedad (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) (UNE-EN 12666)

Diámetro(mm)		Espesor nominal mínimo (mm)			
DN	Tol.	S	10	12.5	16
		SDR	21	26	33
		SN	8	4	2
110	1.0		5.3	4.2	
125	1.2		6.0	4.8	
160	1.5		7.7	6.2	
200	1.8		9.6	7.7	
250	2.3		11.9	9.6	7.7
315	2.9		15.0	11.9	9.7
355	3.2		16.9	13.5	10.9
400	3.6		19.1	15.1	12.3
450	4.1		21.5	17.2	13.8
500	4.5		23.9	19.1	15.3
630	5.7		30.0	24.1	19.3
800	7.2		38.1	30.6	24.5
1.000	9.0		47.7	38.2	30.6
1.200	10.0		57.2	45.9	36.7
1.400	10.0			53.5	42.9
1.600	10.0			61.2	49.0

Tabla 20 Dimensiones de los tubos de PRFV (Guía Técnica Las tuberías plásticas en las obras hidráulicas, ASETUB, 2009) (UNE EN 1.796 y UNE EN 14.364)

Diámetros(mm)											
DN	Serie A			Serie B1		Serie B2		Serie B3		Serie B4	
	IDmin	IDmax	Tol.	OD	Tol.	OD	Tol.	OD	Tol.	OD	Tol.
100	97	103	1.5			115.0	+1	110	+0.4	114.3	+1.5/-0.2
125	122	128	1.5			141.0	+1	125	+0.4	139.7	+1.5/-0.2
110	107	113	1.5								
125	122	128	1.5								
150	147	153	1.5			167.0	+1	160	+0.5	168.3	+1.5/-0.2
200	196	204	1.5			220.0	+1	200	+0.6	219.1	+1.5/-0.2
225	221	229	1.5					225	+0.7		
250	246	255	1.8			271.8	+1/-0.2	250	+0.8	273.0	+1.5/-0.2
300	296	306	2.1	310	+1/-1.0	323.8	+1/-0.3	315	+1.0	323.9	+1.5/-0.2
350	346	357	2.4	361	+1/-1.2	375.7	+1/-0.3	355	+1.1		
400	396	408	2.7	412	+1/-1.4	426.6	+1/-0.3	400	+1.3		
450	446	459	3.0	463	+1/-1.6	477.6	+1/-0.4	450	+1.5		
500	496	510	3.6	514	+1/-1.8	529.5	+1/-0.4	500	+1.5		
600	595	612	4.2	616	+1/-2.0	632.5	+1/-0.5	630	+1.9		
700	695	714	4.2	718	+1/-2.2						
800	795	816	4.2	820	+1/-2.4						
900	895	918	5.0	924	+1/-2.6						
1.000	995	1.020	5.0	1.026	+1/-2.6						
1.200	1.195	1.220	5.0	1.229	+1/-2.6						
1.400	1.395	1.420	5.0	1.434	+1/-2.8						
1.600	1.595	1.620	5.0	1.638	+1/-2.8						
1.800	1.795	1.820	5.0	1.842	+1/-3.0						
2.000	1.995	2.020	5.0	2.046	+1/-3.0						
2.200	2.195	2.220	5.0	2.250	+1/-3.2						
2.400	2.395	2.420	6.0	2.453	+1/-3.4						
2.600	2.595	2.620	6.0	2.658	+1/-3.6						
2.800	2.795	2.820	6.0	2.861	+1/-3.8						
3.000	2.995	3.020	6.0	3.066	+1/-4.0						